

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE**



**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS - MOSTAGANEM-**

*Faculté des Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil*

*Mémoire*

*Présentée pour l'obtention du diplôme de*

**Magister en Génie Civil**

**Option : Pathologie et auscultation des ouvrages en béton**

PAR

**MEDDAH HAYAT**

**L'apport mécanique des fibres  
métalliques dans le renforcement  
d'un tablier d'un pont caisson**

**Membres du Jury :**

Mr BELGASMIA NOUREDDINE	PRESIDENT	M.C.A Université de Mostaganem
Mr BENANNENE ABD EL KADER	EXAMINATEUR	M.C.A Université de Mostaganem
Mr BRANCI TAIB	EXAMINATEUR	M.C.A Université de Chlef
Mr KADRI TAHAR	ENCADREUR	Professeur Université de Mostaganem

**Date et Heure : 16/06/2014 à 10:00**

## **REMERCIEMENTS**

Le présent travail a été réalisé au département de génie civil de l'Université Abdel Hamid Ibn Badis à Mostaganem.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur Monsieur Kadri Tahar pour avoir accepté de diriger ce mémoire et pour sa précieuse aide qui m'était indispensable sur le plan scientifique. Je tiens également à le remercier pour la confiance qu'il m'a accordée pour établir ce travail.

Je remercie Messieurs les jurys : Mr Belgasmia Nouredine président, Mr Benanene Abd Kader examinateur et Mr Branci Taib examinateur pour avoir accepté de juger ce travail.

Je remercie également l'ensemble de mes enseignants à l'université de Mostaganem pour leur patience avec nous.

Je remercie Messieurs : Brahimi, Kandouci de l'université des sciences et de la technologie d'Oran Pour leur précieuse aide.

Je remercie également Mr Guertti de l'Agence nationale des autoroutes, Mme Ameer Fairouz du CTTT.

Je tiens également à remercier l'ensemble des collègues de la DTP de Saida pour leur soutien durant mes études spécialement les agents du service entretien.

Une pensée Particulière au Professeur Meddah Med Essedik de l'Université de Sherbrooke et Mr Hachemi Houari enseignant à l'Université de Saida pour leurs conseils et leurs orientations.

Je voudrais manifester mes remerciements à toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin pour l'élaboration de ce travail.

Enfin, j'adresse un grand merci à mes Sœurs qui ont toujours été présentes en cas de besoin, en particulier à Meriem.

# DEDICACES

*Je dédie ce travail à la mémoire de mes défunts parents.*

*Je le dédie également à l'ensemble de ma famille, en  
particulier mes sœurs et frères.*

*Aussi à mes ami(e)s chacun par son prénom.*

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>2</b>
1. Contexte de la recherche .....	2
2. Objectifs de la recherche .....	3
3. Structure du mémoire .....	4
<b>ORIGINES DE DEGRADATION DANS LES PONTS EN BETON ARME ET PRECONTRAIT .....</b>	<b>6</b>
1.1 INTRODUCTION .....	6
1.2 LES ORIGINES DE DESORDRES DANS LES PONTS : .....	6
1.2.1 Actions sollicitant les ponts.....	6
1.2.2 Dégradation des matériaux.....	9
1.2.3 LES ERREURS OU INSUFFISANCES DU PROJET DANS LES PONTS EN BETON ARME OU PRECONTRAIT : .....	15
1.3 CONCLUSION : .....	22
<b>CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DES PONTS CAISSONS (tabliers à poutres caissons).....</b>	<b>24</b>
2.1 - Introduction .....	24
2.2 - Ponts en béton précontraint construits en encorbellement (Ponts caissons).....	24
2.2.1 Description de la méthode de construction par encorbellements successifs .....	25
2.2.2 Morphologie et dimensionnement de la section transversale .....	28
2.2.3 Conception du câblage de précontrainte .....	31
2.3- CONCLUSION .....	32
<b>LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DES FIBRES METALLIQUES.....</b>	<b>34</b>
3.1 - INTRODUCTION .....	34
3.2 - Les fibres métalliques .....	34
3.2.1- Les caractéristiques géométriques des fibres métalliques : .....	35
3.2.2 ROLE DES FIBRES DANS LES BETONS .....	36
3.2.3 Propriétés des fibres.....	38
3.3 Les bétons fibres métalliques (BFM) .....	40
3.3.1. HISTORIQUE : .....	41
3.3.2 Applications actuelles et potentielles des BFM, BHPFM et BUHPFM.....	41
3.3.3 PRINCIPE D’ACTION DES FIBRES .....	42
3.3.4 COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS RENFORCES DE FIBRES.....	46
3.4 Conclusion .....	56

<b>LA LOI DE REPARTITION ET ORIENTATION DES FIBRES METALLIQUES .....</b>	<b>58</b>
4.1 INTRODUCTION .....	58
4.2 Paramètres influençant l'Orientation des fibres.....	60
4.2.1 La géométrie des fibres et les effets d'interactions (fibres-granulats-parois).....	60
4.2.2 La rhéologie du béton .....	61
4.2.3 Le mode de mise en place et de vibration du béton .....	61
4.2.4 La Géométrie des moules .....	61
4.3 DETERMINATION DU NOMBRE DE FIBRE : .....	64
4.4 DETERMINATION DES FONCTIONS DE DENSITE PROBABILISTE POUR L'ORIENTATION DES FIBRES DANS LE COMPOSITE : .....	66
4.4.1 Cas d'une orientation 3D_ aléatoire :.....	66
4.4.2 Cas d'une orientation 2D aléatoire :.....	68
4.5 CONCLUSION.....	69
<b>APPORT MECANIQUE DES FIBRES METALLIQUES DANS LE RENFORCEMENT DES TABLIERS DE PONTS .....</b>	<b>71</b>
5.1 INTRODUCTION : .....	71
5.2 RAPPEL SUR LES DESORDRES DANS UN TABLIER CAISSON :.....	71
5.2.1 INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE LA FLEXION .....	71
5.2.2 INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT ET DE LA TORSION ....	73
5.2.3 INSUFFISANCE STRUCTURALE D'OUVRAGES EB BETON PRECONTRAIT .....	74
5.3 RAPPEL DU MECANISME DE FONCTIONNEMENT D'UNE POUTRE EN .....	77
BETON ARMEE FLECHIE.....	77
5.3.1 COMPORTEMENT GLOBAL D'UNE POUTRE EN BETON ARME EN FLEXION .....	77
5.3.2 PARAMETRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT D'UNE POUTRE FLECHIE .....	79
5.3.3 COMPORTEMENT D'UNE POUTRE A L'EFFORT TRANCHANT .....	79
5.4 EFFET DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT D'UNE POUTRE EN BETON ARME EN FLEXION .....	83
5.4.1 EFFET DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL EN FLEXION .....	83
5.4.2 EFFET DES FIBRES SUR LA RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT .....	83
5.5 EFFET DE FIBRE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS AUTOPLAÇANT.....	86
5.5.1 COMPORTEMENT A LA FLEXION.....	86
5.5.2 COMPORTEMENT A LA COMPRESSION ET A LA TRACTION .....	88
5.5.3 APPORT DES FIBRES LORS DE RUPTURE PAR EFFORT TRANCHANT .....	89
5.6 EFFET DE FIBRES DANS UN COMPORTEMENT DYNAMIQUE : .....	90
5.6.1 COMPORTEMENT AU CHOC DES BETON DE FIBRES :.....	90
5.6.2 EFFETS DE VITESSE SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE EN FLEXION .....	90
5.6.3 INFLUENCE DES FIBRES SUR LES EFFETS DE VITESSE .....	91
5.6.4 EFFET DES FIBRES SUR LA RESISTANCE EN TRACTION DYNAMIQUE :.....	92

5.7 APPORT DES FIBRES METALLIQUES SOUS SOLLECITATIONS CYCLIQUES (EFFET DE FATIGUE : ....	95
5.7 CONCLUSION.....	96

<b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>98</b>
--	-----------

***LISTES DES FIGURES ET  
TABLEAUX***

## LISTES DES FIGURES

<b>Figure 1.1</b> fissuration des âmes dues à une insuffisance de résistance à la flexion dans un pont caisson.....	16
<b>Figure 1.2</b> Fissuration à la jonction hourdis inférieur / âmes dues à une poussée au vide des câbles ou à une construction par phase dans un pont caisson.....	16
<b>Figure 1.3</b> : Principaux types de fissures dans un caisson.....	18
<b>Figure 1.4</b> – fissuration d’effort tranchant dans un pont caisson.....	19
<b>Figure 1.5</b> – disposition des étriers actifs.....	20
<b>Figure 2.1</b> – Principe de la méthode de construction En encorbellement .....	25
<b>Figure 2.2</b> – Exemple de répartition de travées de longueurs différentes.....	26
<b>Figure 2.3</b> exemple de construction d’un pont en encorbellement successifs.....	27
<b>Figure 2.4</b> - différents éléments de poutre caisson unicellulaire.....	28
<b>Figure 2.5</b> - coupe transversale d’un caisson unicellulaire.....	29
<b>Figure 2.6</b> Caractéristique géométrique d’un caisson unicellulaire .....	30
<b>Figure 2.7</b> Principes de câblages de ponts caissons.....	31
<b>Figure 3.1</b> Exemples de fibres métalliques .....	35
<b>Figure 3.2</b> Illustration de l’apport du renfort par des fibres.....	37
<b>Figure 3.3</b> Essais de l’ASTM C 1018.....	40
<b>Figure 3.4</b> Texture d’un béton fibré.....	41
<b>Figure 3.5</b> processus de fissuration de béton soumis à un essai de traction directe.....	43
<b>Figure 3.6</b> Schéma de l’interaction des fibres avec le développement des fissures dans un composite.....	43
<b>Figure 3.7</b> Différents facteurs influant sur le comportement mécanique d’un béton renforcé de fibres.....	44
<b>Figure 3.8</b> courbe schématique de l’évolution des caractéristiques mécaniques d’un BFM en fonction du pourcentage des fibres .....	46
<b>Figure 3.9</b> : Comportement en traction directe en fonction du pourcentage en fibres.....	48
<b>Figure 3.10</b> : Courbes charge en fonction du déplacement pour les essais de cisaillement direct : a) fibres métalliques, b) fibres synthétiques.....	51
<b>Figure 3.11</b> : Résistance au cisaillement en fonction du dosage en fibres .....	52
<b>Figure 4.1</b> : Effet de la taille des granulats sur la distribution de fibres.....	60
<b>Figure 4.2</b> Influence de la direction du carottage sur le comportement en traction d’un béton fibré.....	62
<b>Figure 4.3</b> : Schématisation de l’orientation des fibres métallique dans le béton.....	63
<b>Figure 4.4</b> : Représentation du composite et des axes de coordonnées.....	64

<b>Figure 4.5</b> : Orientation de fibre dans la matrice béton ou l'espace du composite.....	;64
<b>Figure 4.6</b> : fibre dans la matrice béton ou l'espace du composite.....	66
<b>Figure 4.6</b> : Espace de définition de la fonction de densité probabiliste.....	67
<b>Figure 4.7</b> : Espace de définition de la fonction de densité probabiliste 2D .....	68
<b>Figure 5.1</b> : croquis des zones préférentielles de fissuration par flexion.....	71
<b>Figure 5.2</b> : principe de mise en continuité de poutres PRAD.....	72
<b>Figure 5.3</b> : principe de calcul de l'effort tranchant au droit d'un arrêt de câbles.....	73
<b>Figure 5.4</b> Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à de la flexion.....	77
<b>Figure 5.5</b> Trajectoires des contraintes principales à l'état fissuré.....	80
<b>Figure 5.6</b> Efforts internes dans une poutre fissurée sans armatures transversales.....	81
<b>Figure 5.7</b> Mécanisme du treillis.....	82
<b>Figure 5.8</b> Influence des fibres sur la Courbe force – flèche.....	83
<b>Figure 5.9</b> Efforts internes dans une poutre fissurée en béton renforcé de fibres sans armatures transversales.....	84
<b>Figure 5.10</b> Courbe effort-flèche pour différentes compositions.....	87
<b>Figure 5.11</b> Comportement à la traction de différentes compositions.....	88
<b>FIGURE 5.12</b> : Evolution de la résistance en traction pour différents bétons secs et humides.....	92

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 2.1</b> Pré dimensionnement d'un caisson	
Unicellulaire.....	30
<b>Tableau 3.1</b> Géométrie des fibres métalliques.....	36
<b>Tableau 3.2</b> Facteur d'élanement.....	38
<b>Tableau 3.3</b> Applications de bétons renforcés de fibres.....	42

## **Résumé :**

Comme tout ouvrage en béton, les ponts caissons connaissent des endommagements importants qui peuvent nuire à la vie de l'ouvrage. Pour faire face à ces lacunes, les chercheurs n'ont cessés d'essayer de trouver des solutions pour l'entretien et la réparation de ces ouvrages. Parmi les domaines aux quels ils se sont intéressés, le développement du matériau béton pour le rendre plus performant et plus efficace. Une des alternatives proposées est l'incorporation de fibres dans les bétons. Le béton renforcé de fibre n'est guère un équivalent du béton armé ou précontraint mais il est tout simplement un matériau nouveau qui a ses propres propriétés et un comportement mécanique qui lui est propre. D'ailleurs les bétons fibrés ont fait l'objet de plusieurs recherches et ont font toujours.

Dans ce cas on a faits recours au béton de fibres métalliques, comme matériau de renforcement pour les tabliers de ponts caissons afin de résister aux efforts tranchants et au aussi pour augmenter ou plus au moins améliorer la capacité portante du tablier.

Afin de cerner et de mieux comprendre ,il a fallut déterminer les caractéristiques géométriques et mécaniques des fibres métalliques ainsi qu'une analyse de tablier à poutres caissons , aussi étudier l'orientation des fibres métalliques qui est un facteur déterminant , essayer de définir une loi de répartition et bien sur déterminer l'apport mécanique des fibres métalliques sur les différentes sollicitations (effort tranchant , fatigue, vitesse,..) .

La conclusion faite que les fibres métalliques jouent un rôle important concernant la couture des micro et macro fissures et aussi un rôle dans l'augmentation de durabilité mais non pas dans la capacité portante, chose pour laquelle la recherche a essayé de trouver d'autres alternatives tel que l'utilisation de fibre de carbone.

## **Mots clés :**

*Ponts caisson – fibres métalliques- renforcement – effort tranchant – apport mécanique*

### *Summary:*

Like any concrete structure, casing bridges experiencing significant damage that can affect the life of the structure. To address these shortcomings, researchers have ceased trying to find solutions for the maintenance and repair of these structures. Among the areas in which they are interested, the development of concrete material to make it more efficient and effective. An alternative proposed is the incorporation of fibers in concrete. The fiber reinforced concrete is hardly equivalent of reinforced or prestressed concrete, but it is simply a new material that has its own properties and mechanical behavior of its own. Besides the concrete bundles have been several studies and still do.

In this case we have made use of concrete steel fiber as a reinforcing material for bridge decks boxes to withstand the stresses of shear and also to increase more or at least improve the bearing capacity of the deck. To identify and understand, it took determine the geometrical and mechanical characteristics of metal fiber and an analysis of box girder deck, also consider the orientation of metal fibers is a factor, try to define a law distribution and of course determine the mechanical contribution of metal fibers on the different stresses (shear, fatigue, speed, ..).

The conclusion made that the steel fibers play an important role on the seam of micro and macro cracks and also a role in increasing sustainability but not in the bearing capacity, something for which research has tried to find alternatives such as the use of carbon fiber.

### **Keywords:**

Bridges box – steel reinforcing fibers - shear - mechanical input

## ملخص:

مثل أي هيكل خرساني الجسور تعاني من أضرار كبيرة يمكن أن تؤثر على حياة هيكل.

لمعالجة هذه الأضرار لم يتوقف الباحثين عن محاولة إيجاد حلول لصيانة وإصلاح هذه

الهيكل. ومن بين المجالات التي اهتم الباحثين هي تطوير مواد الخرسانة لجعلها أكثر

كفاءة وفعالية. البديل المقترح هو إدراج الألياف في الخرسانة. الخرسانة المسلحة بالألياف

لا تعادل الخرسانة المسلحة أو مسبقة الإجهاد، ولكن هي مجرد مادة جديدة لها خصائصها

و سلوكها الميكانيكي. و لذلك كانت الخرسانة المسلحة بالألياف تثير الجدل بين العديد من

الدراسات وما زالت تفعل.

ما يهمننا في هذه الدراسة هو استعمال الألياف الفولاذية كمادة التسليح لروافد الجسر

للممود في وجه الضغوط من القص وأيضا لزيادة أكثر لقدرة تحمل سطح الجسر أو على

الأقل تحسينها.

للتحديد والإلمام بأطراف الموضوع كان علينا التطرق لمعرفة الخصائص الهندسية

والميكانيكية للألياف الفولاذية وكذا معرفة خصائص رافده الجسر، ومن بين الخصائص

البالغة الأهمية في استعمال الألياف بشكل عام والفولاذية بشكل خاص هو طريقة توزيع

هذه الألياف في الخرسانة وكذا محاولة إيجاد قانون توزيع عام للألياف. أيضا كان علينا

تبيين خصائص الروافد المزودة بالألياف الفولاذية و استجابتها على الضغوط المختلفة

(الشد، الضغط، القص، التعب والسرعة).

ختاما الألياف الفولاذية تلعب دورا هاما في التحام الشقوق وذلك منذ بدئها سواء كان ذلك

على مستوى الصغيرة منها أو الكبيرة وهو في الأصل دور خياطة وأيضا صناعة جسر

لاستمرارية الاجهادات وبالتالي دورا في زيادة الاستدامة ولكن ليس في قدرة التحمل وهو

الأمر الذي أدى بالباحثين لمحاولة إيجاد بدائل أخرى كاستعمال أنواع أخرى من الألياف

تساعد على زيادة قدرة تحمل الهيكل الخرساني وبالتالي مدة خدمته ومن بين هذه الألياف

الألياف الكربونية.

**كلمات البحث:**

**روافد الجسور - التسليح بالألياف الفولاذية - القص - إدخال الميكانيكي للألياف**

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Les paragraphes qui suivent présentent le contexte de notre travail de mémoire; ils mettent l'accent sur la problématique de l'utilisation de nouveaux matériaux tels les bétons renforcés de fibres dans la réparation d'ouvrages de génie civil en général et les ponts en particulier et même dans leurs conceptions.

### 1. Contexte de la recherche

Le pont en béton est l'ouvrage d'art par excellence. Bien que son schéma statique soit généralement simple, ses appuis bien définis, la conception d'un pont est empreinte de nombreuses difficultés inhérentes à ses conditions d'utilisation. En effet, le pont est exposé aux intempéries, à de fortes variations de température, aux sels de déverglaçage, à des charges de trafic à fort effet dynamique et fortement variables, etc. Cependant, malgré une sécurité structurale suffisante, ces facteurs engendrent trop fréquemment un vieillissement prématuré de l'ouvrage. L'une des causes premières de ce dysfonctionnement réside souvent en l'élaboration du projet en fonction des seuls critères que sont sécurité structurale ou coefficient de sécurité suffisant, et l'ignorance ou une approche imparfaite des aspects du comportement quotidien et réel de l'ouvrage, c'est-à-dire l'aptitude au service et son corollaire la durabilité.

De plus l'endommagement dû à la fissuration précoce à cause de mauvaises conception et planification ou d'une incompatibilité de comportement des matériaux utilisés dans les éléments d'ouvrages peut réduire la fonction structurale et par conséquent la durabilité.

Par ailleurs, depuis quelques années un grand intérêt a été porté sur l'entretien et la réhabilitation d'ouvrages d'art qui constituent l'artère du développement des pays à travers le monde. Dans ce but précis et pour préserver notre patrimoine en matière d'ouvrages d'art, il est de notre devoir, de le maintenir en état de service le plus longtemps possible notamment après son évolution ces dernier temps par le projet d'autoroute est ouest constitué en grande majorité de ponts à poutres parmi lesquels les ponts caissons objet de notre travail.

Comme tout ouvrage en béton, les ponts caissons connaissent des endommagements importants qui peuvent nuire à la vie de l'ouvrage. Pour faire face à ces lacunes, les chercheurs n'ont cessés d'essayer de trouver des solutions pour l'entretien et la réparation de ces ouvrages. Parmi les domaines aux quels ils se sont intéressés, le développement du matériau béton pour le rendre plus performant et plus efficace. Une des alternatives proposées est l'incorporation de fibres dans les bétons. Le béton renforcé de fibre n'est guère un équivalent du béton armé ou précontraint mais il est tout simplement un matériau nouveau qui a ses propres propriétés et un comportement mécanique qui lui est propre. D'ailleurs les bétons fibrés ont fait l'objet de plusieurs recherches et ont font toujours ; chose peut être qui a laissé une certaine conservation dans leurs utilisations malgré l'efficacité prouvée dans plusieurs domaines de génie civil tel leurs utilisations comme matériaux de réhabilitation.

Les expériences faites jusqu'à présent sur les différents types de BRF (BHP, BHUP, BAP) ont montré que les propriétés mécaniques d'un béton renforcé de fibres dépendent de la nature des fibres incorporées. Dans ce mémoire, on s'intéresse particulièrement au béton renforcé de fibres métalliques et leur rôle dans le renforcement de tabliers caissons.

## 2. Objectifs de la recherche

Notre travail se focalise sur l'étude de l'apport mécanique de fibres métalliques dans le renforcement d'un tablier d'un pont caisson.

Les objectifs visés sont :

- L'étude des différentes dégradations d'un tablier caisson spécialement au niveau des âmes.
- Le comportement des fibres métalliques dans une matrice composite (cimentaire).
- Etude de la répartition et l'orientation des fibres métalliques dans une matrice composite et son influence sur le renforcement des sections réduites des tabliers de ponts sous l'effet de charges dynamiques, cas de choc de véhicules.

### 3 .Structure du mémoire

Après cette introduction générale, ce mémoire est organisé en trois parties principales :

- 📌 **1<sup>ère</sup> Partie** est consacrée à l'étude des dégradations des ponts en béton et leurs causes, en particulier les ponts caissons ainsi que l'étude des caractéristiques géométriques et mécaniques des tabliers caissons. Cette partie est divisée en deux chapitres qui sont :
  - **Chapitre 01** : Origines de dégradations dans les ponts en béton Armé et Précontraint.
  - **Chapitre 02** : Caractéristiques géométriques et mécaniques de tabliers caissons.
- 📌 **2<sup>ème</sup> Partie** porte sur l'étude des caractéristiques de fibres métalliques tant géométriques que mécaniques et leurs influences sur une matrice composite (béton). Cette partie comporte deux chapitres qui sont :
  - **Chapitre 03** : Caractéristiques géométriques et propriétés des fibres métalliques.
  - **Chapitre 04** : L'orientation des fibres et leur comportement mécanique dans une matrice composite.
- 📌 **3<sup>ème</sup> et dernière partie** est dédiée à l'étude de l'apport mécanique des fibres et le comportement du tablier après renforcement. Cette partie comporte un seul chapitre qui est :
  - **Chapitre 05** : l'apport mécanique des fibres et le Comportement mécanique du tablier après renforcement.

Enfin, une conclusion générale termine ce présent mémoire.

*CHAPITRE 01*

*ORIGINES DE DEGRADATION DANS*  
*LES PONTS EN BETON ARME ET*  
*PRECONTRAIN*

# ORIGINES DE DEGRADATION DANS LES PONTS EN BETON ARME ET PRECONTRAIT

## 1.1 INTRODUCTION

Les ponts peuvent être affectés par des désordres de gravités très variables et dont les causes sont multiples. La présence de déformations ou de fissurations inhabituelles est souvent la manifestation tangible d'un endommagement, qu'il s'agisse de ponts en béton ou métalliques d'ailleurs certaines fissures peuvent sembler bénignes à l'œil nu, alors qu'en mesurant avec précision leur mouvement on peut mettre en évidence un sérieux défaut de résistance structurale. Par ailleurs, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes évidents.

Dans ce chapitre on va présenter les dégradations les plus fréquentes dans les ponts en béton armé en général et les ponts caissons en particulier.

## 1.2 LES ORIGINES DE DESORDRES DANS LES PONTS :

Généralement, les dégradations des ponts en béton sont manifestées soit par des fissurations, éclatement, corrosion des armatures, flèches ou déformations. Ces endommagements peuvent être d'origines diverses et ils sont causés d'une façon directe ou indirecte dont les principales sont [1] :

### 1.2.1 Actions sollicitant les ponts

Le poids propre est rarement une cause directe d'apparition de désordres, bien que l'examen de notes de calculs révèle parfois de graves erreurs ou imprécisions Mais ce sont surtout les actions variables (dues au trafic et actions naturelles) ou accidentelles qui sont en partie responsables de la dégradation des ouvrages.

#### 1.2.1.1 Actions dues au trafic

Le trafic routier est l'une des causes majeures de dégradations dans les ponts, tant par ses effets extrêmes (chocs) que par ses effets répétitifs (vieillessement donc fatigue). Depuis longtemps Les textes réglementaires définissant les charges dues au trafic ne cessent d'évoluer, apportant, de nouveaux modèles sensiblement plus lourds que les précédents.

Le trafic routier sollicite dynamiquement les ponts : l'amplification de ses effets statiques, liée à de nombreux paramètres, peut être élevée, notamment au voisinage des discontinuités de la surface de roulement, comme les joints de dilatation, où l'on observe souvent une fissuration des dalles, notamment dans une zone en encorbellement proche d'un joint de chaussée.

### *1.2.1.2 Actions climatiques*

Les principales actions climatiques affectant les ponts sont la température et le vent. La neige ne concerne que des ouvrages couverts en site montagneux.

Les effets de la température dans les ponts se manifestent de nombreuses façons, en modifiant la vitesse de certaines réactions chimiques, ou bien les propriétés des matériaux ou encore le comportement structural.

L'action de la température sur les matériaux est généralement bien connue. Lorsque la température est élevée, elle est, par exemple, une des causes de la fissuration du béton en cours de durcissement du fait de son séchage naturel (fissuration due au retrait de dessiccation). À l'opposé, un bétonnage par temps froid, sans précautions particulières, engendre un risque de gel de l'eau du béton qui le détériore par expansion. Ce risque de gel doit être distingué des dégradations que peuvent produire, sur le béton durci, les cycles de gel et dégel. Enfin, la forte augmentation de la vitesse d'hydratation du ciment crée des écarts de température entre le cœur des pièces coulées et leur surface, et accroît le risque de fissuration lors du refroidissement.

L'acier est également sensible à la température. Lorsque l'on fait varier la température d'une éprouvette d'acier soumise à un effort de traction, on constate une variation parallèle de ses caractéristiques de ductilité. Pour certains aciers, si la température descend au-dessous d'un certain seuil, on constate une tendance à la fragilité : la rupture se produit pratiquement sans déformation plastique préalable.

La température engendre, dans les structures hyperstatiques, des efforts dont on a parfois sous-estimé l'intensité ou que l'on a même négligés, comme dans le cas des ponts jusqu'à ce que les codes de calcul en imposent explicitement la prise en compte dans les combinaisons d'actions. Les répartitions non uniformes de température dans un tablier de pont dépendent de l'ensoleillement, du vent et, dans le cas des ponts mixtes, des différences de capacité et de conductivités thermiques respectives de l'acier et du béton.

## **Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint**

---

Des répartitions non uniformes de température existent non seulement dans le sens de la hauteur (ou de l'épaisseur) d'un tablier, mais aussi dans le sens transversal, selon l'exposition de l'ouvrage.

Dans le cas des ponts mixtes, un phénomène supplémentaire a été mis en évidence à plusieurs reprises : la détérioration de la qualité de la connexion résultant de différences (faibles mais réelles) entre les coefficients de dilatation et de contraction des matériaux, tant pour le béton que pour l'acier. [22]

En ce qui concerne le vent, son action sur les structures se manifeste de nombreuses manières : cela va de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique appliquée aux structures et à leur mise en mouvement éventuelle, pouvant provoquer des phénomènes de flottement ou de galop dans le cas de structures souples (ponts à câbles).

### **1.2.1.3 Actions accidentelles :**

Parmi les actions accidentelles qui peuvent affecter les ponts surtout ceux qui ont un effet néfaste sur les tabliers en particulier on a :

#### **A) Séismes**

Nombreuses sont les régions du monde qui connaissent une activité sismique régulière, atteignant parfois une rare violence. Les conséquences d'un séisme peuvent être dramatiques. On a souvent noté le bon comportement des ponts-dalles en béton armé ou précontraint à plusieurs travées lorsqu'ils n'étaient pas trop biais, et même des poutres précontraintes par post-tension, lorsqu'elles étaient contreventées et reposaient sur des appuis en néoprène. Par contre, les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de structures peu hyperstatiques comportant des éléments de ductilité insuffisante, liée le plus souvent à une insuffisance d'armatures transversales et/ou à un excès d'armatures longitudinales mal maintenues dans les zones sollicitées au-delà du domaine élastique.[ 22]

### ***B) Chocs de véhicules routiers***

Les chocs de véhicules sur les piles de ponts sont des accidents relativement fréquents. Par contre, ils sont moins fréquents sur tabliers, mais beaucoup plus dangereux dans le cas des passerelles, du fait de leur légèreté, ou même dans le cas de tabliers de ponts peu robustes (par exemple, tabliers à poutrelles précontraintes par fils adhérents). Les détériorations vont de simples épaufrures à de véritables fractures selon la nature et les dimensions de la marchandise transportée.

### ***C) Incendies***

L'action du feu sur les ouvrages d'art présente une probabilité absolue comparable à celle des chocs de véhicules lourds sur les piles ou les tabliers. En effet, les incendies endommagent le béton dès que sa température atteint 200 °C; les armatures de précontrainte sont sensibles dès 175°C, tandis que les armatures à haute adhérence résistent jusqu'à 350 – 450 °C.

## **1.2.2 Dégradation des matériaux**

### ***1.2.2.1 Altérations du béton***

Même s'il est souvent considéré, à juste titre, comme un matériau durable ; le béton subit de nombreuses agressions physiques, physico-chimiques et chimiques.

Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles.

#### ***a) Dégradations d'origine physique ou mécanique***

Les principales causes de dégradation d'origine physique ou mécanique sont les cycles de gel-dégel et divers processus d'érosion ou d'abrasion.

##### ***✓ Cycles de gel-dégel***

Les dégradations dues aux cycles de gel-dégel affectent principalement les parties non protégées par un revêtement étanche et sont amplifiées par l'utilisation de sels anti verglas. Les symptômes les plus courants sont l'écaillage de surface et le gonflement de tout ou partie de la structure accompagné le plus souvent d'une fissuration en réseau. L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation. Quant aux sels

## **Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint**

---

anti verglas, ils peuvent provoquer une microfissuration résultant de la chute brutale de température du matériau lorsque fond la couche de glace par suite de la pénétration des ions chlorures, et déclencher la corrosion des armatures.

La gélivité des granulats a aussi une influence sur la résistance des bétons aux basses températures.

### *✓ Dégradation mécanique*

Dans le cas des ponts dépourvus d'étanchéité (ce qui n'est pas recommandé), supportant un trafic circulant directement sur le béton de la dalle de couverture, des feuilletages locaux de ce béton ont été observés aboutissant, dans les cas les plus graves, à la chute de plaques de béton et à la création de trous dans le hourdis (perçement).

### **b) Dégradations d'origine physico-chimique**

Le retrait, phénomène d'origine physico-chimique, provoque souvent une fissuration du béton, orientée ou multidirectionnelle, lorsque toutes les dispositions pour en limiter les effets n'ont pas été adoptées. Certaines fissures peuvent apparaître une ou deux heures après le bétonnage, provoquées par le tassement du béton frais dans les coffrages et le ressuage qui l'accompagne, ou par une sédimentation du béton résultant d'un défaut de compacité, et reproduisent souvent le tracé de la nappe supérieure de ferrailage.

D'autres fissures apparaissent juste après le décoffrage en formant un maillage de quelques décimètres de côté ; elles sont généralement fines et peu profondes, et trouvent leur origine dans le retrait correspondant à la contraction (retrait d'auto dessiccation). Les fissures sont plus ouvertes lorsque le retrait thermique en est la cause, et peuvent même être traversantes dans le cas de pièces massives lorsque le ciment utilisé a une chaleur d'hydratation particulièrement élevée. Elles peuvent apparaître plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage. Elles sont créées par le retrait de dessiccation, encore appelé retrait à long terme, dû au départ de l'eau en excès dans le béton.

### c) *Dégradations d'origine chimique*

#### ✓ *Action du dioxyde de carbone*

Le béton, presque toujours en contact avec l'air ambiant, est soumis à l'action du dioxyde de carbone. L'action de ce dernier commence à sa dissolution dans l'eau (à peu près à volume égal) pour donner un acide faible de formule  $H_2CO_3$ . Il réagit alors avec la majorité des hydrates du ciment et cette réaction porte le nom de carbonatation. Elle ne se produit que si cet acide peut pénétrer dans les pores du béton, c'est-à-dire si ces derniers ne sont pas totalement obturés. Lorsqu'elle parvient au voisinage des armatures en acier, la carbonatation supprime donc toute réserve d'alcalinité au niveau des aciers, qui peuvent alors amorcer leur processus de corrosion, d'autant plus que des ions agressifs comme les chlorures sont présents en quantité importante.

La profondeur de pénétration de la carbonatation est de l'ordre de 2 mm au bout d'un an, 8 mm au bout de 10 ans et 20 à 25 mm au bout de 50 ans. Toutefois, dans les ouvrages réels, les résultats de mesures sont très dispersés.

#### ✓ *Action des ions sulfates et sulfures*

Les ions sulfates, présents dans les eaux séléniteuses (eaux souterraines sulfatées), l'eau de mer, certains remblais (schistes houillers), voire certaines pluies acides, déplacent le calcium de son hydroxyde pour former de l'anhydrite, sulfate de calcium anhydre  $CaSO_4$ , produit relativement soluble qui peut soit conduire à un lessivage, soit s'hydrater, avec un léger gonflement, en gypse moins soluble. L'action la plus nocive se produit lorsque ce gypse secondaire réagit à son tour avec les aluminates de calcium, formant de l'étringite (sulfate hydraté de calcium et d'aluminium) dont la cristallisation, sous forme d'aiguilles, développe des pressions considérables pouvant conduire à la ruine du béton.

#### ✓ *Action des chlorures*

Les deux principales sources de chlorures susceptibles de contaminer le béton sont les sels anti verglas et l'eau de mer. Les ions chlorures pénètrent dans le béton par diffusion et réagissent avec les aluminates de calcium pour former le chloro-aluminate, produit stable et qui se forme sans expansion susceptible de provoquer la dégradation du matériau. Les problèmes apparaissent, en fait, lorsque les ions

## **Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint**

---

chlorures non fixés atteignent les armatures, ce qui peut se produire assez facilement dans un tablier de pont.

L'action de l'eau de mer est complexe : elle agit principalement par l'intermédiaire du sulfate et du chlorure de magnésium qu'elle contient, parfois par l'intermédiaire du sulfure d'hydrogène (cas de la mer Méditerranée). Le sulfate de magnésium, sel acide, réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former du sulfate de calcium et de l'hydroxyde de magnésium. Le sulfate de calcium peut conduire à la précipitation d'ettringite secondaire comme indiqué précédemment. Le chlorure de magnésium est, comme le sulfate de magnésium, un sel acide susceptible de former, avec l'hydroxyde de calcium, du chlorure de calcium, très soluble, qui peut ensuite réagir avec les aluminates de calcium pour donner le chloro-aluminate. Ce dernier, en présence d'ions sulfates, se transforme en ettringite expansive.

Ce sont, bien sûr, les parties de structure situées dans la zone de marnage qui sont les plus exposées à ces réactions chimiques, indépendamment de l'action mécanique des vagues.

### *✓ L'alcali-réaction*

Les mécanismes des alcali-réactions, complexes, se développent au sein des structures de façon généralement hétérogène. Ils résultent, dans leur principe, d'une réaction entre la phase liquide interstitielle, contenant des alcalins en quantité importante, et les particules réactives contenues dans les granulats (silice amorphe ou cryptocristalline)

Parmi les trois réactions actuellement connues, à savoir les réactions alcali-silice, alcali-silicate (proche de la précédente) et alcali-carbonate, la plus fréquente est la première : les alcalins, qui proviennent essentiellement du ciment mais aussi, dans certains cas, de l'altération des granulats en milieu basique (tels les granulats contenant des feldspaths, des micas ou des argiles), commencent par migrer au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton et entrent en contact avec les particules de silice réactive présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Il se forme alors un gel de silicate alcalin. Ensuite, ce gel de silicate alcalin se combine avec le calcium provenant de la pâte du liant ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) pour former un gel silico-calco-alcalin. Ce gel peut absorber une grande quantité d'eau et possède la propriété d'être gonflant. Il peut alors provoquer une expansion du béton, une tension dans les armatures passives, voire une surtension dans les armatures actives.

## **Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et precontraint**

---

Les produits de la réaction sont souvent observés autour des granulats, mais aussi dans les fissures des granulats ou dans les pores et les fissures de la pâte de ciment. Le gel peut migrer au sein du béton et, lorsqu'il est suffisamment fluide, s'écouler par les fissures du parement des constructions. La viscosité du gel de réaction joue donc un rôle important, et il semble qu'elle soit fonction de sa composition chimique.

Les produits de la réaction peuvent prendre différents aspects qui vont du gel parfaitement lisse (aspect craquelé au microscope électronique à balayage) à des amas de cristaux (aspect de roses des sables, de lamelles, de filaments), en passant par diverses morphologies intermédiaires.

La fissuration en réseau est le désordre le plus fréquemment rencontré : faïençage avec des mailles de petite dimension (20 à 50 mm) et une profondeur de fissure assez faible (quelques centimètres), ou réseau de fissures de dimension plus grande (30 à 40 cm) et de profondeur plus importante (supérieure à 10 cm).

### ***1.2.2.2 Corrosion de l'acier***

Sous l'action d'agents atmosphériques ou de réactifs chimiques, l'acier se corrode, c'est-à-dire se transforme en oxydes, sulfures, carbonates, etc., ou en une autre forme plus stable par rapport au milieu environnant. Cela entraîne une dégradation de ses propriétés.

Dans les ouvrages de génie civil, le type de corrosion prédominant de l'acier est la corrosion dite en solution, résultant d'un processus électrochimique.

Les facteurs de corrosion sont très nombreux. De manière simplifiée, on peut dire que les uns dépendent du métal lui-même et que les autres dépendent du réactif. Les premiers se répartissent en facteurs métallurgiques (composition, traitements thermiques, mécaniques et de surface) et en facteurs liés aux conditions d'utilisation (conception des pièces et des assemblages, sollicitations mécaniques, état de surface). Les seconds sont essentiellement la nature du réactif, sa concentration, son pH, sa teneur en oxygène, la température, la pression, la présence d'impuretés ou d'inhibiteurs.

### ***a) Corrosion atmosphérique***

Un acier ordinaire, laissé sans protection spéciale à l'air libre, se couvre d'une rouille très adhérente et possédant un volume très supérieur à celui de l'acier dont elle est issue : plus du sextuple en cas de renouvellement non limité de l'oxygène. Les rôles principaux sont, en général, tenus par l'oxygène et l'eau. L'expérience montre que la corrosion ne devient sensible qu'au-delà d'un certain seuil du taux d'humidité relative, de l'ordre de 50 à 70 %. Mais la présence de poussières et autres dépôts solides étrangers à la surface de l'acier peut abaisser notablement la valeur de ce seuil et favoriser le déclenchement de la corrosion. Plusieurs facteurs aident à l'accélération du processus de corrosion tel que la pollution atmosphérique fort importante dans les sites urbains des pays industrialisés et La température. Cette dernière joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation : par exemple, une augmentation de 10 °C double la vitesse de réaction.

Une attention particulière doit être portée aux ouvrages situés en atmosphère marine. Le processus de corrosion se développe dans une mince couche d'électrolyte, à la surface de l'acier, due aux chlorures marins en solution, et cette couche n'empêche nullement la diffusion de l'oxygène.

### ***b) Corrosion des armatures dans les structures en béton armé et précontraint***

La corrosion des armatures passives dans un ouvrage en béton résulte d'un processus complexe faisant intervenir à la fois des facteurs chimiques, physiques et mécaniques. L'important gonflement résultant du passage de l'acier à l'état de rouille entraîne un éclatement du béton de protection, tandis que la section résistante des armatures diminue. Mais c'est surtout leur ductilité et leur résistance à la fatigue qui sont affectées.

Le taux de corrosion le plus élevé est observé dans les couches superficielles des pièces en béton soumises à des alternances régulières de sécheresse et d'humidité. Il n'est pas rare de voir ressortir les armatures dites « de peau » sur les parements d'ouvrages âgés seulement de quelques années. Cependant, à l'intérieur du béton, le renouvellement de l'oxygène est gêné : le gonflement dû à la rouille peut rester limité et n'entraîner aucune fissuration apparente : un tel phénomène, rare au demeurant, peut être très dangereux puisque les propriétés des armatures s'affaiblissent sans que l'on puisse s'en rendre compte.

## **Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint**

---

Au départ, la surface de l'acier noyé dans le béton est au contact d'une solution d'hydroxyde de calcium dont le pH est supérieur ou égal à 12,5 et qui développe un film d'oxyde stable dans ce milieu alcalin. Ce film passif l'acier en empêchant l'oxygène d'entrer en contact avec le métal. Mais il peut être détruit, sur des zones d'étendue variable, lorsque le pH du béton tombe au-dessous d'une Valeur de l'ordre de 10, circonstance se produisant, notamment, lors du processus de carbonatation ou lorsque les ions chlorures atteignent la surface de l'acier. En fait, l'attaque des armatures passives par les ions chlorures est rarement la cause unique de la détérioration progressive d'une structure, mais, combinée avec d'autres faiblesses, elle constitue très probablement un facteur aggravant. Une fois le film protecteur détruit, la corrosion de l'acier se développe selon le processus électrochimique classique, dépendant de la résistivité électrique du béton et de la présence d'oxygène en milieu humide.

L'écran physique que constitue l'enrobage contribue à garantir la durabilité de la structure à condition que son épaisseur soit suffisante mais il faut également qu'il présente une bonne compacité.

Ce qui vient d'être dit s'applique également aux armatures de précontrainte, particulièrement vulnérables lorsque leur enrobage ou la qualité de leur injection sont insuffisants. Mais les câbles de précontrainte peuvent être affectés par d'autres formes de corrosion qui sont la corrosion fissurant sous contrainte, la fragilisation par l'hydrogène atomique et le phénomène de « *fretting-fatigue* ».

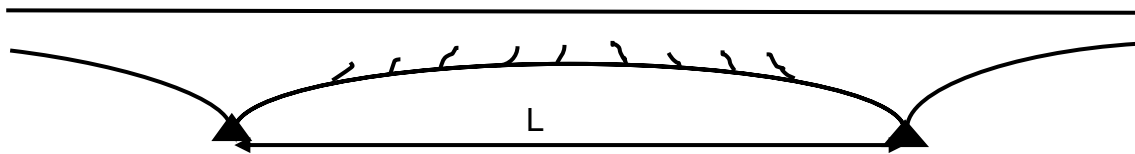
### **1.2.3 LES ERREURS OU INSUFFISANCES DU PROJET DANS LES PONTS EN BETON ARME OU PRECONTRAIT :**

Jusqu'ici nous avons évoqués les principaux défauts, insuffisances ou erreurs commises dans l'évaluation des actions appliqués aux ponts en béton en général et dans le choix des matériaux. Dans ce qui va suivre, nous nous intéressons plus particulièrement à certaines erreurs ou insuffisances du projet (conception, justification) dans les ponts en béton précontraint et qui peuvent être à l'origine de pathologies sérieuses spécialement dans les ponts caissons ou par encorbellement successif.

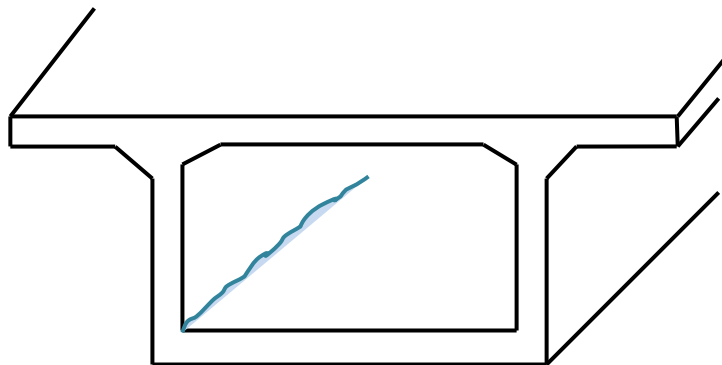
Parmi ces erreurs on cite :

### 1.2.3.1 Défauts de résistance vis-à-vis de la flexion

L'insuffisance de la résistance à la flexion est depuis longtemps l'une des causes des désordres dans les ponts d'où l'origine de cette insuffisance était liée à l'oubli des actions thermiques, la méconnaissance des effets des déformations différées gênées dans les ouvrages Construits par phases (redistributions d'efforts par fluage) et les excès de charges permanentes et les efforts parasites et charges d'exploitation excessives ( voir figures 1.1 et 1.2 ).



**Figure 1.1** fissuration des âmes dues à une insuffisance de résistance à la flexion dans un pont caisson [ Diapo- Setra ]



**Figure 1.2** Fissuration à la jonction hourdis inférieur / âmes dues à une poussée au vide des câbles ou à une construction par phase dans un pont caisson [ Diapo- Setra ]

Parmi les insuffisances dues à la flexion on a :

#### a) Insuffisances dues à la précontrainte :

##### ✚ L'évaluation incorrecte des sollicitations dues à la précontrainte

Loin de tous les problèmes liés à une mauvaise conception de câblage ou de ceux liés à une exécution peu soignée ; Les défauts de résistance de flexion

sont souvent dus à une évaluation incorrecte de l'effort de précontrainte. D'ailleurs, pour une évaluation correcte et précise de l'effort effectivement introduit dans la structure plusieurs méthodes de mesures et dispositions permettant un renforcement éventuel ont été mis au point (la mesure de coefficients de transmission, précontrainte complémentaire et précontrainte additionnelle). Malgré toutes les dispositions prises mais les erreurs d'évaluation de l'effort de précontrainte peuvent prendre plusieurs formes, parfois difficile à résoudre même. L'une de ces formes consistait à calculer les contraintes d'une section en tenant compte de la participation des câbles qui pouvaient y être ancrés, aussi dans le cas de calcul de contrainte induite par l'effort d'ancrage au delà la d'une certaine longueur dite longueur de diffusion et dans le cas de calcul par certains programmes anciens qui faisaient croire artificiellement l'effort de précontrainte choses qui ont dues à une évaluation erronée de la résistance de flexion.

### **Tracé Maladroit :**

un certain nombre de maladresses dans le choix du tracé de câble sont également à l'origine de nombreux désordres comme le cas des ponts construits en encorbellement car dans le passé il était de pratique courante de ne définir le tracé des câbles de fléau que par leur points de passage au droits des sections entre voussoirs ( caissons ) et de confier au chantier la gestion des conflits . Le problème se posait avec acuité lorsque les câbles de continuité remontaient dans les âmes en se frayant un passage entre deux câbles de fléau. Mais les conséquences étaient plus graves dans le cas de câblages présentant de fortes discontinuités puisqu'on oubliait de vérifier certaines sections intermédiaires.

### **Fissuration de diffusion et d'entraînement :**

Beaucoup de pont en bétons précontraints construits en encorbellement ont connu des fissurations de diffusion et / ou d'entraînement. Les désordres les plus critiques sont dus à l'apparition de contraintes de traction à l'arrière des zones d'ancrages de câbles situées dans l'hourdis inférieur de poutre caisson. Ces contraintes peuvent être à l'origine d'importante fissuration en cas d'insuffisance de la compression générale de l'hourdis ou en l'absence d'armature passives d'entraînement (voir figure 1.3).

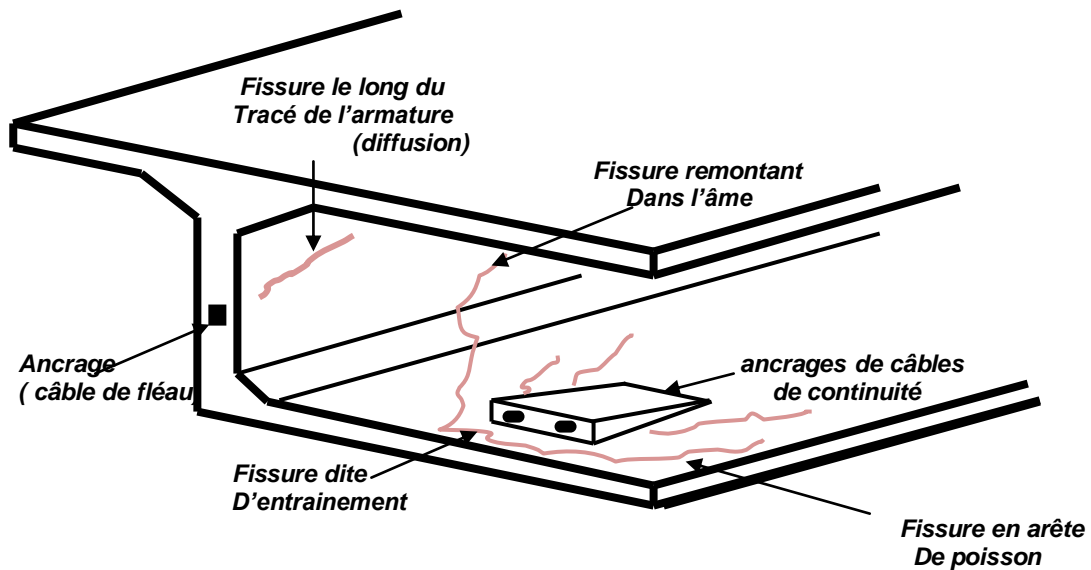


Figure 1. 3 : Principaux types de fissures dans un caisson

### b) Conception défectueuse du ferrailage :

Les erreurs de conception du ferrailage de pièces en béton armé peuvent conduire à des éclatements de béton qui sont principalement dus soit à :

- Ancrages ou recouvrements trop court.
- Insuffisances d'armatures de peau ou de répartition.
- Poussée au vide des barres tendues ou comprimées.
- Appareils d'appuis placés trop près du bord de certaines pièces.
- Absences de liaison transversales en cas d'armatures en feuilletts.

Afin d'avoir une vision plus au moins précise on étudiera les deux parties suivantes :

#### ✚ Ferrailage des parties massives :

Un tablier de pont comporte des parties massives soumises à des états de contraintes complexes et que l'on ne peut pas simplement armer en se basant sur la théorie des poutres : bossages d'ancrage de câbles, entretoises, déviateurs, ect.

Les voussoirs sur piles de ponts en béton construits en encorbellements successifs comportent également des parties massives et ils ont souvent donné lieu à des fissurations inquiétantes lorsqu'ils étaient mal conçus.

## Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint

Le cumul de plusieurs maladresses de conception est à l'origine de pas mal de désordres et elles peuvent porter sur :

- *L'emplacement des appareils d'appuis.*
- *La géométrie de l'entretoise.*
- *Le fonctionnement mécanique du voussoir et de la disposition de son ferrailage.*

Construction sur pile des ponts construits en encorbellement, un certain nombre de désordres résultèrent du cumul de plusieurs maladresses de conception portant sur :

- l'emplacement des appareils d'appui ;
- la géométrie de l'entretoise ;
- le fonctionnement mécanique du voussoir et la répartition de son ferrailage.

### 1.2.3.2 Défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant

Des défauts de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant ont souvent accompagné les défauts de résistance en flexion. Cela se traduisait généralement par une allure particulière de la fissuration de certains ouvrages (voir figure 1.4).

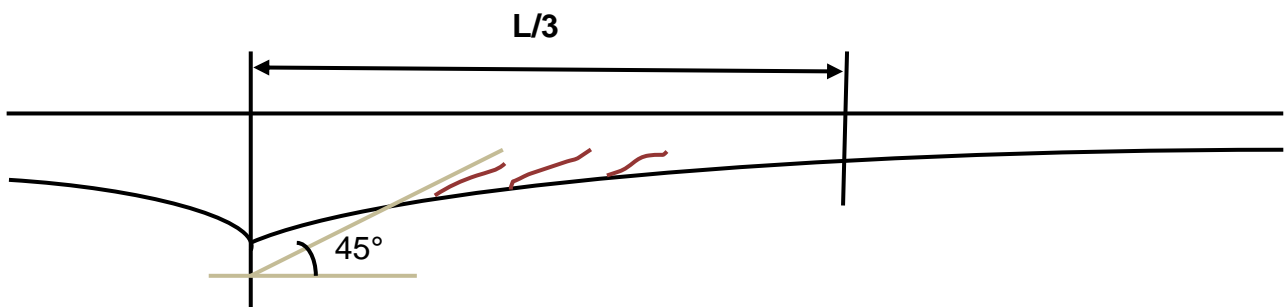


Figure 1.4 – fissuration d'effort tranchant dans un pont caisson

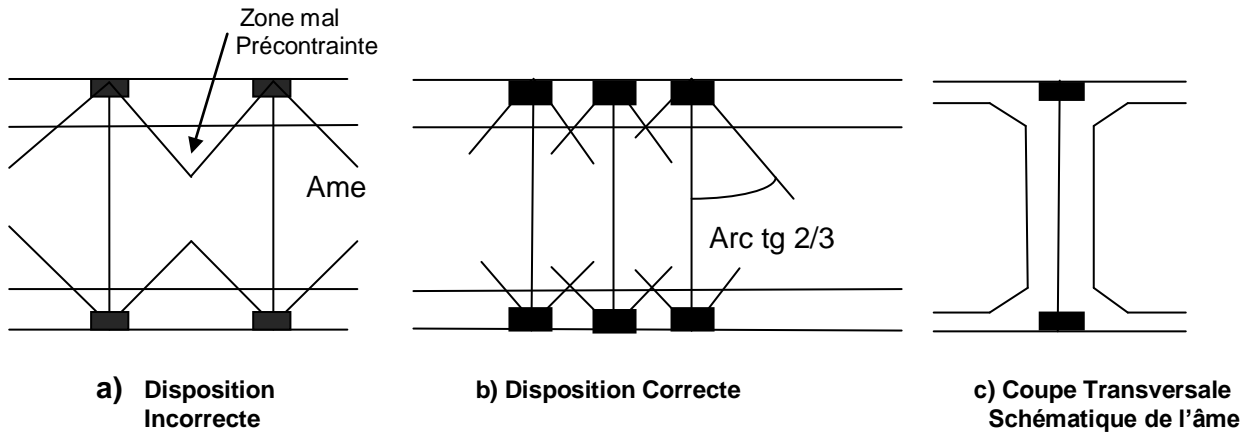
Ces défauts trouvaient leur origine dans une évaluation erronée (réductions abusives par « effet Résal ») des contraintes tangentées conduisant à une épaisseur insuffisante des âmes des poutres, ou dans une prise compte non moins erronée (ou abusive) des réductions d'effort tranchant par la précontrainte.

Il ne faut cependant pas oublier que la fissuration n'est pas toujours pathologique, même en béton précontraint : malgré la définition utopique d'Eugène Freyssinet, les contraintes principales de traction existent bel et bien.

Lorsque les critères de résistance à l'effort tranchant des âmes d'une poutre-caisson n'étaient pas satisfaits, la mise en œuvre d'étriers actifs constituait (et constitue

## Origines des dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint

toujours) une solution efficace à condition que l'effort de précontrainte nécessaire dans la partie concernée soit effectivement créé. Par le passé, on a cru volontiers qu'il suffisait de pré-contraindre verticalement la zone où l'on effectuait la vérification maximale, ce qui a parfois conduit à des espacements d'étriers trop importants [1].



Les dessins (a) et (b) correspondent à des vues en élévation d'une poutre dotée d'étriers actifs (armatures verticales) dans une âme. Le dessin (c) représente très schématiquement une vue en coupe de l'âme considérée : il a pour objet de montrer que les étriers sont situés dans son plan moyen.

Figure 1.5 – disposition des étriers actifs [1 - 22]

De façon générale, la dégradation d'un pont n'est jamais due à une seule cause. Malgré toutes les causes qui ont été citées mais il existe d'autres origines de dégradations dans les ponts en béton dont on peut citer :

- ❖ **Les erreurs ou insuffisances de modèles** : un pont est une structure tridimensionnelle que l'on peut étudier qu'à partir de modèles plus au moins simplifiés. Cette simplification dans la représentation de la structure réelle par un modèle induit systématiquement à des erreurs qui peuvent être à l'origine de certains désordres dans un pont tel les modèles de résistances de matériaux usuelles.
- ❖ **Les erreurs d'exécution** : d'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant parfois des improvisations aux conséquences graves, ou à des déficiences dans l'organisation ou le contrôle de qualité ou encore au non respect de certaines « règles de l'art ».

**Le phénomène vibratoire :** c'est un phénomène courant dans les ponts, du fait qu'ils sont soumis à des sollicitations dynamiques importantes qu'elles soient dues au trafic routier, vent ou séisme. Ces vibrations peuvent faire entrer le pont en résonance chose qui peut détruire le pont. Le vent est l'une des plus importante force excitatrice pouvant provoqués des vibrations qui peuvent faire entrer le pont en résonance, d'ailleurs il est arrivé que des ponts soient impraticable voir détruit parce qu'ils résonnaient trop exemple du pont de TACOMA.

De par leur particularité, les ponts sont des structures qui ne présentent peu, voire pas de redondance pour la résistance aux charges latérales. Les tremblements de terre passés ont mis en évidence la vulnérabilité de ces structures modernes. En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. En raison de la nature oscillatoire des actions sismiques, les différents piliers et culées d'un pont bougent de manière non synchrone ; cela signifie que la distance entre les différents appuis du pont augmente ou diminue périodiquement. Les séismes peuvent provoquer dans le sol des tassements, ou des liquéfactions qui peuvent conduire à la ruine des fondations des piles et des culées. L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'en tirer des enseignements importants pour Atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre.

Par ailleurs, on reconnaît aussi que les vibrations induites par les irrégularités de la chaussée occasionnent l'oscillation des masses des véhicules et causent une variation de l'intensité des charges sous chacune des roues. Ces variations amplifient la réponse de la structure (efforts, déformations et flèches) par rapport au cas où les charges seraient appliquées statiquement. Les vibrations du tablier influencent à leur tour la réponse dynamique du véhicule et un phénomène d'interaction se crée entre les mouvements verticaux des charges des véhicules et ceux du tablier de la structure. Ce phénomène de quasi-résonance a été observé expérimentalement pour les ponts ayant des fréquences de vibration avoisinant les fréquences de vibration des véhicules commerciaux (Billings, 1984). Cette constatation est à la base des exigences de la norme CAN/CSA-S6-88 qui recommandait un CMD (coefficient de majoration dynamique ou facteur

d'amplification dynamique FAD) en fonction de la fréquence fondamentale de vibration de la structure étudiée.

### **1.3 CONCLUSION :**

Nous avons vu au cours de ce chapitre que les désordres dans les ponts peuvent être d'origines diverses. Ils sont dus soit : aux sollicitations appliquées, aux matériaux constitutifs, erreurs de conception, insuffisances de modèles ou aux erreurs d'exécution. Les désordres qui nous importent dans cette étude sont ceux des ponts caissons ou particulièrement les tabliers caissons. L'évolution de ces tabliers au fil des années a montré que les dégradations affectant les ponts caissons sont souvent dues à des défauts de résistance de flexion ou d'effort tranchant.

Après avoir développé les causes ou origines de dégradations dans les ponts en béton armé et précontraint en général et spécialement les ponts caissons surtout au niveau des tabliers (poutres caissons) donc il serait intéressant de connaître la morphologie d'une poutre caisson c'est-à-dire de connaître les caractéristiques géométriques et mécaniques du tablier caisson (section à étudiée) dans le chapitre qui suit.

*CHAPITRE 02*

*CARACTERISTIQUES*

*GEOMETRIQUES ET MECANIKUES*

*DES PONTS CAISSONS*

*(TABLIERS À POUTRES CAISSONS)*

## **CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DES PONTS CAISSONS (tabliers à poutres caissons)**

### **2.1 - Introduction**

Afin de trouver des solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles, la conception des ponts est en évolution permanente grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées ainsi que le développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales et aux moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La conception d'un pont nécessite de la part de l'ingénieur une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

En effet, une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré dimensionnement est indispensable. Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique et dans le présent chapitre c'est ce dernier critère qui nous importe ou plutôt on s'intéresse particulièrement aux ponts à poutres et plus précisément aux ponts caissons.

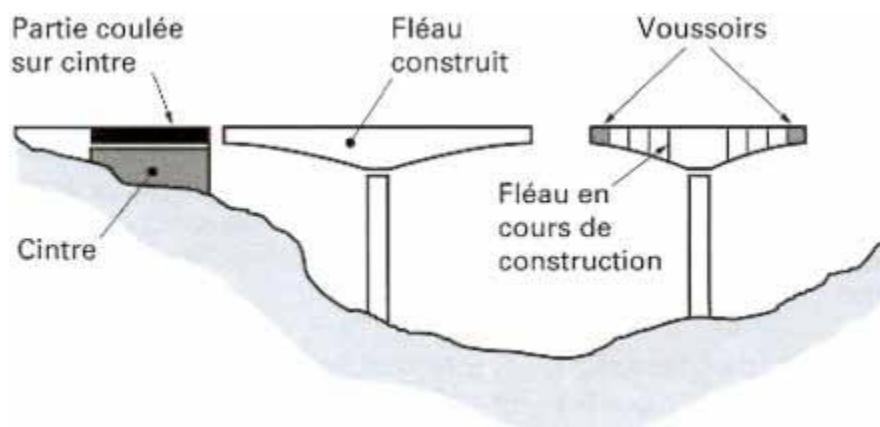
### **2.2 - Ponts en béton précontraint construits en encorbellement (Ponts caissons)**

En effet, il convient tout d'abord d'expliquer ce qui est un pont construit en encorbellement successifs, ainsi que les avantages et inconvénients de cette technologie de construction ; il s'agit d'exposer clairement les spécificités de ce type d'ouvrages. L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage.

## 2.2.1 Description de la méthode de construction par encorbellements successifs

### 2.2.1.1 - Présentation du Procédé

La technique de construction par encorbellement successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étaieage et le coffrage du tablier. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement des demi-travées de chaque côté. A ce stade de construction l'élément pile /fléau est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont ensuite clavés ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure qui devient alors hyperstatique. Ces ouvrages sont précontraints et chaque étape de construction correspond à la mise en place d'une nouvelle précontrainte. [ voir figure 2.1]



**Figure 2.1 – Principe de la méthode de construction  
En encorbellement [21]**

### 2.2.1.2 Morphologie générale

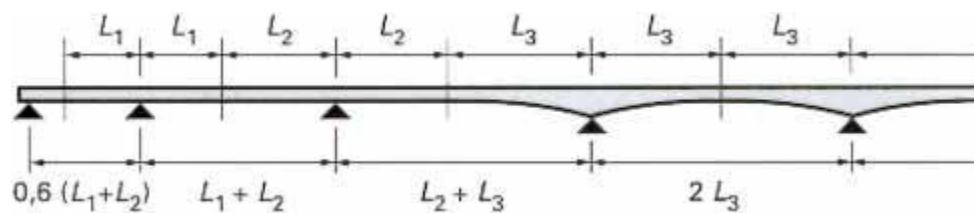
Les portées compétitives de ces ouvrages se situent entre quatre vingt (**80**) et cent cinquante (**150**) mètres, mais la construction par encorbellement reste envisageable pour des portées pouvant aller jusqu'à trois cent (**300**) mètres. Le tablier caissons peut avoir une hauteur constante pour des portées variant de soixante (**60**) et cent (**100**) mètres au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

Un tablier de hauteur variable est plus économique et, en général, plus esthétique. Un tel type de tablier est intéressant économiquement jusqu'à 200 m de portée environ. La variation de hauteur permet d'adapter les dimensions des sections à l'intensité des sollicitations résultant de ce mode de construction particulier.

La variation de hauteur la plus courante est de type parabolique c'est celle qui évoque le mieux le rythme des ponts anciens. Mais certains tabliers ont été conçus avec des travées de hauteur constante sur la majeure partie de leur longueur et de hauteur à variation linéaire, parabolique ou cubique au voisinage des piles.

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales, et d'adopter un rapport travée de rive / travée centrale compris entre **0.6** et **0.7** pour éviter le soulèvement du tablier.

Dans certains cas, il peut être intéressant de projeter un ouvrage avec des travées intermédiaires de portées différentes. La distribution des portées doit être étudiée de façon à respecter la cinématique de ce mode de construction (**figure 2.2**).



**Figure 2.2 – Exemple de répartition de travées de longueurs différentes [21]**

Les voussoirs peuvent être coulés en place, dans un équipage mobile, ou préfabriqué dans une cellule de préfabrication. Dans ce dernier cas, les voussoirs sont mis en contact les uns avec les autres par l'intermédiaire d'une couche de colle qui, lorsqu'elle est fluide, facilite l'ajustement des pièces au regard et qui, lorsqu'elle est totalement polymérisée, assure l'étanchéité des joints. L'ajustement des voussoirs et la transmission de l'effort tranchant sont simultanément assurés à l'aide de clés multiples (dentelures de taille centimétrique) réalisées sur toute la hauteur des âmes et dans les hourdis. Chaque voussoir est coulé contre le voussoir précédent et sert de coffrage au voussoir suivant [voir figure 2.3].



**Figure 2.3 exemple de construction d'un pont en encorbellement successifs**

Lorsque les voussoirs sont coulés en place dans un équipement mobile, celui-ci doit être suffisamment rigide pour que la géométrie finale du tablier puisse être correctement contrôlée et que les joints entre voussoirs ne puissent subir une fissuration originelle [21].

### *2.2.1.3 Intérêts et limites de la technologie*

Parmi les intérêts de la technologie de construction par encorbellement successifs on a :

- La majeure partie peut être construite sans contact avec le sol, la technique permet de franchir des brèches difficilement accessibles.
- L'éventail de géométries envisageables et assez large, tous les tracés en plan et profils en long de voies portées peuvent être construits.
- Le découpage en voussoirs permet la réutilisation des outils de coffrages, et la préfabrication des voussoirs est parfaitement envisageable.
- L'atteinte de portées très importantes pouvant aller jusqu'à **300 m**.

Malgré tous ces intérêts, cette méthode a des limites qui sont :

- A travées identiques, les ponts caissons deviennent plus lourds que les ouvrages mixtes, les appuis et les fondations sont donc plus importants et plus chers.

- Les tâches à effectuer in situ sont relativement plus importantes, et il est parfois nécessaire de neutraliser les voies franchies.
- Les ouvrages ont un tablier épais, ce qui peut poser problème sur un plan esthétique.
- Le découpage en voussoirs peut également provoquer des différences de teintes de bétons entre les éléments d'ouvrage.

### 2.2.2 Morphologie et dimensionnement de la section transversale

Les tabliers de ponts construits en encorbellement sont des poutres-caissons. Alors que, par le passé, les sections possédaient couramment plus de deux âmes dès que la largeur du hourdis supérieur dépassait 13 à 14 m, la tendance actuelle est au caisson unicellulaire (donc à deux âmes) [voir figure 2.4]. Pour les tabliers de grande largeur, la résistance à la flexion transversale des hourdis est obtenue en les dotant d'une épaisseur suffisante (et, parfois, d'une précontrainte transversale assez coûteuse) ou, de plus en plus souvent, de raidisseurs transversaux (nervures) en béton armé.

Dans la plupart des cas, les voussoirs sont confectionnés en une seule phase. Mais il est arrivé que des tabliers aient été confectionnés en plusieurs phases dans le sens transversal. Par exemple, quelques ponts ont été conçus avec un caisson central relativement étroit (mais avec des âmes robustes), adapté à un équipage mobile de dimension non exceptionnelle, et des bracons latéraux (continus ou discontinus) exécutés en seconde phase pour soutenir les larges encorbellements latéraux du Hourdis supérieur.[voir figure 2.5]

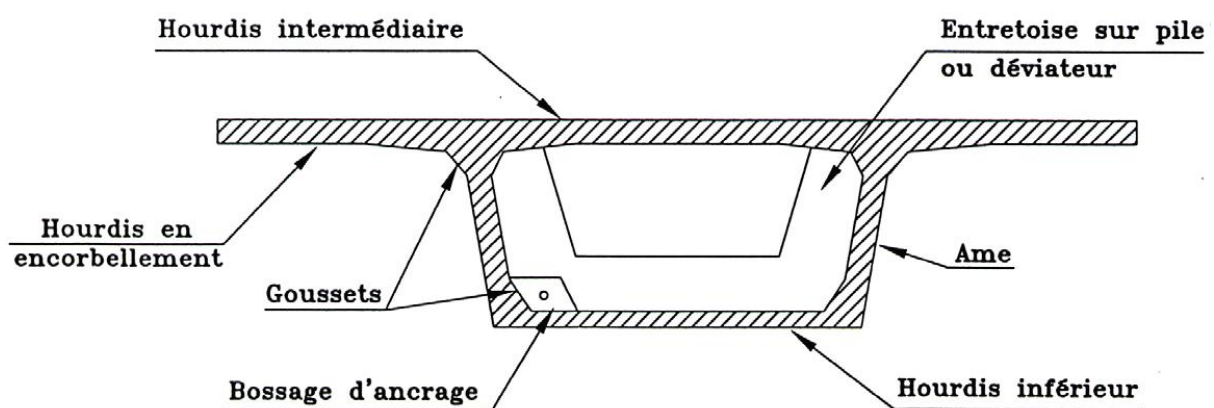


Figure 2.4 - différents éléments de poutre caisson unicellulaire [diapo setra] -

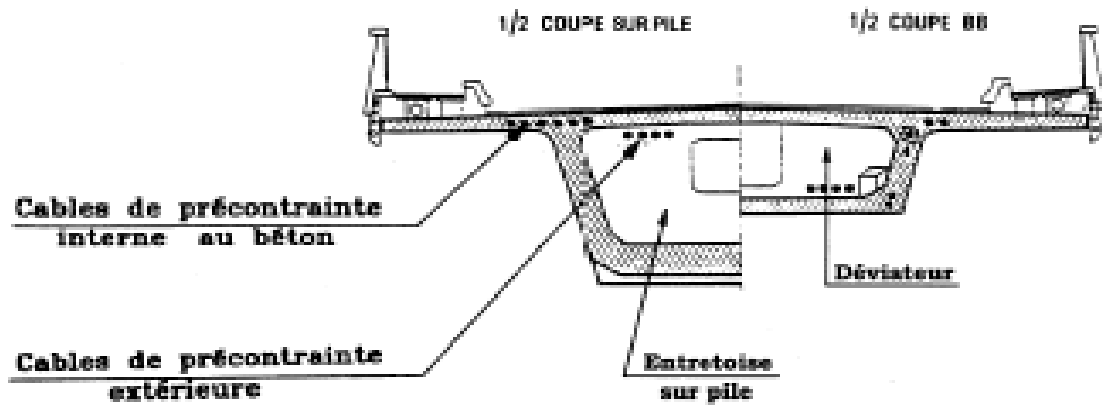
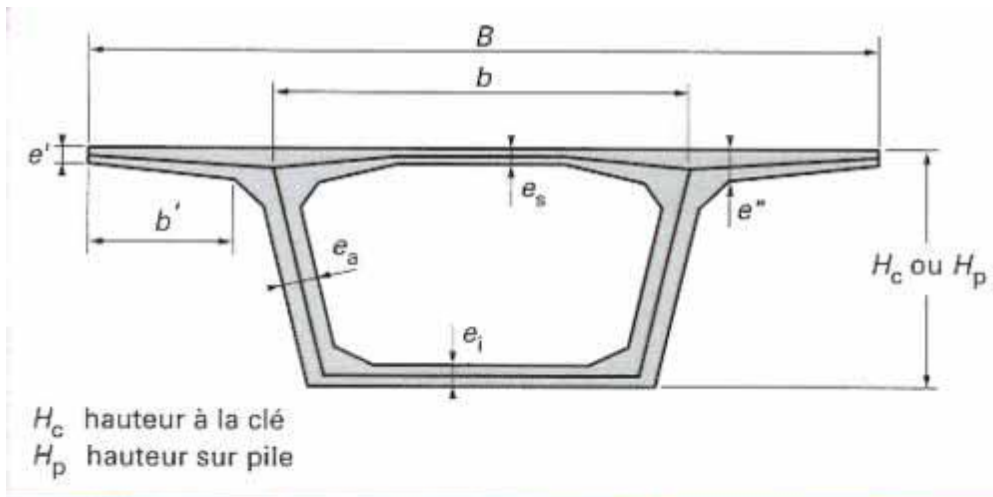


Figure 2.5 - coupe transversale d'un caisson unicellulaire [diapo setra] -

Pour le dimensionnement de caissons dont la largeur du hourdis supérieur ne dépasse pas une quinzaine de mètres, on peut s'inspirer des données numériques de la figure 2.6 et tableau 2.1.

Figure 2.6 Caractéristique géométrique d'un caisson unicellulaire

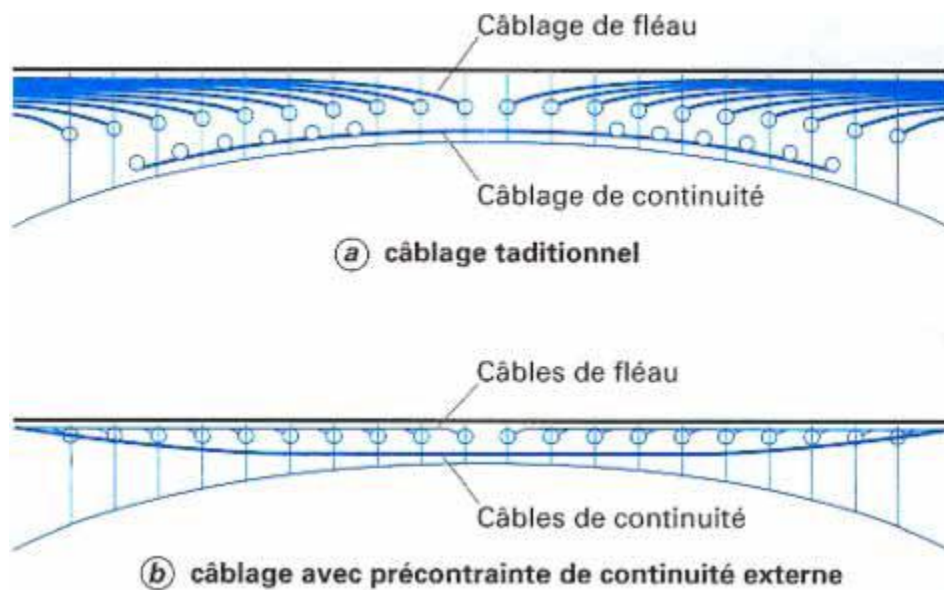


	Câblage traditionnel	Câblage extérieur
Élancement : tablier sur appuis simples ( $L$ portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left( \frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,16 L + 22 - \frac{7,5}{(L/50)^3}$	
Élancement : tablier encastré sur piles ( $L$ portée principale)	$\frac{L}{H_p} = 16 + 0,25 \left( \frac{L}{100} \right)^4$ $\frac{L}{H_c} = 0,2 L + 25 - \frac{12,5}{(L/50)^3}$	
	$b = B / 2 ; e' \text{ (cm)} \geq 20 \text{ ou } 25 ; e' \text{ (cm)} = b' \text{ (cm)} / 5 \text{ à } b' \text{ (cm)} / 7 ; e_s \text{ (cm)} = b \text{ (cm)} / 25$	
$e_i \text{ (cm)}$ ( $\varnothing$ diamètre des conduits de précontrainte)	$\geq \max [18 \text{ cm} ; 3 \varnothing ; e_a / 3]$ à la clé	$\geq \max [18 \text{ cm} ; e_a / 3]$ à la clé
$e_a \text{ (cm)}$	$26 + \frac{L \text{ (m)}}{5}$ $\geq 36$ (câbles 12T13) $\geq 44$ (câbles 12T15) $\geq 59$ (câbles 19T15)	$\frac{L \text{ (m)}}{2,75} + 125 \frac{B}{L} - 12,5$

Tableau 2.1 : pré dimensionnement d'un caisson unicellulaire

### 2.2.3 Conception du câblage de précontrainte

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câbles : les câbles de fléau, mis en œuvre pendant la construction des dits fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive. Dans les câblages traditionnels, tous les câbles des deux familles sont noyés dans le béton (figure 2.7a) tandis que dans les câblages récents, seuls les câbles de fléau et quelques câbles de continuité sont placés à l'intérieur du béton ; la plupart des câbles de continuité sont extérieurs au béton (figure 2.7b).



**Figure 2.7 – principes de câblages de ponts caissons**

Même lorsqu'ils sont rectilignes, les câbles sont efficaces dans les ponts de hauteur variable car la ligne de précontrainte bénéficie de l'effet d'arc de la fibre moyenne. Mais on obtient une efficacité optimale en les déviant pour passer en partie haute du tablier au droit des appuis intermédiaires et en partie basse au milieu des travées. Une seule déviation peut être suffisante au voisinage de la clé des travées (grâce à deux entretoises rapprochées qui ne sont rien d'autres que des voiles de 60 à 80 cm d'épaisseur), mais, le plus souvent, on dispose deux entretoises déviateuses de façon à obtenir la réduction d'effort tranchant la plus avantageuse possible au voisinage des appuis intermédiaires.

Grâce à la précontrainte extérieure, les câbles de fléau n'ont pas besoin de « descendre » dans les âmes pour réduire efficacement l'effort tranchant. Ils sont donc ancrés dans les goussets supérieurs, ce qui permet de diminuer l'épaisseur des âmes compte tenu des règles de vérification actuelles vis-à-vis de l'effort tranchant. Il est possible de concevoir des tabliers à voussoirs préfabriqués dont tous les câbles soient extérieurs au béton (les voussoirs étant maintenus par une précontrainte provisoire avant de recevoir leur précontrainte définitive) mais une telle conception n'a pas encore fait la preuve définitive de son intérêt mécanique ou économique.

### **2.3- CONCLUSION**

On a présenté dans ce chapitre d'une façon générale un pont construit par encorbellement successifs, le procédé lui-même, la géométrie du pont ainsi que la poutre le constituant et aussi la conception de la précontrainte par phase. On a vu aussi que les âmes ont une relation plus au moins étroite avec l'effort tranchant chose qui nous intéresse en particulier du moment que notre sujet traite principalement la fissuration oblique dans les âmes de caissons dues principalement à la contraintes obliques de cisaillement et comment la renforcer ? L'utilisation de béton de fibre a marqué sa place dans le renforcement de structure à section mince notamment celui aux fibres métalliques. Dans le chapitre qui va suivre, nous allons essayer d'étudier les fibres métalliques géométriquement et mécaniquement.

***CHAPITRE 03***

***LES CARACTERISTIQUES  
GEOMETRIQUES ET MECANIKES DES  
FIBRES METALLIQUES***

# LES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DES FIBRES METALLIQUES

## 3.1 - INTRODUCTION

Comme nous l'avons déjà dit dans le chapitre précédent, l'un des moyens utilisés dans la réparation des ponts est l'utilisation des matériaux composites. En effet, les matériaux composites, comme leur nom, l'indique, évoque un matériau différent des matériaux habituellement employés. Les fibres font partie des composites, possèdent à la fois une élasticité importante, caractérisée par un module d'élasticité élevé et une grande énergie de rupture, incorporées dans la masse du matériau, confèrent à ce dernier, certaines qualités dont il est incapable d'assurer seul. Dans le domaine de génie civil, l'incorporation des fibres dans les bétons constituent des composites quand appelle les bétons de fibres. L'importance de cette incorporation est le pouvoir de tirer avantage de leurs propriétés mécaniques appréciables et de réduire certains défauts du béton. Malgré ces avantages offerts mais les bétons fibrés présentent toujours des lacunes qui laissent leurs emplois un peu limités. Les fibres utilisées peuvent être d'origines diverses, elles sont soit : organiques (carbone, aramide- kevlar, polypropylène....), minérale (Verre, basalte, mica.....) ou métalliques (acier, inox, fonte.....). La différence dans la nature des fibres ainsi que celle de leurs caractéristiques, tant géométriques que mécaniques, a une influence particulière sur les lois de comportement mécanique du béton, ce qui se traduit par des applications adaptées et spécifiques. Parmi les fibres citées, celles qui nous intéressent sont les fibres métalliques ainsi que les bétons de fibres métalliques (**BFM**). Dans le présent chapitre, on présentera les caractéristiques géométriques et mécaniques des fibres métalliques et les propriétés mécaniques des **BFM** .

## 3.2 - Les fibres métalliques

Les fibres métalliques sont les plus utilisées ; elles sont caractérisées par un module d'élasticité élevé, par conséquent, offre au béton une meilleure résistance à la traction, au choc et améliore sa ductilité en augmentant son pouvoir de résister aux déformations dues à la rupture, de même elles ont une ténacité appréciable, leurs formes et leurs dimensions améliorent leur ancrage et leur adhérence.

### 3.2.1- Les caractéristiques géométriques des fibres métalliques :

Les fibres métalliques, notamment d'acier, ont fait l'objet de nombreuses recherches pour développer leurs emplois dans le béton. Elles présentent une très bonne compatibilité avec le béton. Les recherches visant à améliorer l'adhérence au béton ont permis de développer une grande variété de fibres capables, par leur forme ou leur état de surface, de mieux s'ancrer dans le béton. Les différentes formes de fibres sont [voir figure 3.1 et tableau 3.1] :

- fibres ondulées - crantées - torsadées-droites ;
- fils, rubans ;
- fibres à extrémités aplaties, à crochets, à têtes coniques, etc.





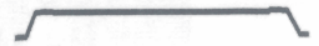






**Figure 3.1** Exemples de fibres métalliques

Les fibres sont composées d'acier au carbone, d'acier inoxydable ou d'acier galvanisé contre la corrosion. En général, la longueur des fibres varie de 25 à 60 mm et le diamètre varie de 0,5 à 1,3 mm. La fabrication des fibres métalliques s'effectue selon plusieurs méthodes en relation avec leurs formes géométriques multiples (ASTM A 820). [52]

La norme ASTM A 820 par exemple identifie cinq types de fibres métalliques :

- **type I** : fil étiré à froid;
- **type II** : tôle découpée;
- **type III** : extrusion de matière fondue;
- **type IV** : autres fibres;
- **type V** : fabriqués par rasage de fil tréfilé.

Tableau 3.1 Géométrie des fibres métalliques

<u>Bouts ondulés</u> 	<u>Bouts plats</u> 	<u>Bouts en crochets</u> 
<u>Crêpé</u> 	<u>Tôle ondulée déformée</u> 	<u>Tôle ondulée déformée</u> 
<u>Tôle ondulée déformée</u> 	<u>Amorphe</u> 	<u>Autre machinage</u> 

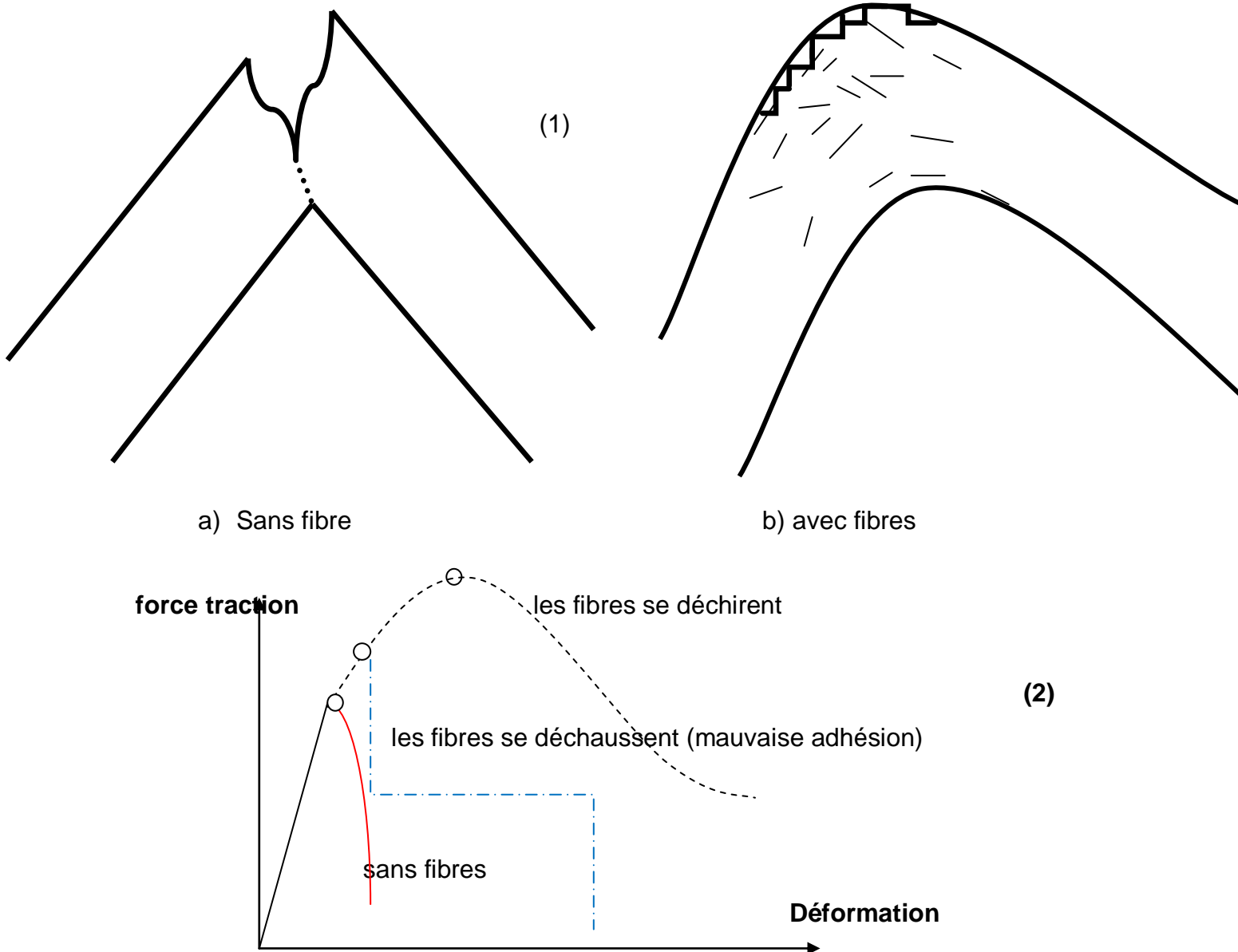
Les quantités normatives spécifiées pour l'insertion sont entre 15 et 45kg/m<sup>3</sup>. En pratique, selon les types de fibres, les quantités peuvent varier de 15 à 60 kg/m<sup>3</sup> pour des bétons réguliers nécessitant de légers ajustements au niveau de la formulation. Lorsque des concentrations supérieures à 35 kg/m<sup>3</sup> sont utilisées, des ajustements plus importants sont nécessaires, toujours selon le type de fibres et la concentration utilisés. Les fibres sont à ce moment considérées comme des granulats et un ajustement de la quantité de liants et de granulats intermédiaires (10-14 mm) est nécessaire [52].

### 3.2.2 ROLE DES FIBRES DANS LES BETONS

Au début, les chercheurs ont essayé, par l'addition de fibres, d'augmenter les caractéristiques mécaniques du béton comme la résistance à la compression et la résistance à la flexion, mais le résultat obtenu était limité [Sukontasukkul 2004]. Il n'a été constaté que le rôle principal des fibres dans un matériau cimentaire peut-être apprécié sous deux volets :

- Le contrôle de la propagation d'une fissure dans un matériau en état de service en réduisant l'ouverture des fissures, comme schématiquement illustré par la Figure 3.2.1

- La transformation du comportement fragile d'un matériau en un comportement ductile qui accroît la sécurité lors des états de chargement ultimes (Figure 3.2.2)



**Figure 3.2** Illustration de l'apport du renfort par des fibres [Cotterell 1996] [14]

Les fibres ont généralement pour rôle de renforcer la structure en s'opposant au développement des fissures et à leur propagation. Selon le type, le dosage et les éléments en béton dans lesquels elles sont insérées, les fibres permettent :

- ✚ l'amélioration de la cohésion du béton frais ; par exemple, les fibres rigides changent la structure du squelette granulaire,
- ✚ l'augmentation de la ductilité et le comportement post-fissuration,

- ✚ la réduction de la microfissuration due aux variations dimensionnelles notamment au jeune âge,
- ✚ la réduction de la fissuration d'origine mécanique (chargement extérieur),
- ✚ l'augmentation de la résistance à la traction par flexion,
- ✚ l'amélioration de la tenue au feu et de la résistance aux chocs, à la fatigue, à l'usure, et à l'abrasion.

### 3.2.3 Propriétés des fibres

Comme il a été déjà cité au par avant, les fibres d'une manière générale influent sur le comportement mécanique des bétons dans lesquelles elles sont incorporées selon leurs propriétés. Dans ce qui suit, nous allons citer quelques propriétés tel que :

#### 3.2.3.1 La notion de fibres structurales

La notion de fibres structurales n'est applicable qu'à certains types de fibres métalliques pour lesquelles les résistances résiduelles s'apparentent à l'action structurale des armatures traditionnelles. Il est important de réaliser que le terme « fibre structurale » est inapplicable à la plupart des types de fibres. Il est à noter que les applications de dalles sur sol ne sont pas considérées comme étant structurales. Les fibres métalliques peuvent être utilisées en concentration nécessaire pour satisfaire aux spécifications du devis.

#### 3.2.3.2 Le facteur d'élanement

Le facteur d'élanement est défini par un ratio géométrique qui représente le rapport de la longueur sur le diamètre équivalent de la fibre. Le tableau 3.2 indique les valeurs de facteur d'élanement pour les fibres métalliques.

Tableau 3.2 Facteur d'élanement [52]

Types de fibres	Élanement (L/D)
Métalliques	25-100

Le lien entre la matrice du béton et la fibre augmente proportionnellement avec le facteur d'élanement. Par contre, les fibres avec un facteur d'élanement supérieur à

60 et dotées d'une géométrie particulière sont potentiellement susceptibles de former des « oursins ».

### 3.2.3.3 La performance

La performance des fibres est directement reliée à la valeur de résistance résiduelle qu'il est possible d'obtenir pour une formulation donnée d'un béton. La performance des fibres est évaluée selon différentes normes japonaises, américaines et européennes.

- *La valeur de résistance résiduelle*

Les fibres dans le béton apportent une meilleure résistance aux déformations en flexion des ouvrages de béton soumis à des charges. C'est lorsqu'apparaît la première fissure que les fibres sont sollicitées et qu'il est possible de déterminer une valeur de résistance résiduelle.

Effectivement, les fibres apportent une meilleure cohésion et résistance intrinsèque de la matrice et augmentent ainsi la résistance à la propagation et à l'augmentation de la fissuration.

Les fibres permettent une reprise de charge en post fissuration. Selon le guide technique d'utilisation de bétons fibrés au Québec, Il existe trois méthodes d'essais de référence qui donnent des valeurs différentes pour la détermination de la résistance résiduelle [52]:

- ASTM C1018 : détermine le facteur de résistance résiduelle (**figure 3.3**);
- ASTM C1399 : détermine la résistance résiduelle moyenne;
- JCI SF-4 : détermine la résistance résiduelle équivalente.

L'essai JCI SF-4 est le plus utilisé pour les méthodes de conception.

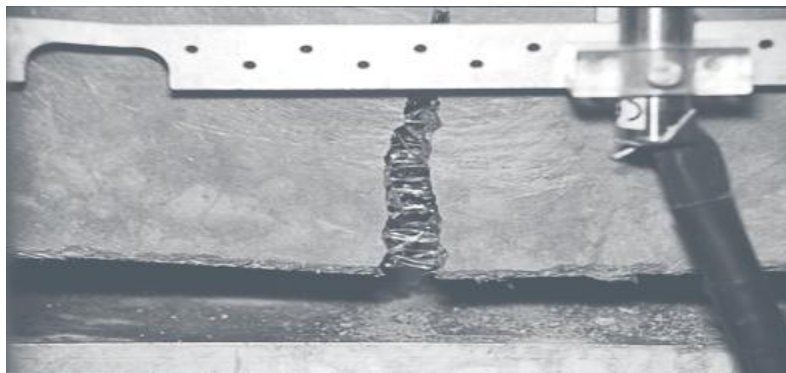
- *La distribution des contraintes mécaniques*

Un des principaux avantages de l'ajout des fibres est le meilleur contrôle de la post fissuration du béton. Les fibres ont la particularité d'absorber l'énergie de fissuration et de redistribuer les contraintes mécaniques dans la matrice du béton.

La répartition des fibres dans la masse du béton permet de différer la rupture fragile du béton en s'opposant à la propagation des microfissures. Selon les fibres utilisées

et les ouvrages auxquels elles sont incorporées, ce rôle se traduit par des améliorations en post fissuration relatives à :

- la résistance à la traction;
- la résistance aux impacts;
- la résistance à la fatigue;
- la résistance à l'abrasion;
- la réduction des fissures de retrait.



**Figure 3.3 Essais de l'ASTM C 1018**

- *La résistance à l'abrasion*

L'essai de résistance à l'abrasion s'effectue selon les normes ASTM C 418 et C 779. Les informations sur la résistance à l'abrasion du béton fibré sont rares et conflictuelles. Selon les valeurs disponibles, lorsque l'érosion est provoquée par la cavitation et par l'action abrasive d'un fort débit d'eau ou à l'impact de larges débris, c'est alors que le béton fibré améliore la résistance à l'abrasion. Par contre, pour une érosion de basse vitesse, c'est plutôt la propriété de la matrice et des granulats que celle de l'utilisation de fibres qui détermine la résistance à l'abrasion. De la même façon, c'est également la propriété de la matrice qui détermine la résistance à l'usure pour le pavage et les dalles sur sol.

### **3.3 Les bétons fibres métalliques (BFM)**

Malgré l'ancienneté de leurs utilisations, les bétons de fibres métalliques font toujours l'objet de recherches importantes [Romualdi, Baston, Rossi, Casanova, Al,

Nguyen,...ect] et dans ce qui va suivre, un bref historique sera présenté avant d'entamer les différents comportements des bétons fibrés.

### 3.3.1. HISTORIQUE :

En 1910, Porter a suggéré pour la première fois l'utilisation de fibres métalliques dans le béton dans l'optique d'améliorer les performances mécaniques du béton [Naaman 1985]. Les fibres sont ajoutées dans la matrice, non pour améliorer la résistance à la traction par flexion du béton, mais surtout dans le but de contrôler la fissuration, d'empêcher la coalescence des fissures et de changer le comportement du matériau renforcé de fibres en cousant les fissures [Aydin 2007]. Cependant, le béton renforcé de fibres métalliques (BFM), en tant que matériau dans les applications industrielles, a vu le jour aux Etats-Unis au début des années 60 suite aux travaux de [Romualdi et Baston 1963] conduisant au dépôt d'un brevet. Il était produit en utilisant du ciment hydraulique classique, des granulats (sable et gravier), de l'eau et des fibres. Afin d'améliorer la maniabilité et la stabilité du béton renforcé de fibres, un super plastifiant peut également être ajouté dans le mélange. Ce béton n'est pas considéré comme un substitut du béton ordinaire, mais comme un matériau de type différent ou plutôt un matériau nouveau (voir figure 3.4).[14]

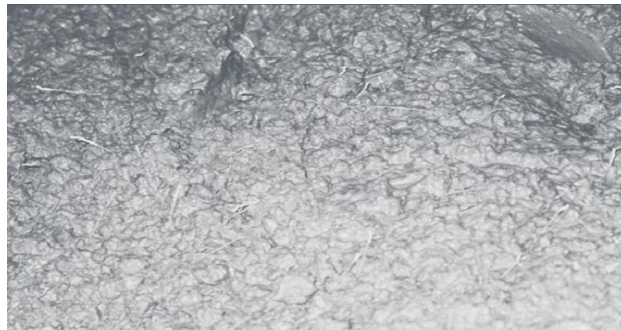


Figure 3.4 Texture d'un béton fibré

### 3.3.2 Applications actuelles et potentielles des BFM, BHPFM et BUHPFM

La recherche et le développement ont permis d'appliquer un concept de renforcement structural à différents types d'ouvrages en béton. De par leurs risques de fissuration, augmenter la résistance aux impacts et tirer parti de l'amélioration de la performance du béton pour optimiser le dimensionnement des ouvrages.[52]

Les bétons de fibres métalliques(**BFM**), les bétons de haute performances de fibres métalliques (**BHPFM**) ou le béton ultra hautes performances de fibres métalliques

## Les caractéristiques géométriques et mécaniques des fibres métalliques

(BUHPFM) sont de plus en plus utilisés dans le domaine de Bâtiment et des Travaux Publics. Le Tableau 3.3 illustre quelques applications de bétons renforcés de fibres et leurs intérêts.

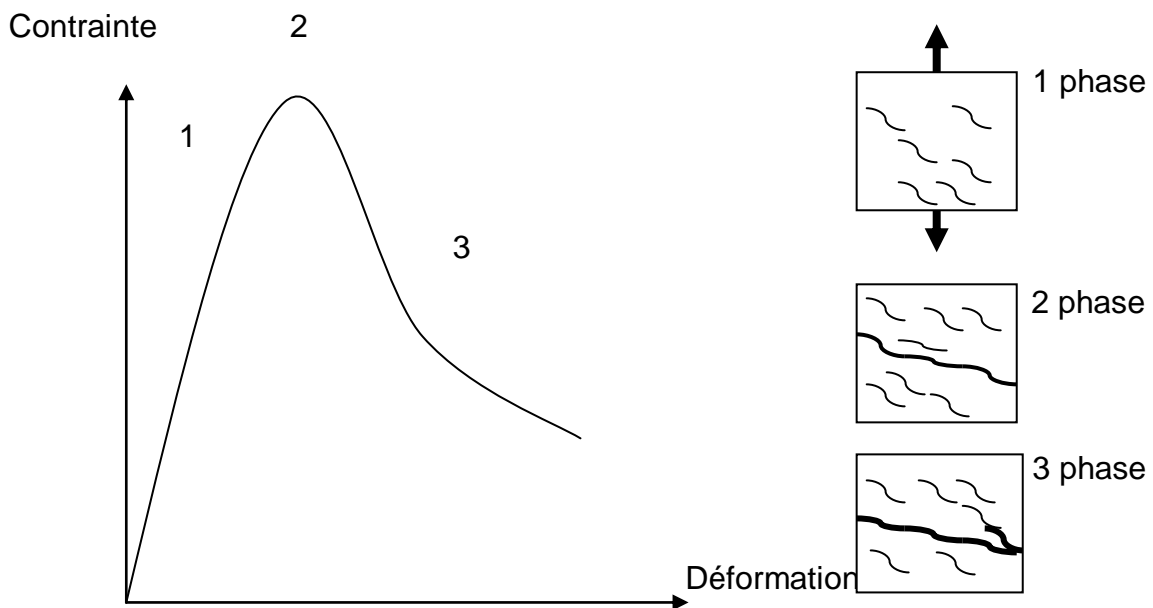
**Tableau 3-3** Applications de bétons renforcés de fibres.[14]

APPLICATION	INTERETS APPORTES PAR L'AJOUT DES FIBRES DANS LE BETON
Canalisations et coques minces faiblement sollicitées	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Amélioration de la tenue des pièces aux jeunes âges</li> <li>- Modification des variations dimensionnelles, lutte contre la Fissuration</li> </ul>
Dallages, chaussées en béton, dallages manufacturés, et éléments structuraux soumis à la flexion	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diminution de 40% de l'ouverture de fissures</li> <li>- Augmentation de la rigidité après fissuration</li> <li>- Augmentation de la résistance au cisaillement</li> <li>- Augmentation de la résistance à l'usure</li> </ul>
Eléments structuraux soumis à la compression (poteaux, pieux, fondations ...)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Amélioration de la charge ultime</li> <li>- Pas de rupture fragile</li> </ul>
Structures soumises à des sollicitations dynamiques (piste d'aéroport)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Energie absorbée plus importante</li> <li>- Augmentation de la résistance aux chocs</li> <li>- Loi de comportement du matériau fortement améliorée</li> </ul>
Réparation des revêtements routiers, tabliers de ponts	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Amélioration de la résistance aux chocs</li> <li>- Amélioration de la déformabilité et de la durabilité</li> </ul>
Parties exposées aux fortes variations de température et même aux très hautes températures	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Remplacement avec succès de revêtement réfractaire</li> <li>- Diminution du coût de réparation des éléments réfractaires</li> </ul>
Stabilisation des parois rocheuses, les talus, tunnels, et galeries souterrains	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Suppressions du travail de fixation du grillage ordinairement employé</li> <li>- Diminution du coût de réparation et/ou de stabilisation des parois rocheuses et des talus</li> </ul>
Fabrication de pieux, revêtements ignifuges isolants, panneaux de revêtement de façade	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Augmentation de la résistance aux chocs</li> <li>- Augmentation de la résistance à l'usure</li> <li>-Augmentation de la durabilité de revêtement</li> </ul>

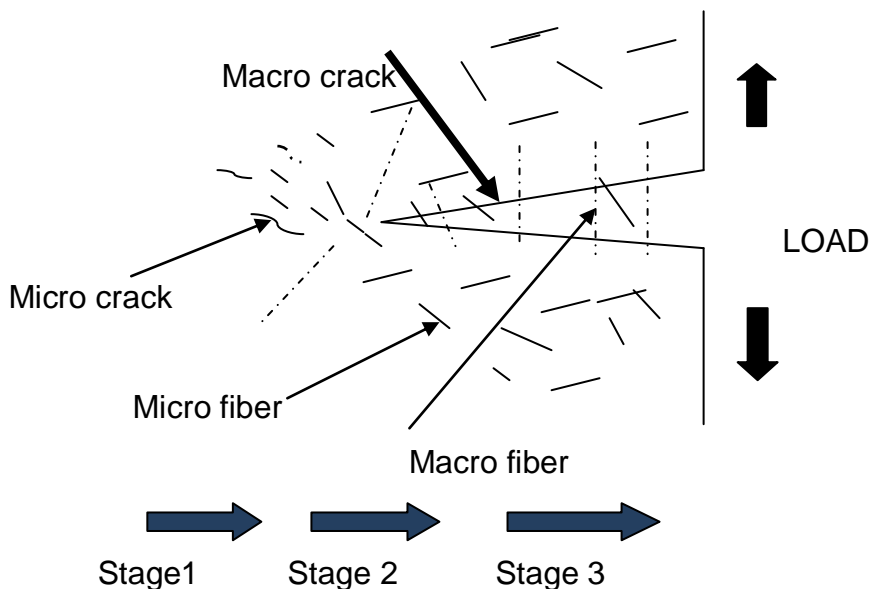
### 3.3.3 PRINCIPE D'ACTION DES FIBRES

D'après [Rossi et al 1987], le principe d'action des fibres se manifeste à deux échelles : *le matériau et la structure*. Dans une pièce de béton renforcé de fibres soumise à un effort de traction directe, On peut distinguer trois (3) phases sur la courbe contrainte - déformation représentant le comportement de la pièce (Figure 3.5). Une première phase où l'on observe la formation de microfissures qui se développent très tôt, généralement dans des zones de moindre résistance

mécanique comme l'interface entre les granulats et la matrice. La longueur de ces fissures est de l'ordre du diamètre des granulats, leur largeur de l'ordre du micron. Durant cette phase, les fibres sont inactives. La deuxième phase correspond au développement des macros fissures qui résultent de la coalescence des microfissures. A ce stade, des contraintes sont transférées aux fibres qui contribuent à limiter la propagation des fissures. Cette étape est suivie par la propagation d'une macro fissure (phase 3) séparant l'éprouvette en deux blocs, et provoquant ainsi la ruine de l'éprouvette [Shah1991], [Banthia et Trottier 1994], [Casanova 1995][Li et al 1998] et [Deng et Li 2007].



**Figure 3.5** processus de fissuration de béton soumis à un essai de traction directe [15][14]



**Figure 3.6** Schéma de l'interaction des fibres avec le développement des fissures dans un composite [15][14].

La figure 3.6 illustre le processus de couture de fissure dans un matériau composite ainsi l'interaction fibre – matrice dans les trois stades ou phases déjà expliqués au paragraphe précédent.

Le mécanisme de couture des fibres assure une redistribution uniforme des contraintes dans la matrice, contribue à l'amélioration de la résistance post-fissuration et à la limitation de la propagation des fissures et confère ainsi une ductilité au béton.

D'ailleurs, Il est extrêmement difficile de généraliser l'apport exact des fibres par rapport à un béton ordinaire car le nombre des paramètres influant sur son comportement mécanique est considérable, la figure 3.7 les résume :



Figure 3.7 Différents facteurs influant sur le comportement mécanique d'un béton renforcé de fibres.

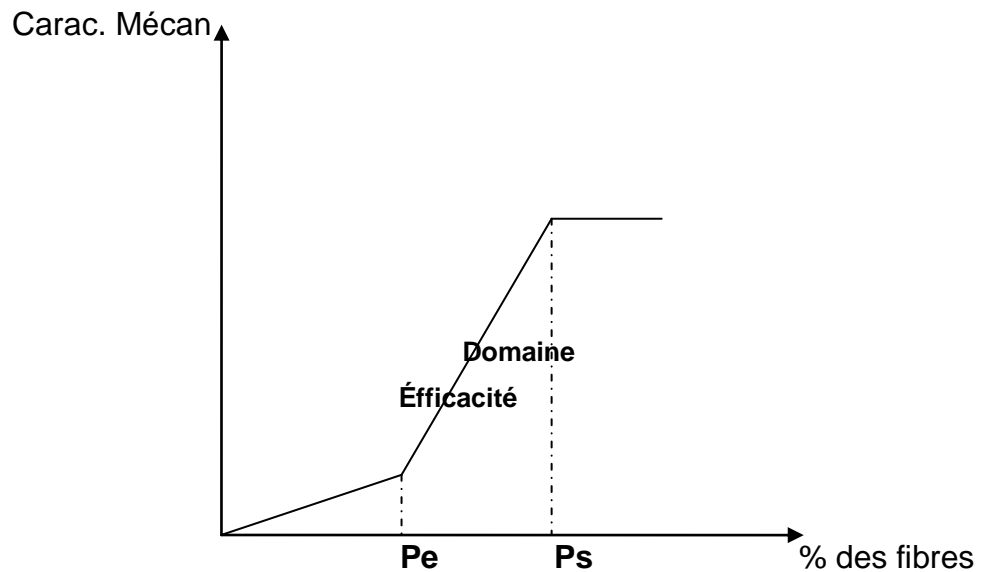
Trois des paramètres cités ont déjà été abordés dans les paragraphes précédents qui sont :

- ❖ **La nature des fibres** : dans notre mémoire on s'intéresse aux fibres métalliques.
- ❖ **La forme ou la géométrie des fibres** : il existe des fibres qui favorisent la formation d'oursins ou pelotes.

- ❖ **L'élanement de la fibre** : L'élanement joue un rôle prépondérant dans la maniabilité d'un béton renforcé de fibres (notamment métalliques) [Snyder et al. 1972, Swamy et al.1974, Hughes et al. 1976 (dans Rossi 1998)]. Pour un dosage en fibre donné, plus l'élanement est important, plus la maniabilité du béton diminue. Rossi explique ceci par deux constatations empiriques [Rossi 1998] :
  - a. pour une longueur de fibre et un volume donnés, plus le diamètre de la fibre sera faible, plus la surface spécifique sera grande. Ceci conduit à des frottements plus importants entre la fibre et la matrice, mais aussi à un nombre de fibres élevé qui augmente la probabilité de contact entre celles-ci. Ceci conduit à une diminution de la maniabilité quand le rapport longueur/diamètre augmente ;
  - b. pour un rapport longueur/diamètre fixe et un dosage en fibres donné, si le diamètre diminue, la longueur va elle aussi diminuer. Selon le raisonnement précédent, ceci conduit à une diminution de la maniabilité ce qui est en décalage avec la réalité car dans ce cas, le poids unitaire de la fibre intervient. Plus elles seront grandes, plus elles auront tendance à passer à travers le fluide visqueux constitué par la pâte de ciment pour entrer en contact avec les granulats c'est-à-dire à des frottements solides et donc à une diminution de maniabilité.

Pour les autres paramètres :

- ❖ **L'orientation et répartition des fibres** : elles vont être étudiées dans le chapitre qui suit.
- ❖ **Forme de la section dont dépend la surface adhérente.**
- ❖ **Fraction volumique des fibres dans la matrice** : d'après [06] pour être dans le domaine efficace le pourcentage des fibres doit être inclus dans l'intervalle  $[P_e, P_s]$  où  $(P_e)$  est le % efficace et  $(P_s)$  est le % de saturation, hors cet intervalle notre BFM n'est pas efficace [voir figure 3.8].



**Figure 3.8** courbe schématique de l'évolution des caractéristiques mécaniques d'un BFM en fonction du pourcentage des fibres

### 3.3.4 COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS RENFORCES DE FIBRES

Les propriétés du béton renforcé de fibres sont le résultat de plusieurs facteurs comme les propriétés de la matrice, la distribution des fibres et les conditions d'interface entre les fibres et le béton.

#### 3.3.4.1 Résistance à la compression

Les résultats mis en évidence par différents chercheurs sur l'effet des fibres sur la résistance à la compression du béton renforcé de fibres montrent quelques divergences.

Cependant ils sont d'accord pour dire que les fibres n'apportent pas d'amélioration appréciable en compression. Dans certains cas, on a une légère augmentation de la contrainte ultime, dans d'autres une légère diminution. Dans la matrice, la fibre peut avoir deux effets contradictoires : celui en premier de maintenir les fissures ce qui est favorable pour la phase post pic, et celui en second de créer des défauts supplémentaires à l'interface fibres-mortier ce qui peut contribuer à l'endommagement et donc limiter la charge maximale.

Le comportement en compression n'est que peu influencé par la présence des fibres. Les fissures créées ne permettent pas aux fibres d'être sollicitées suffisamment pour améliorer significativement le comportement du béton.

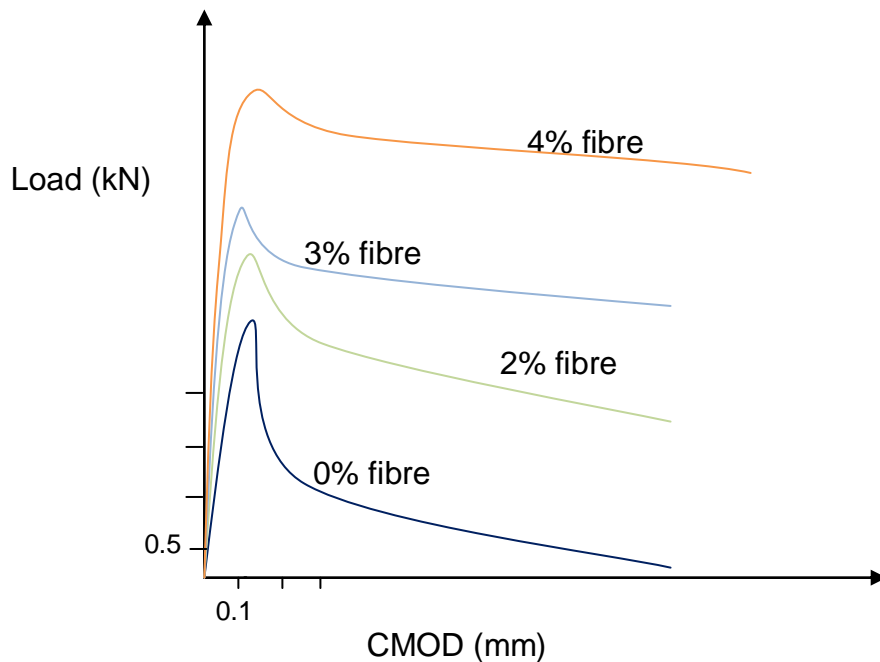
### 3.3.4.2 Résistance à la traction

Peu d'essais ont été réalisés en traction directe, car l'essai est délicat et coûteux. D'après la littérature, les augmentations de résistance en traction dues aux fibres sont variables. D'une manière générale, on peut dire que les améliorations constatées dépendent essentiellement de la forme des éprouvettes, du type d'essais, de paramètres liés à la géométrie et au pourcentage volumique des fibres utilisées, et bien sûr au béton témoin retenu.

Donc on constate que pour tous les BRFM, les résistances à la traction sont inférieures ou à peu près égales à celles du béton de référence. Ceci confirme que les fibres métalliques n'interviennent pas d'une manière significative sur le comportement à l'échelle du matériau.

Il est donc nécessaire d'avoir une ouverture de fissure suffisante afin que les fibres soient sollicitées. C'est pour cela que les fibres interviennent peu durant la phase de chargement et de développement des microfissures. De plus, les fibres doivent avoir des dimensions compatibles avec le type de fissures, le niveau de résistance du béton et la taille des granulats. Pour les microfissures, il est conseillé d'utiliser des fibres courtes et en grande quantité, et pour les macros fissures, des fibres longues en moins grande quantité afin d'assurer une bonne ouvrabilité. Dans le cas où la rupture peut arriver à l'interface matrice-granulats, il est recommandé d'utiliser des fibres d'une longueur correspondante à 2 à 3 fois le diamètre maximal des granulats de manière à assurer un ancrage suffisant dans la matrice cimentaire.

L'effet des fibres est donc surtout perceptible en traction. Un béton sans renforts, une fois fissuré, n'est capable de supporter que de faibles efforts par endommagement. Ceci se traduit par une chute brutale de contraintes reprises, comme le montre la courbe de comportement en traction directe correspondant à une teneur en fibre de 0% sur la figure 3.9 [Taylor et al. 1997]. Avec un renfort de fibres, les contraintes dans la fissure sont transmises au béton. Les fibres, en cousant la fissure, assurent une continuité structurale et permettent au béton d'avoir un comportement ductile en lui conférant une capacité portante post-fissuration.



**Figure 3.9** : Comportement en traction directe en fonction du pourcentage en fibres  
[Taylor et al. 1997]

L'étude du comportement en traction par flexion permet de mieux mettre en évidence l'effet d'un renfort de fibres via le gradient de déformation. L'addition de fibres entraîne une augmentation de résistances et une augmentation de la ductilité. Le comportement post-fissuration est significativement amélioré. L'augmentation de la résistance résiduelle est due aux ponts et liaisons créés par les fibres, placés stratégiquement et qui cousent les fissures. Lorsque les résistances résiduelles sont supérieures à la résistance au pic, on dit que le béton a un comportement ductile durcissant. Le processus de rupture se développe lors de la perte de ces liaisons et du déchaussement des fibres ou de la rupture de ces dernières. Ce phénomène est fonction de la forme, de la taille des fibres et de leur adhérence à la matrice cimentaire.

### 3.3.4.3 Résistance à la flexion

Le renforcement par des fibres métalliques est utilisé pour améliorer la ductilité et fournir un contrôle du mécanisme de fissuration. L'amélioration de la résistance de première fissuration est ordinairement un gain secondaire. En flexion, contrairement à ce qui est généralement observé en traction directe avec ce type de fibres, la structure fissurée peut reprendre des efforts bien supérieurs à ceux relevés lors de

l'apparition de la première fissure. Un peu comme en béton armé classique, la déformation de flexion s'accompagne du développement d'une fissuration et du déplacement vers le haut de l'axe neutre.

### *3.3.4.4 Résistance à la fatigue*

On entend par fatigue ou endommagement par fatigue la modification des propriétés des matériaux consécutive à l'application de cycles d'efforts, cycles dont la répétition peut conduire à la rupture. Ainsi d'une manière très générale, il y aura fatigue toutes les fois que l'on est en présence d'efforts variables dans le temps. Ce qui est bien particulier à la fatigue, c'est que la rupture peut se produire pour des contraintes apparentes relativement faibles, souvent inférieures à la limite d'élasticité, lorsque leur application est répétée un grand nombre de fois.

La résistance à la fatigue des éléments en béton est conditionnée par de nombreux facteurs :

- en particulier, les conditions d'application des sollicitations cycliques qui peuvent modifier sensiblement la résistance à la fatigue d'une structure.
- Une distinction est généralement faite entre une fatigue avec un cycle à basse fréquence, mais un niveau de contrainte élevé et une fatigue à haute fréquence mais à un niveau de contrainte faible. Ceci correspond à deux types d'étude, par exemple d'une part le séisme et d'autre part l'action du vent et des vagues. Bien que la distinction entre les deux types de chargement ne soit pas très précise, conventionnellement 1000 à 10000 cycles sont choisis comme limite entre les deux types de chargement.

Néanmoins, le comportement des bétons renforcés de fibres, quel que soit le type de sollicitation, dépend fortement du type de fibres choisi, de leur géométrie, de leur distribution et de leur orientation ainsi que de la compacité du béton qui les contient

### *3.3.4.5 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.[15]

### *3.3.4.6 Comportement au cisaillement*

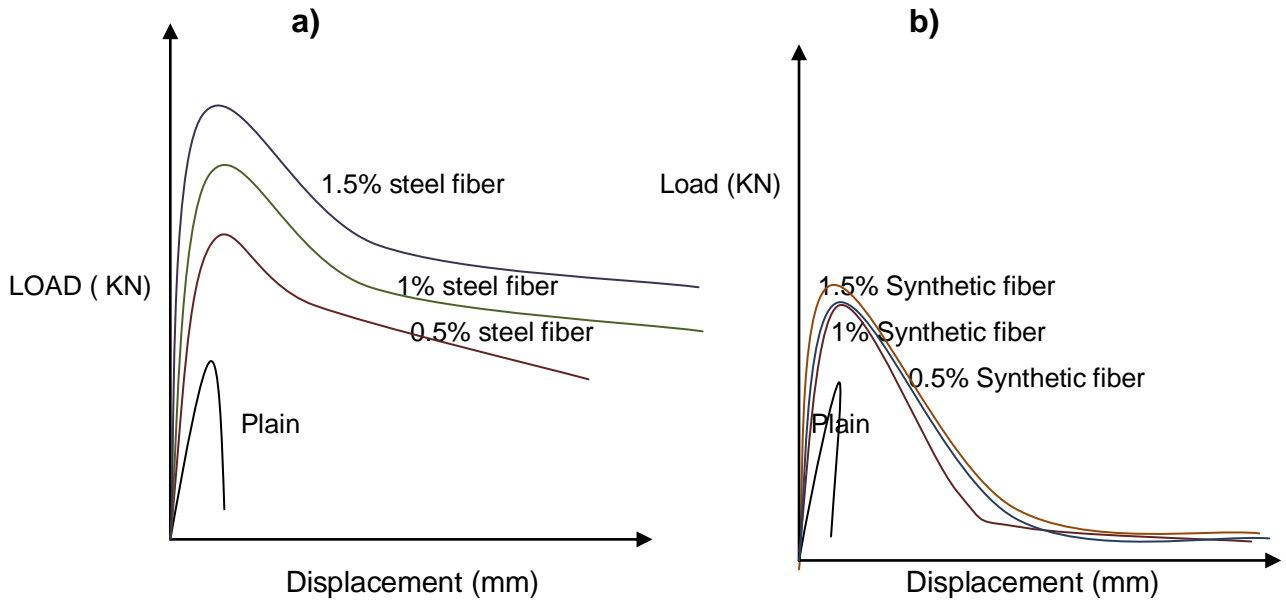
L'application d'un cisaillement à une éprouvette en béton, matériau élastique fragile en traction, a pour effet d'engendrer des contraintes principales de traction, ce qui entraîne la rupture. La différence entre la résistance au cisaillement et la résistance en traction directe est donc liée à un effet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

Après macro fissuration, 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 post fissuration en traction uni axiale. En revanche, si on considère un bloc de béton dans une boîte de Casagrande, la macro fissure, apparue en mode I, évolue principalement en mode II (déplacement tangentiel des lèvres de fissure), ce qui entraîne un fort engrenement et mobilise l'effet de goujon des fibres.

De nombreux essais de "cisaillement direct" ont été réalisés sur des blocs ou des consoles [Sema- 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'engrenement.[Cas95]

Les résultats obtenus par [Fariboz et al 2006] dans une étude où ils ont utilisé deux types de fibres (métallique et synthétique), à différents dosages. Ils ont montré que les fibres améliorent le comportement au cisaillement du béton, tandis que le béton sans fibres a révélé une rupture fragile (voir Figure 3-10). Ils ont aussi constaté que les fibres métalliques ont un meilleur comportement au cisaillement que les fibres synthétiques, lié sans doute à la rigidité des fibres synthétiques généralement plus faible que celle des fibres métalliques. D'autres études réalisées par [Mirsayah et

Banthia 2002] et [Tan et Mansur 1990] ont mené aux mêmes conclusions concernant la rupture fragile des compositions sans renfort de fibres.[14]



**Figure 3.10:** Courbes charge en fonction du déplacement pour les essais de cisaillement direct : a) fibres métalliques, b) fibres synthétiques [Fariboz et al 2006].[14]

La Figure 3-11 présente la contrainte de cisaillement ultime en fonction de la fraction volumique de fibres. Cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\zeta_{\max} = P_{\max} / 2 \cdot A_{\text{eff}} \dots\dots\dots 3.1$$

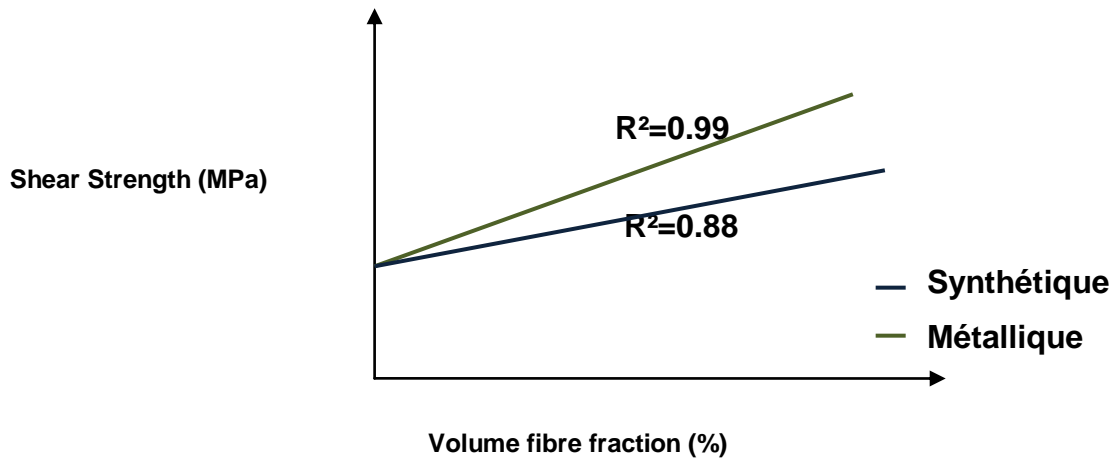
où :

$\zeta_{\max}$  est la contrainte de cisaillement ultime,

$P_{\max}$  est la moyenne des charges maximales supportées par les éprouvettes durant cet essai,

$A_{\text{eff}}$  est la section du béton cisailée (le cas échéant, en tenant compte de l'entaille).

Les résultats des essais de cisaillement direct sur béton renforcé de fibres indiquent une augmentation quasi linéaire de la résistance au cisaillement du béton avec l'augmentation du dosage en fibres.



**Figure 3.11** : Résistance au cisaillement en fonction du dosage en fibres  
[Fariboz et al 2006].**[14]**

### 3.3.4.7 Retrait

Le béton est un matériau fragile. Après la prise, il est soumis à des variations dimensionnelles issues des phénomènes de retrait principalement, engendrant l'apparition de fissuration précoce préjudiciable pour la durabilité de l'ouvrage.

Le retrait d'une pâte de ciment est la conséquence de la contraction Le Chatelier avant et après la prise, c'est à dire de l'augmentation des contraintes de traction (tensions capillaires) due à une consommation d'eau d'origine chimique (hydratation) qui conduit au retrait endogène, ou physique (séchage) induisant le retrait de dessiccation. La pâte de ciment effectue son retrait autour d'inclusions que sont les granulats. Le retrait dépend donc de la composition de la pâte et des caractéristiques élastiques des granulats.

Le retrait plastique correspond à la contraction du béton en phase plastique due au tassement du squelette granulaire et au séchage qui se développe lorsque la quantité d'eau évaporée à la surface est supérieure à la quantité d'eau de ressuage [Turcry 2004]. La phase plastique correspond à la période qui débute dès la fabrication du béton jusqu'au début de la prise, c'est-à-dire la phase durant laquelle le matériau ne présente pas de cohésion. Bien que ce retrait ait lieu dans un matériau encore malléable, il peut modifier la cinétique et la morphologie de la fissuration de retrait. Ce phénomène dépend de la composition du béton et notamment du rapport E/C, de la nature et de la quantité d'additions. Les valeurs

pour les BAP sont jusqu'à 5 fois plus fortes que pour les bétons ordinaires [Turcry 2004].**[34]**

Le retrait endogène est dû à la consommation d'eau durant l'hydratation. Une contraction attribuée aux ménisques d'eau engendre des tensions superficielles. Ce retrait va donc être fonction de la composition de la pâte de ciment. Les BHP avec de faibles rapports E/C ont un retrait plus grand que les bétons ordinaires à cause de la taille moyenne des pores [Tazawa et al. 1995] et de la quantité de pâte qui est plus forte. Plus la taille des pores sera grande, moins le béton sera sensible au retrait endogène. Dans des conditions endogènes, on note aussi la présence d'un retrait thermique issu de la dilatation thermique du béton lors de la chute de la température développée pendant les réactions d'hydratation.

Le retrait de dessiccation (ou de séchage) est la conséquence de la présence de gradients hydriques importants liée au départ d'eau. Il dépend de l'humidité relative aux limites de l'élément de béton considéré. Plus la quantité d'eau libre dans la pâte est initialement grande, plus la perte en eau et donc le retrait est fort.

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 retraits, mais en revanche, elles améliorent la répartition de la fissuration dans le cas de retraits empêchés.

### *3.3.4.8 Fluage*

Sous contrainte constante, le comportement rhéologique du béton change et conduit au développement de déformations différées de fluage. Ces déformations diminuent avec le temps. Le comportement du béton est qualifié de visco-élastique, couplage d'un comportement élastique, où le fluage est nul, et d'un comportement visqueux. Comme pour le retrait, le fluage peut être de type endogène ou de dessiccation.

Lorsque le matériau est déchargé, on note une diminution instantanée des déformations due à son comportement élastique et cette diminution peut se poursuivre au cours du temps.

Néanmoins, ces phénomènes qu'on appelle « la recouvrance » ne permettent pas de revenir aux valeurs de déformations initiales et il reste constamment une déformation irréversible.

Concernant le fluage endogène, il serait dû au jeune âge au mouvement d'eau au sein des pores suite au chargement [Ulm et al. 98]. Ce déplacement engendre ainsi une contraction du squelette solide. A long terme, les déformations de fluage endogène irréversibles sont dues, d'après Acker [Acker 2003], au comportement visqueux des C-S-H soumis à des contraintes de cisaillement ce qui est en accord avec les résultats d'autres chercheurs [Ulm et al. 1998, Bernard et al. 2003] qui expliquent ces déformations par un glissement des feuillets de C-S-H.

Le fluage de dessiccation caractérise le couplage entre les déformations de retrait et de fluage propre. Deux mécanismes expliquent ce fluage. Le premier est dû au fait de charger une éprouvette en condition de séchage. Elle n'est pas libre de se fissurer en surface entraînant un retrait induit plus important [Wittmann et al. 1980]. Le deuxième est que les variations de teneur en eau modifient la viscosité des C-S-H [Bazant et al. 1997].

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 macros fibres 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. [48]

### *3.3.4.9 Comportement dynamique*

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 [Lakshmipathy 1986, Jindal 1987, Dei Toro 1988, La Borderie 1991, Katzensteiner 1992, Tang 1992]. On peut néanmoins souligner un meilleur comportement des nœuds de rive par rapport aux nœuds 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'œuvre et faciliterait le bétonnage.

En ce qui concerne les chocs, on peut distinguer les essais de perforation des essais de souffle 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 (multi fissuration) 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.[37]

### *3.3.4.10 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 déverglaçage [Chanvillard 1994a]. Enfin, les fibres affleurant à la surface se corrodent rapidement, ce qui nuit à l'aspect des parements et il 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.

### 3.3.4.11 Résistance au feu

Le bâtiment semble pouvoir fournir un large champ d'applications des bétons de fibres car il utilise des éléments préfabriqués peu ferrillés. 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.[15].

### 3.4 Conclusion

Le béton fibre est de plus en plus utilisé dans le domaine de génie civil du moment qu'il ya eu plusieurs ouvrages conçus et surtout avec l'apparition des BFUHP ou les BAP (passerelles, ponts, constructions,...). Malgré les avantages qu'il apporte, on peut dire que son utilisation reste limitée vu son coût et sa formulation qui nécessite un soin particulier et aussi sa mise en œuvre. D'ailleurs jusqu'à ce jour il n'existe pas de règlement propre au BUHP ; on a seulement des recommandations ou des guides techniques fait par les manufacturiers et les associations des bétons.

Aussi, nous avons montré que le rôle principal de l'ajout des fibres dans le béton était la limitation de propagation de fissures et l'amélioration de la ductilité du matériau. En plus, le comportement mécanique d'un béton fibré est influencé par plusieurs facteurs qui dépendent des caractéristiques des fibres, de l'interaction fibre matrice, de la mise en œuvre et surtout de l'orientation des fibres et leurs distributions dans une matrice composite. Le prochain chapitre étudiera les paramètres qui influencent l'orientation des fibres et aussi essayer de déduire une loi probabiliste pour présenter leur répartition dans la matrice.

***CHAPITRE 04***  
***LA LOI DE REPARTITION ET***  
***ORIENTATION DES FIBRES***  
***METALLIQUES***

## LA LOI DE REPARTITION ET ORIENTATION DES FIBRES METALLIQUES

### 4.1 INTRODUCTION

D'après ce qui a été vu au chapitre précédent, les fibres jouent un rôle de renforcement qui compense la fragilité du béton par couture de la microfissuration et de la macro fissuration. L'idée de renforcer des bétons avec des fibres métalliques paraît un bon moyen pour leur conférer une meilleure ductilité. De plus, les études faites dans ce domaine ont permis de montrer que l'ajout de fibres dans les bétons surtout les BHP permet la constitution d'un couple idéal BHP-fibres, du fait que les fibres travaillent mieux dans une matrice dense et compacte.

L'influence des fibres dans une matrice peut être sous plusieurs formes, parmi lesquels on cite :

- La capacité de contrôler l'ouverture des fissures, en jouant le rôle d'absorbeurs d'énergie.
- Le transfert des charges, par leur résistance en traction, dès lors qu'une bonne adhérence fibre/matrice est assurée.

Les paramètres conditionnant ces propriétés sont (outre la nature des fibres) leur densité volumique, la rhéologie du béton et l'orientation des fibres qui n'est que le sujet du présent chapitre.

Les expériences faites dans ce domaine ont montrées que la rhéologie du matériau en écoulement, notamment le seuil de cisaillement, et l'effet de paroi généré par la géométrie du coffrage, sont ceux auxquelles l'orientation des fibres est la plus sensible. Par ailleurs, la ductilité des bétons de fibres est étroitement liée à l'orientation des fibres.

- ***Optimisation rhéologique***

L'ajout de fibres dans un béton à l'état frais nécessite de nombreuses précautions notamment pour éviter la formation de pelotes et limiter le risque d'une orientation préférentielle.

La durée du malaxage influe sur la répartition des fibres au sein du béton frais. Si elle est trop courte, les fibres ne peuvent pas se répartir de manière homogène. Si elle est trop longue, la répartition peut devenir hétérogène du fait de la ségrégation des fibres.

## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

---

La maniabilité du béton est diminuée par l'ajout de fibres. Plus la quantité de fibres et leur élanement sera fort, plus l'ouvrabilité du mélange sera affecté. Il est donc important d'utiliser des fibres de dimensions optimales et d'ajuster la composition de la matrice afin de permettre au béton de conserver une maniabilité suffisante.

Lors de la mise en place dans les moules, il faut limiter l'écoulement qui est responsable de l'orientation préférentielle des fibres dont nous parlerons plus spécifiquement dans le paragraphe suivant. L'orientation peut aussi être due à la vibration qu'il est important de limiter voir de supprimer en travaillant avec des bétons auto-plaçant et à l'effet de paroi, ce dernier étant plus difficile à contourner.

- **Optimisation mécanique**

La quantité de fibres dans un béton est une caractéristique prépondérante vis-à-vis du comportement post fissuration. Soit deux fibres, l'une perpendiculaire au plan d'une fissure, l'autre inclinée par rapport à cette fissure. Si les deux fibres sont suffisamment éloignées l'une de l'autre, elles agissent indépendamment vis-à-vis de la fissure, la fibre perpendiculaire étant plus efficace que la fibre inclinée. Le bilan du couple se résume alors à la somme de leurs actions individuelles.

En revanche, si la distance entre les deux fibres est telle que l'action de la fibre qui travaille le mieux conduit, en outre, à confiner la fibre qui fonctionne le moins bien (c'est-à-dire provoquer une étreinte autour de cette fibre), cette dernière verra donc son efficacité vis-à-vis de la fissure accrue. Le bilan devient alors la somme de leurs actions individuelles plus quelque chose qui est la conséquence de leur « entraide », qu'on peut également qualifier de synergie positive.

Au contraire, lorsqu'on rapproche de plus en plus les deux fibres, il arrive un moment où la quantité de pâte de ciment qu'il y a entre elle devient tellement faible que l'enrobage de chaque fibre devient insuffisant (même si l'on augmente la quantité de pâte de ciment avec le pourcentage de fibres pour des raisons de maniabilité) pour assurer un fonctionnement correct de l'interface pâte-fibre. Les fibres travailleront moins efficacement que si elles avaient travaillé sans interactions. Le bilan est alors la somme de leurs actions individuelles moins un effet qui est la conséquence de leur « promiscuité », qu'on peut également qualifier de synergie négative. A partir de ce seuil, plus on ajoute des fibres, moins elles seront efficaces individuellement, et on assistera, au mieux, à une très faible augmentation des caractéristiques mécaniques et, au pire, à une diminution.

## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

Ces seuils de synergie dépendent tous deux du type de fibre, de ses dimensions, du fait que la fibre fonctionne par ancrage réparti le long de la fibre ou concentré à ses extrémités ou encore par adhérence, du type de matrice (plus ou moins compacte) ou de l'orientation des fibres vis-à-vis des fissures.

### 4.2 Paramètres influençant l'Orientation des fibres

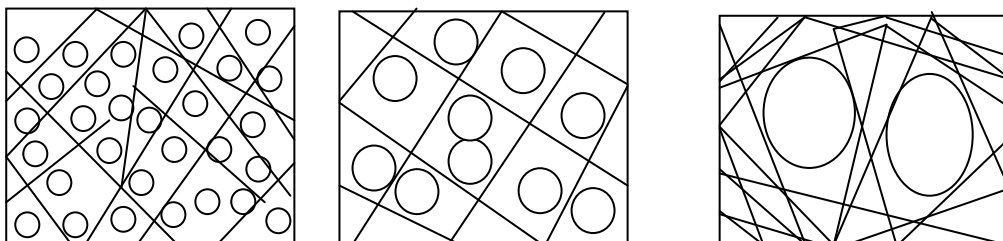
L'orientation des fibres à l'intérieur de la matrice est affectée par de nombreux paramètres, principalement:

- la géométrie des fibres et les effets d'interactions (fibres-granulats-parois),
- La rhéologie du béton,
- le mode de mise en place et de vibration du béton,
- la géométrie des moules (surface libre, deux ou quatre parois), et leur dimensions.

#### 4.2.1 La géométrie des fibres et les effets d'interactions (fibres-granulats-parois)

D'après ce qui a été démontré par les recherches faites dans ce domaine tout en utilisant différentes géométries de fibres que les seules susceptibles d'augmenter la résistance à la traction du béton par la transmission d'une palpable énergie de plastification et de rupture, sont celles dotées d'un système d'ancrage.

La porosité du squelette granulaire est d'autant plus grande que le volume de fibres est important. Pour que les fibres soient efficaces à l'état durci, il est recommandé de choisir des fibres plus longues que la taille du plus gros granulats (voir Figure 4.1), suivant des proportions supérieures de 2 à 4 fois. Si le béton est destiné à être pompé, il préconise de réduire le volume de granulats bruts de 10% par rapport au béton ordinaire pour faciliter l'opération. L'introduction de fibres entraînant une diminution de l'affaissement estimé entre 50 et 75 mm, l'ajout d'un super plastifiant est donc fortement conseillée afin de remédier à cette perte d'ouvrabilité.



# La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

---

5mm

10mm

20mm

**Figure 4.1** Effet de la taille des granulats sur la distribution de fibres

## 4.2.2 La rhéologie du béton

Les résultats de l'étude expérimentale faite par [32] sur l'effet de la rhéologie du béton sur l'orientation des fibres métalliques montrent que la fluidité des bétons est un paramètre essentiel de l'orientation des fibres. Dès lors que l'on obtient une orientation dans le sens de l'efficacité mécanique, une résistance à la flexion nettement améliorée est observée y compris pour un béton ordinaire. En revanche, l'étude a montré que dans le cas d'un béton à hautes performances une mauvaise orientation des fibres annule leurs contributions mécaniques en flexion ; La résistance à la compression n'étant pas affectée.

## 4.2.3 Le mode de mise en place et de vibration du béton

Le compactage à l'aiguille vibrante n'est généralement pas souhaitable lors de la mise en œuvre de béton renforcé de fibres afin d'éviter toute ségrégation. Ce compactage peut pourtant être requis le long des arrêts de coulage pour des applications spécifiques, comme par exemple pour garantir une liaison fiable entre le béton et un profilé métallique en construction mixte. Le type de compactage (c'est-à-dire table vibrante, compactage manuel et vibration interne) est considéré comme ayant une influence considérable sur la distribution des fibres. Une étude réalisée par [Gettu et al 2005] sur des bétons conventionnels ayant une densité de fibres de 40 kg/m<sup>3</sup> a montré que pour les coffrages prismatiques, la table vibrante constitue le dispositif de vibration le plus performant pour obtenir l'alignement préférentiel horizontal des fibres. En revanche, dans les échantillons cylindriques, le compactage manuel cause le non uniformité de la distribution des fibres. Et ce, d'autant plus que l'aiguille vibrante peut provoquer ce qu'on appelle l'effet de cheminée, avec des zones de fortes densités en fibres empêchant ainsi le passage des granulats.[14]

## 4.2.4 La Géométrie des moules

La géométrie des moules est fortement liée à une orientation préférentielles des fibres, la raison pour laquelle, on a jugé important d'essayer d'expliquer ce qui est l'orientation préférentielle.

## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

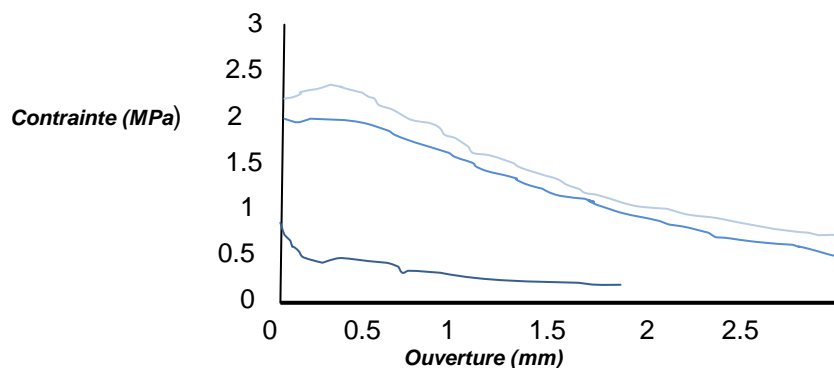
- **ORIENTATION PREFERENTIELLE DES FIBRES**

L'orientation préférentielle des fibres est essentiellement causée par la mise en place du béton dans les moules ou les coffrages. Lors du coulage, les fibres s'orientent suivant l'axe de l'écoulement puis parallèlement aux parois au fur et à mesure que le béton remplit le coffrage. Cette orientation préférentielle est donc inévitable au voisinage des parois (effet de paroi).

La vibration interne peut aussi mener à une orientation préférentielle des fibres suivant l'axe de vibration, ainsi qu'à la ségrégation. L'utilisation de la table ou de l'aiguille vibrante conduit à une orientation préférentielle différente des fibres.

[Casanova 1995] a réalisé une étude de l'influence de l'orientation des fibres sur le comportement mécanique en traction des éprouvettes en béton renforcé de fibres métalliques.

Il a effectué des carottages suivant trois directions sur un bloc de béton (le coulage étant effectué suivant un axe vertical). La Figure 4.2 résume les résultats des essais de traction directe effectués sur ces carottes relatives aux trois directions.

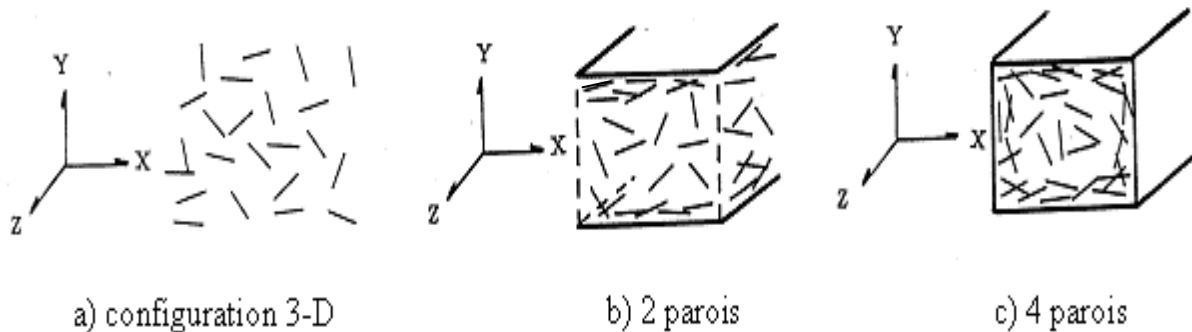


**Figure 4.2 Influence de la direction du carottage sur le comportement en traction d'un béton fibré. [14]**

Les résultats obtenus par l'expérience décrite au par avant [15] ont montré une parfaite corrélation entre l'orientation préférentielle des fibres et le comportement mécanique en traction suivant les trois directions. En effet, lorsque les fibres sont orientées perpendiculairement au plan de la fissure (carottes horizontales), les éprouvettes présentent un bon comportement à la traction, avec une meilleure résistance résiduelle. Dans ce cas, les fibres assurent un transfert optimal des contraintes à travers la fissure. A l'inverse, lorsque les fibres sont orientées préférentiellement parallèlement au plan de la fissure (carottes verticales), ce

## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

comportement est semblable à celui d'un béton sans aucun renfort de fibres. Dans le cas intermédiaire (carottes diagonales), le comportement post-pic est amélioré, mais de façon limitée en raison de l'orientation des fibres intermédiaire.



**Figure 4.3 :** Schématisation de l'orientation des fibres métallique dans le béton

Quand des fibres sont dispersées dans un volume « infini » de béton (**Figure 4.3-a, configuration 3-D**), on peut penser que la probabilité d'une orientation privilégiée est nulle. Lorsque ce béton se retrouve entre deux parois aussi proches comparativement à la longueur de la fibre (**Figure 4.3-b**), ce confinement nous éloigne des conditions précédentes (**configuration 3-D**) pour nous rapprocher d'une configuration à deux dimensions (**2-D**). Avec 4 parois (**Figure 4.3-c**), les degrés de liberté sont plus limités et l'on s'éloigne de plus en plus des conditions sans orientation privilégiée pour tendre un alignement unidirectionnel (**configuration 1-D**).

Les effets de cette orientation préférentielle des fibres sont généralement pris en compte à travers le facteur d'orientation  $\alpha$  qui correspond au rapport entre la longueur de la fibre projetée suivant la direction du chargement et la longueur réelle de cette même fibre. Il s'agit bien entendu d'un rapport moyen dans ce sens où il faut balayer toutes les orientations possibles de la fibre. D'après de nombreux auteurs, le facteur d'orientation est compris entre 0,41 et 0,82.

Les propriétés intrinsèques du matériau constitutif de la fibre et de sa géométrie, l'efficacité du renfort par des fibres est intimement liée à leurs espacements moyens dans la matrice. Le nombre de fibres par unité de surface de la fracture,  $N_1$ , est donc un paramètre qui gouverne le comportement post fissuration.

# La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

## 4.3 DETERMINATION DU NOMBRE DE FIBRE :

Pour déterminer le nombre de fibres, la littérature propose quelques outils pour accéder à  $N_1$  et l'une des relations les plus usuelles est :

$$N_1 = \alpha (V_f / A_f) \dots \dots \dots (1)$$

D' où  $V_f$  est le dosage volumique en fibres,  $A_f$  est la section de la fibre et  $\alpha$  est le facteur orientation.

Dans ce qui suit, on va essayer de montrer comment cette relation a été déduite.

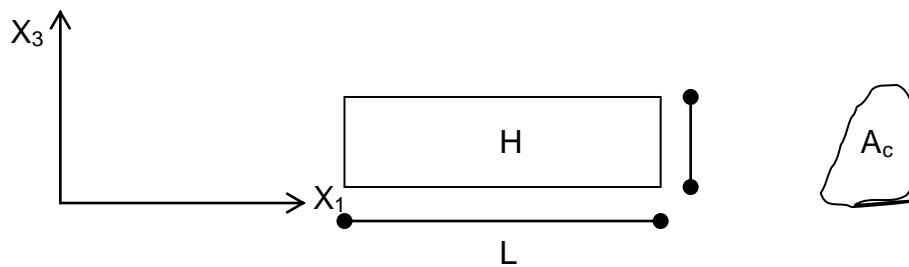


Figure 4.4 : Représentation du composite et des axes de coordonnées

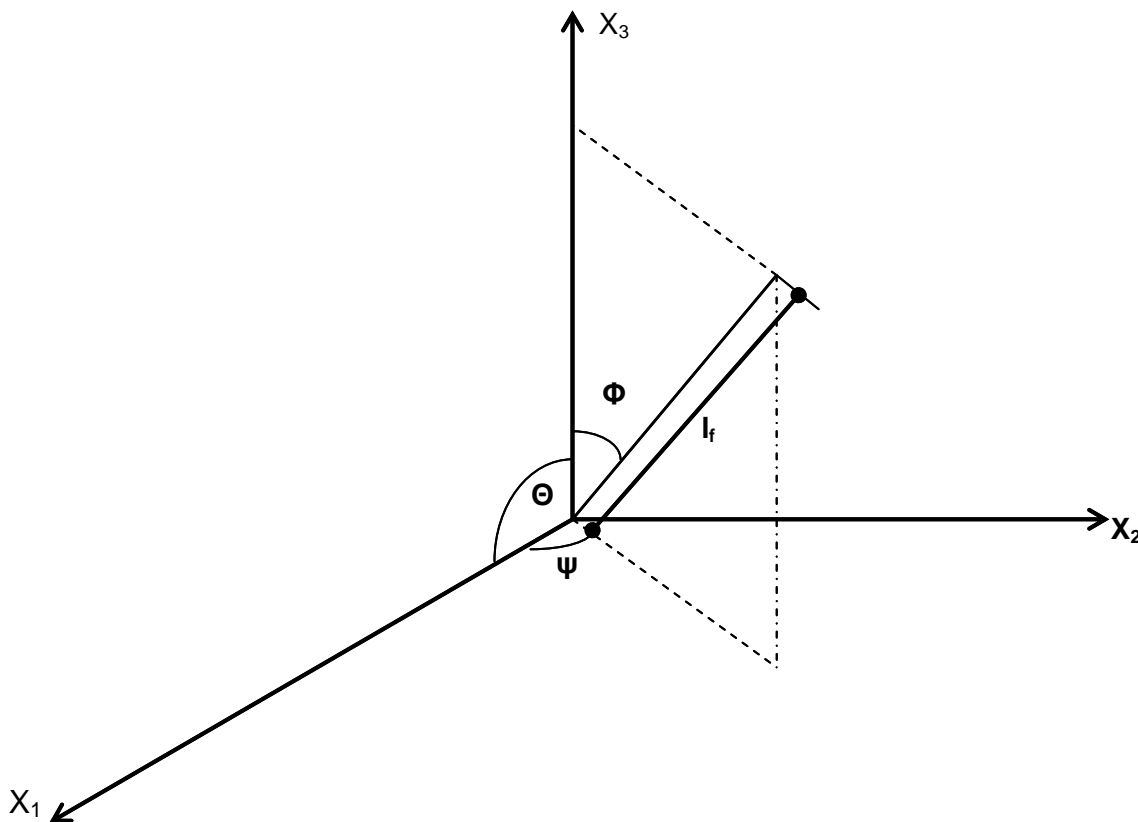


Figure 4.5 : Orientation de fibre dans la matrice béton ou l'espace du composite

## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

---

La projection d'une fibre parallèlement à la direction de l'axe du composite est :

$$l_{x1} = l_f \sin\Phi \cos\psi \quad (4.1)$$

La probabilité moyenne pour qu'une fibre quelconque traverse une section droite du composite est :

$$P = l_{x1} / L = (l_f \sin\Phi \cos\psi) / L \quad (4.2)$$

D'où l'espérance mathématique de cette probabilité pour toutes les fibres du composite est :

$$\langle P \rangle = \langle l_{x1} / L \rangle = l_f / L \langle \sin\Phi \cos\psi \rangle \quad (4.3)$$

Comme nous l'avons déjà dit au par avant, le nombre de fibres contenus dans le composite est :

$$N = V_c V_f / v_f = (A_c L V_f) / (a_f l_f) \quad (4.4)$$

D'où

$v_f$  est le volume d'une fibre ;  $v_f = a_f l_f$  avec  $a_f$  est la section droite d'une fibre.

$V_f$  est la fraction volumique des fibres dans le composite.

$A_c$  est l'aire de la section droite du composite.

$V_c$  est le volume du composite.

Le nombre de fibres traversant la section droite est :

$$N_f = N \langle P \rangle = [(A_c L V_f) / (a_f l_f)] (l_f / L) \langle \sin\Phi \cos\psi \rangle \quad (4.5)$$

$$N_f = ((A_c V_f) / a_f) \langle \sin\Phi \cos\psi \rangle \quad (4.6)$$

$\langle \sin\Phi \cos\psi \rangle$  est l'espérance mathématique de  $\sin\Phi \cos\psi$ .

Si la fonction de densité probabiliste d'orientation des fibres  $g(\Phi, \psi)$  est connue, cette espérance sera égale à :

$$\langle \sin\Phi \cos\psi \rangle = \int_0^{\pi/2} \int_0^{\pi/2} g(\Phi, \psi) \sin\Phi \cos\psi \, d\Phi d\psi \quad (4.7)$$

L'intégrale est une intégrale au de stieltjes.

## 4.4 DETERMINATION DES FONCTIONS DE DENSITE PROBABILISTE POUR L'ORIENTATION DES FIBRES DANS LE COMPOSITE :

### 4.4.1 Cas d'une orientation 3D\_ aléatoire :

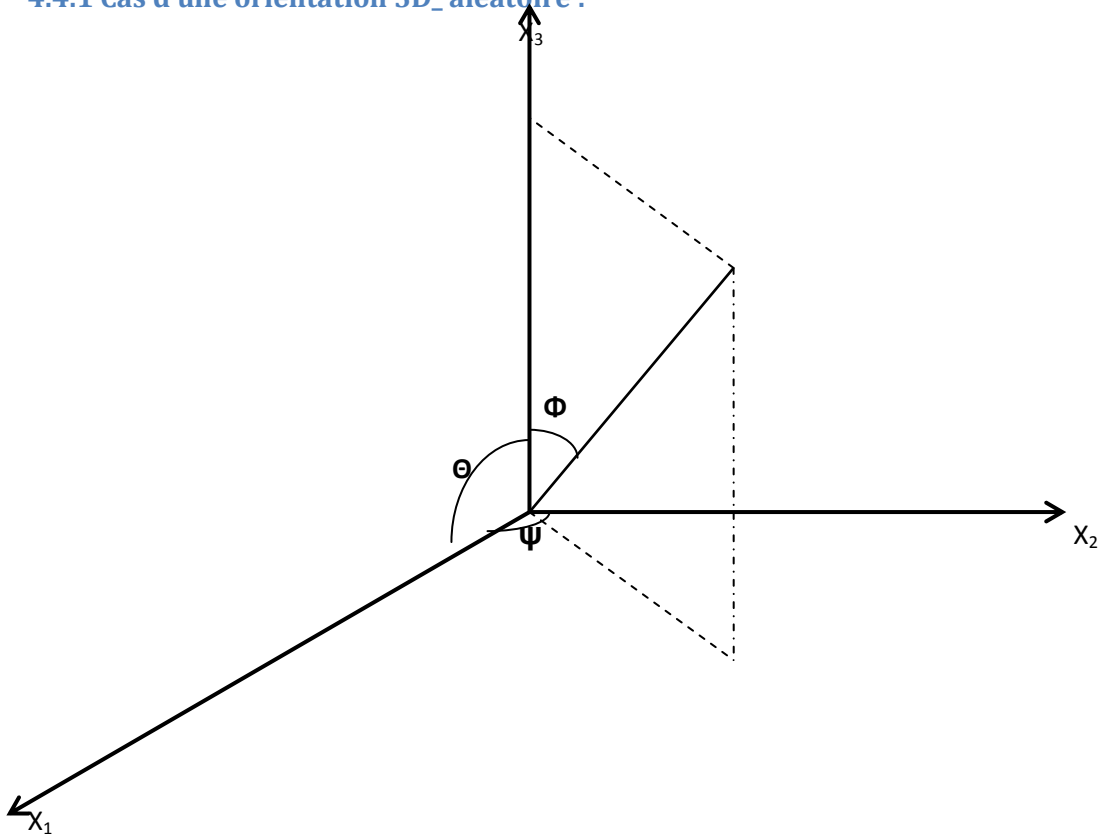


Figure 4.6 : fibre dans la matrice béton ou l'espace du composite

La longueur de la fibre dans l'espace est considérée constante dans toute la matrice (composite). Le couple de variables aléatoires  $\mathbf{V}(\Phi, \psi)$  définit l'orientation de la fibre.

Pour une répartition aléatoire tridimensionnelle de fibres, on a  $\begin{cases} 0 \leq \Phi \leq 2\pi \\ 0 \leq \psi \leq \pi \end{cases}$ .

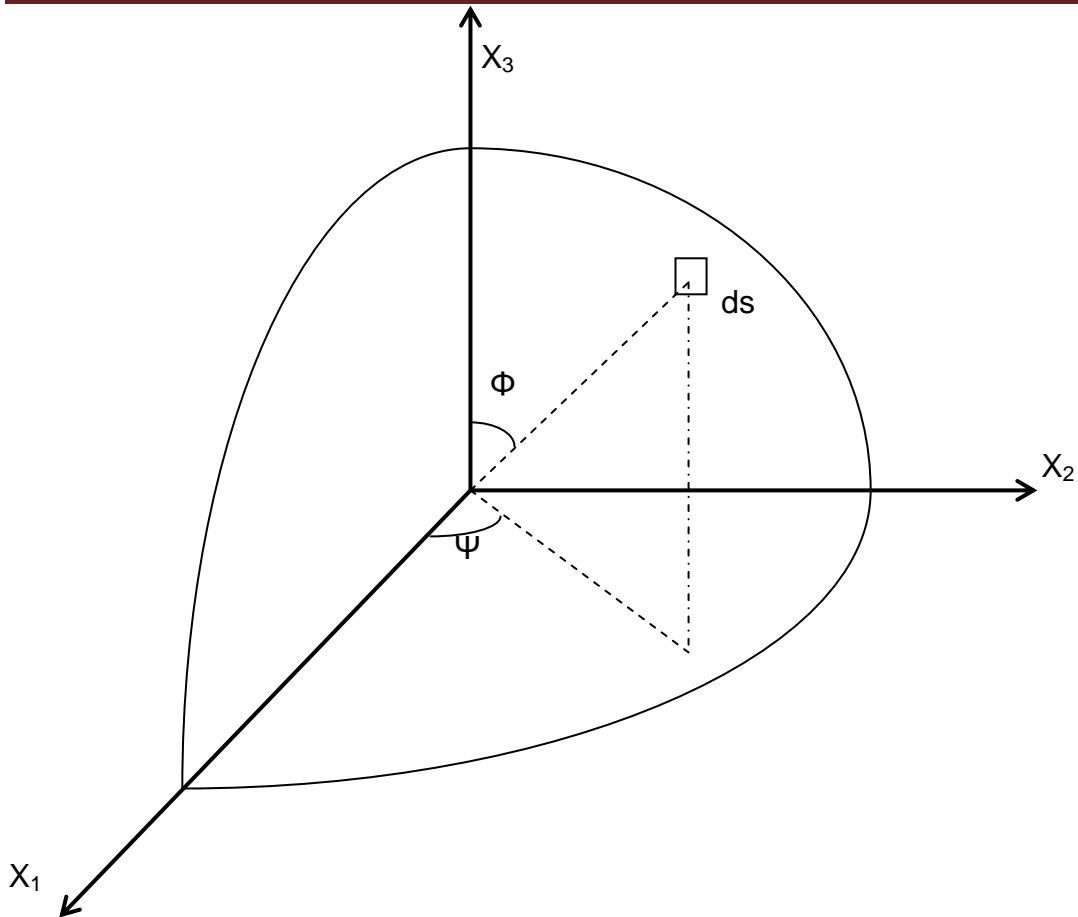
Les caractéristiques probabilistes recherchées pour une fibre donnée sont équivalentes

à celles des fibres qui lui sont symétriques par rapport aux plans respectifs formés par les axes de coordonnées. C'est la raison pour laquelle la fonction de densité probabiliste peut se déterminer seulement à l'aide du premier quadrant, c'est à dire

pour les  $(\Phi, \psi)$  tel que :  $\begin{cases} 0 \leq \Phi \leq 2\pi \\ 0 \leq \psi \leq \pi \end{cases}$ .

Considérons l'espace du 1<sup>er</sup> quadrant et la partie de la sphère de rayon unité qu'il contient :

## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques



**Figure 4.6** : Espace de définition de la fonction de densité probabiliste

La fonction de répartition  $G$  est telle que  $dG = g(\Phi, \Psi) d\Phi d\Psi$  .

La probabilité pour qu'un point de  $S$  déterminé par le couple d'angle d'orientation  $(\Phi, \Psi)$  se situe sur la partie de  $S$  d'aire  $\Delta S$  est :

$$P[(\Phi, \Psi) \in \Delta S] = \Delta S / S = \iint_{\Delta S} dG \quad (4.8)$$

Il s'ent déduit :

$$\iint_{\Delta S} dG = \frac{\Delta S}{S} = dG \quad (4.9)$$

Ainsi :

$$dG = g(\Phi, \Psi) d\Phi d\Psi = dS / S = [1 \sin \Phi d\Psi d\Phi] / [4\pi / 8] \quad (4.10)$$

$$g(\Phi, \Psi) d\Phi d\Psi = 2/\pi \sin \Phi d\Phi d\Psi \quad (4.11)$$

il vient :

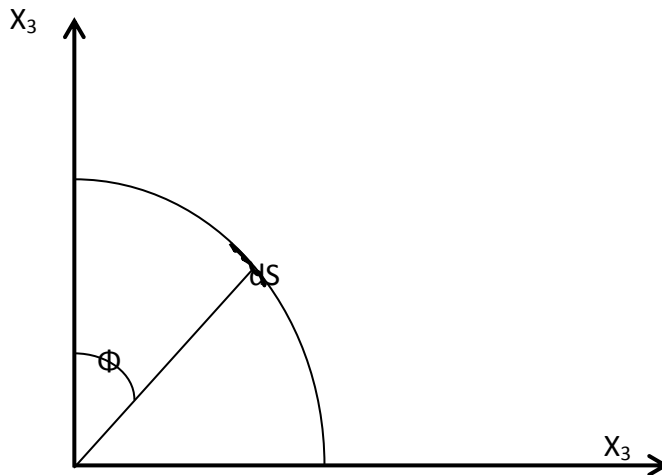
## La loi de répartition et orientation des fibres métalliques

---

$$g(\Phi, \psi) = 2/\pi \sin \Phi \quad (4.12)$$

### 4.4.2 Cas d'une orientation 2D aléatoire :

Dans ce cas les fibres sont orientées aléatoirement dans le plan du composite,  $\psi$  est déterminée ( $\psi = 0$ ). L'expression de  $g(\Phi)$  est recherchée :



**Figure 4.7 :** Espace de définition de la fonction de densité probabiliste 2D

Le même raisonnement que celui du cas précédent est appliqué sauf qu'ici l'espace  $S$  est un quart de cercle de rayon unitaire. La probabilité qu'un point de  $S$  déterminé par l'angle d'orientation se situe sur la partie de  $S$  notée  $\Delta S$  est :

$$P[(\Phi, \psi) \in \Delta S] = \Delta S/S = \int_{\Delta S} dG \quad (4.13)$$

$$\int_{\Delta S} dG = \frac{\Delta S}{S} = dG \quad (4.14)$$

$$dG = g(\Phi) d\Phi = dS/S = [(1 d\Phi) / ((2\pi \cdot 1)/4)] \quad (4.15)$$

$$g(\Phi) d\Phi = 2/\pi d\Phi \quad (4.16)$$

$$g(\Phi) = 2/\pi \quad (4.18)$$

## 4.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons vu l'importance de la répartition des fibres dans un composite et les différents paramètres qui l'influencent ainsi que la loi de densité de répartition des fibres et le rôle que joue cette dernière dans la détermination de nombre de fibres. Après avoir eu une idée sur la conduite des fibres métalliques dans un composite nous allons voir leur efficacité et leur rôles dans le renforcement des sections réduites des tabliers de ponts qui se dégradent sous l'effet de charges dynamiques tel que le choc de véhicule .

## ***CHAPITRE 05***

# ***APPORT MECANIQUE DES FIBRES METALLIQUES DANS LE RENFORCEMENT DES TABLIERS DE PONTS***



## APPORT MECANIQUE DES FIBRES METALLIQUES DANS LE RENFORCEMENT DES TABLIERS DE PONTS

### 5.1 INTRODUCTION :

Dans les chapitres précédents, nous avons parlé des différents rôles de fibres dans une matrice ainsi que les différents facteurs qui influent leur comportement et parmi lesquelles leurs orientations qui jouent un rôle primordiale. Sans oublier le but de ce modeste travail qui n'est que le renforcement des tabliers caissons face aux ruptures dues aux effets d'efforts tranchants, de flexion et ceux dues à la fatigue et au choc et surtout montrer l'apport des fibres métalliques dans le renforcement par des expériences déjà approuvés par d'autres confrères.

### 5.2 RAPPEL SUR LES DESORDRES DANS UN TABLIER CAISSON :

Les désordres qui affectent une structure en béton armé ou béton précontraint ou un de ses éléments peuvent être dus, soit à une pathologie de ses matériaux, le béton, les armatures de précontrainte (à plus ou moins long terme cela conduit à une pathologie structurale), soit à une pathologie structurale causée par une sollicitation accidentelle (choc, séisme...), un tassement de fondation, un défaut de conception ou de réalisation.

#### 5.2.1 INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE LA FLEXION

##### 5.2.1.1 Cas des poutres à âmes pleines, des poutres-caissons post-contraintes

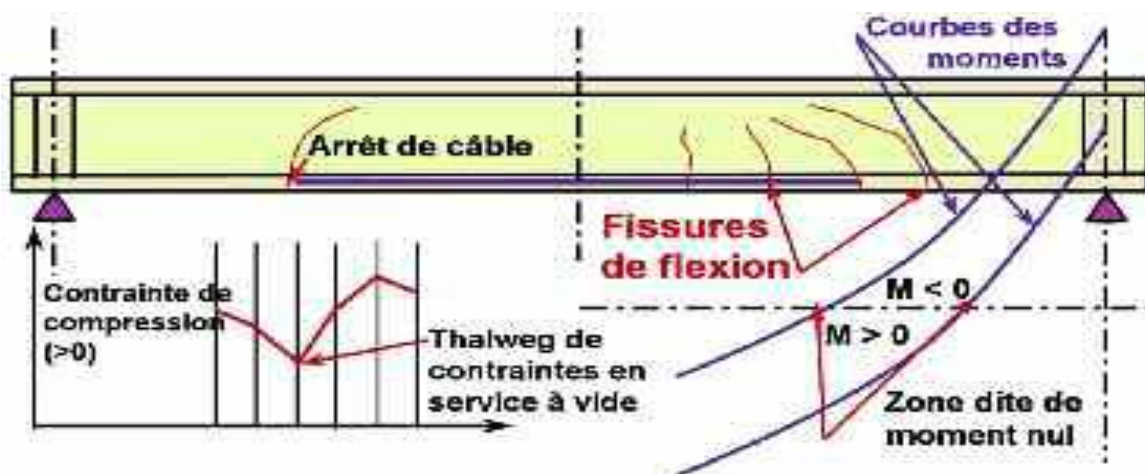


Figure n° 5.1 : croquis des zones préférentielles de fissuration par flexion

L'insuffisance de résistance vis-à-vis de la flexion se manifeste par des fissures verticales dans les zones où les courbes représentatives des contraintes normales présentent "des thalwegs". C'est ainsi que la zone dite "de moment nul" est sensible à la fissuration car, dans cette zone, la compression à vide est minimale (Thalweg du diagramme des contraintes de la note de calculs). Les fissures se développent aussi plus facilement au droit des reprises de bétonnage et dans les zones d'arrêts de câbles (effet d'entraînement). À proximité des appuis, l'influence de l'effort tranchant se fait sentir, ce qui provoque l'inclinaison des fissures.

L'introduction des efforts concentrés au droit des ancrages des câbles de précontrainte développent des efforts d'entraînement et de diffusion qui jouent un rôle dans le développement des fissures de flexion, mais aussi d'effort tranchant.

#### 5.2.1.2 Cas des poutres préfabriquées précontraintes par pré-tension (dites : PRAD)

Ces poutres peuvent présenter deux types de désordres classiques :

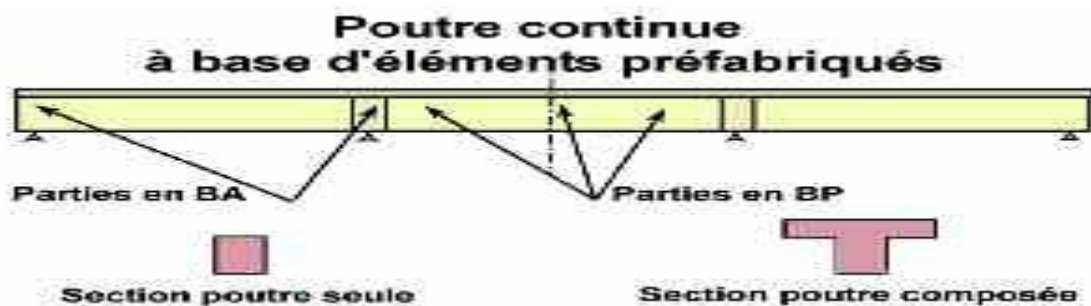


Figure n° 5.2 : principe de mise en continuité de poutres PRAD

- Une fissure de flexion à proximité des abouts d'extrémité ;
- Des fissures sur les appuis intermédiaires lorsqu'elles sont rendues continues par un noyau de béton armé coulé en place.

## 5.2.2 INSUFFISANCE DE RÉSISTANCE VIS-À-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT ET DE LA TORSION

Les désordres dus à un défaut de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant, voire même de la torsion combinée, sont graves mais plutôt rares. Ils se manifestent par l'apparition de fissures inclinées (sous un angle inférieur à  $45^\circ$ ) dans les âmes et régulièrement espacées.

**Comme pour les fissures de flexion, le plus souvent, différentes causes se combinent [39]:**

- Les causes qui provoquent les insuffisances de résistance à la flexion (excès de charges, pertes de précontrainte, non prise en compte de certaines actions...),
- La vérification des contraintes de cisaillement dans les sections d'arrêt des câbles du côté favorable, alors que cette vérification doit être faite à gauche et à droite de l'arrêt des câbles. La figure suivante indique le principe de calcul de l'effort tranchant réduit : dans la section de droite, on bénéficie de la composante verticale de l'effort apporté par les câbles de précontrainte alors que, dans la section de gauche, on n'en bénéficie pas.

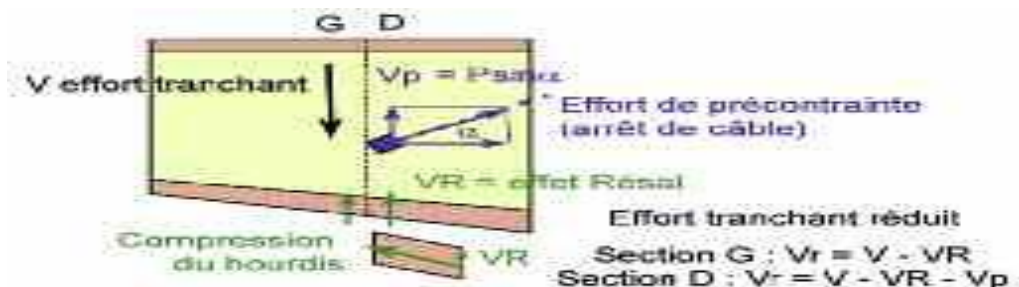


Figure n° 5.3 : principe de calcul de l'effort tranchant au droit d'un arrêt de câbles

Un espacement trop important des étriers actifs chargés de réduire la contrainte principale de traction en comprimant verticalement l'âme. La compression, dans un tel cas, n'est pas uniforme sur toute la hauteur de la zone fortement sollicitée en cisaillement de l'âme. Ce défaut de conception se combine, le plus souvent, à un défaut de maîtrise, par le chantier, de la tension des étriers actifs (barres, câbles ou torons), qui sont des armatures de précontrainte de faible longueur.

Ces désordres peuvent affecter aussi bien les ouvrages relevant du domaine du bâtiment que ceux relevant du domaine du génie civil s'ils ne sont pas conçus,

calculés et exécutés en tenant compte de leurs spécificités et tout spécialement lorsqu'il s'agit de structures hyperstatiques construites par phases mettant en jeu des redistributions d'efforts par déformations différées gênées.

### 5.2.3 INSUFFISANCE STRUCTURALE D'OUVRAGES EN BETON PRECONTRAIT

Les insuffisances structurales d'ouvrages en béton précontraint non liées à une pathologie des matériaux sont dues, par exemple, à des erreurs de conception, de modélisation, de calcul ou d'exécution, à des actions accidentelles, etc. De telles insuffisances se manifestent, le plus souvent, par l'apparition de fissures actives de flexion, d'effort tranchant, de diffusion, d'efforts combinés, etc. Elles nécessitent donc une réparation qui a pour but de :

- stabiliser ou d'annuler les phénomènes causes des désordres ;
- redonner au matériau béton sa continuité mécanique, voire d'ajouter du béton ;
- remplacer les armatures de béton armé, voire d'en ajouter ;
- redonner à la structure sa force portante, voire de l'augmenter, par exemple en ajoutant des armatures de précontrainte.

Les insuffisances structurales d'ouvrages en béton précontraint peuvent aussi être dues à la nécessité d'augmenter la capacité portante de la structure pour admettre des charges d'exploitation plus élevées, pour permettre le passage d'un convoi exceptionnel très lourd, etc.

De telles insuffisances nécessitent un renforcement dont le dimensionnement s'appréhende après un «recalcul» de la structure. En effet, une telle structure ne présente normalement pas de désordres visibles, sauf si elle est affectée par une pathologie quelconque.

Suivant le cas, ces insuffisances conduisent à :

- Une insuffisance de la force de précontrainte ;
- Une insuffisance de la section des armatures de béton armé (les armatures passives) ;

- Une insuffisance de la section de béton (contraintes de compression ou de cisaillement excessives) ;
- Des insuffisances combinées de la force de précontrainte, de la section des armatures passives, voire même de la section de béton.

***Dans le choix d'une technique de réparation ou de renforcement et de son dimensionnement, il est donc très important [39]:***


- ✚ D'une part, de déterminer si l'insuffisance touche une pièce de l'ouvrage dont le fonctionnement relève du béton précontraint ou du béton armé ou des deux à la fois ;
- ✚ D'autre part, de s'assurer que la solution de réparation et/ou renforcement est effectivement réalisable compte tenu des diverses contraintes du programme du maître d'ouvrage, des dimensions géométriques de la structure, de la présence des armatures actives ou passives existantes qu'il ne faut pas endommager, des caractéristiques dimensionnelles du matériel nécessaire pour exécuter les travaux de réparation, etc.

À partir de l'expérience recueillie durant de nombreuses années dans ce domaine, il est préférable d'adopter les hypothèses en fonction des désordres constatés et des insuffisances évaluées lors de l'expertise de la structure concernée, qu'elle soit en béton précontraint ou béton armé. Par ailleurs, pour la conception des réparations et des renforcements des insuffisances vis-à-vis de la flexion, de l'effort tranchant, il y a lieu d'adapter les solutions types Par exemple :

- ✚ Si la section de béton est insuffisante, il est nécessaire d'ajouter de la matière sous forme de béton coulé ou projeté qu'il faut lier à la structure existante par des armatures de couture et en tenant compte des effets des différents retraits différentiels entre le nouveau et l'ancien béton. Sans une mise sur cintre, un réglage des réactions d'appui..., l'ajout de matière ne peut participer qu'à la reprise des efforts appliqués à la structure après le renforcement (les charges d'exploitation, les effets thermiques...) ;
- ✚ Si la structure a été dimensionnée avec des règles de calcul antérieures aux règles actuelles (les Eurocodes), des adaptations des hypothèses de calcul

sont indispensables, car il est rarement possible de rendre une structure ancienne entièrement conforme aux Euro codes.

En effet, une telle structure a souvent été dimensionnée en précontrainte totale, c'est-à-dire sans admettre de tractions dans le béton, ce qui entraîne, ipso facto, que la section des armatures passives longitudinales présentes est insuffisante pour reprendre les tractions admises par les règles actuelles et limiter les ouvertures des fissures. De plus, ces armatures ne sont pas toujours continues au droit des reprises de bétonnage entre tronçons de poutres ou de hourdis ;

 Il peut y avoir des incertitudes sur l'intensité et la distribution des contraintes exercées par la précontrainte d'origine à cause des incertitudes sur les pertes, principalement lorsque les armatures sont touchées par la corrosion. Dans un tel cas, il est donc nécessaire d'effectuer un calcul en "fourchette". Les valeurs haute et basse de la fourchette sont à déterminer en fonction de l'état de l'ouvrage évalué lors de l'expertise de la structure. Ce type de réparation, à cause du choix de la fourchette, est un des plus difficiles à étudier.

Cette incertitude peut aussi concerner la tension des étriers actifs sous forme de barres ou de câbles de faible longueur. La mise en tension de telles armatures requière une procédure spécifique qui n'a été imposée qu'à partir des années 80, la précontrainte additionnelle, très souple d'emploi, permet, dans de très nombreux cas, l'ajout des forces dont la structure en état pathologique a besoin. Elle est donc souvent privilégiée.

Après avoir engendré les pathologies touchant les ponts précontraints ainsi que les modes de réparation, il est important de ne pas sortir hors de notre sujet qui n'est que l'apport mécanique des fibres métalliques dans le renforcement. Donc la partie qui nous intéresse est l'ajout de matière dans la réparation qui se fait par : BA, BAP, BUHP, BUHPFM, BFM.

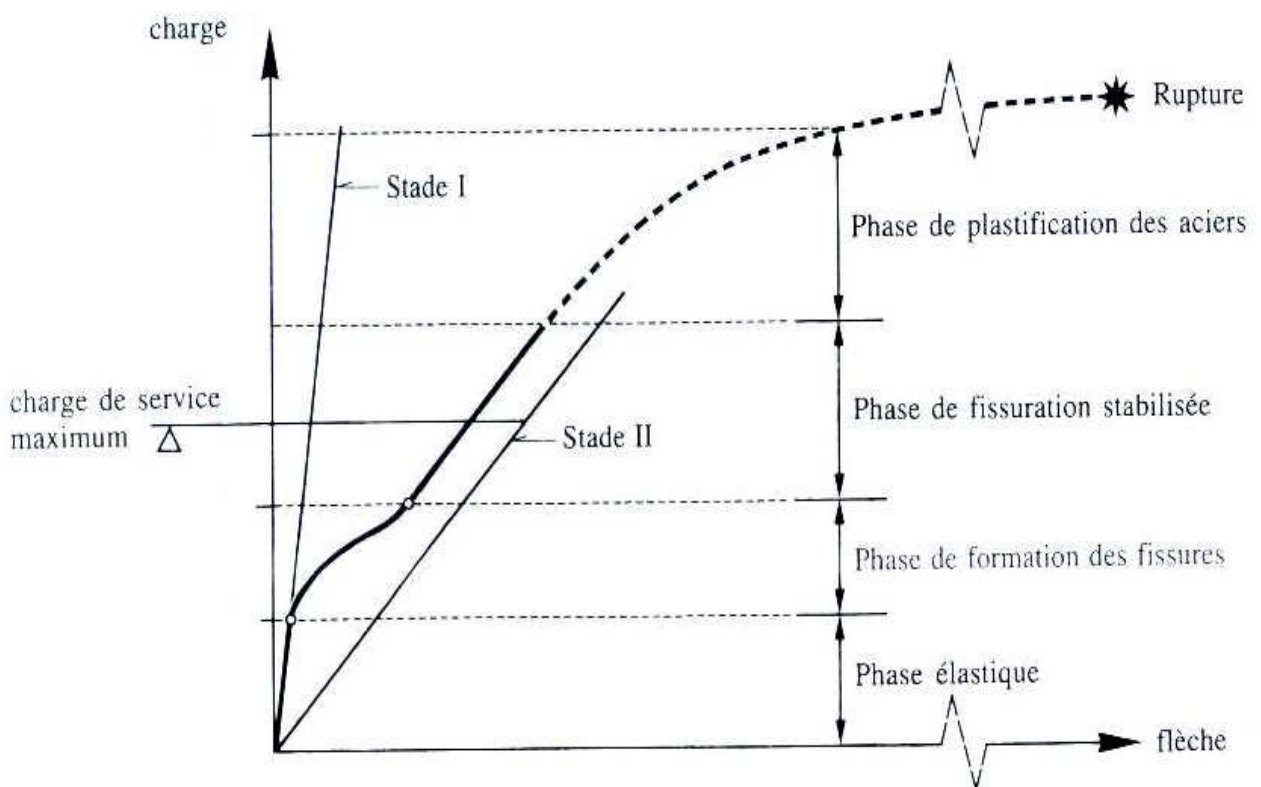
Dans ce qui va suivre nous allons voir l'effet d'ajout de fibre sur les efforts de flexion, d'effort tranchant et aussi sur les efforts cycliques (effet de fatigue, de vitesse et de chocs....).

### 5.3 RAPPEL DU MECANISME DE FONCTIONNEMENT D'UNE POUTRE EN BETON ARMEE FLECHIE

Nous allons désormais rappeler le principe de fonctionnement d'une poutre en béton armé fléchie. Nous nous intéresserons particulièrement au comportement vis-à-vis de l'effort tranchant qui est produit dans tout élément de structure soumis à un moment fléchissant, hors flexion pure. En effet, il génère des contraintes de cisaillement qui pourraient être reprises par les fibres.

#### 5.3.1 COMPORTEMENT GLOBAL D'UNE POUTRE EN BETON ARME EN FLEXION

Le comportement global d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion peut se décomposer en 3 phases. La Figure 5.4 présentant l'évolution de la flèche, déplacement maximal vertical à mi-travée, en fonction de la charge appliquée permet de mettre en évidence ces différentes phases.



**Figure 5.4** Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à de la flexion [Favre et al 1999].[14]

- La première phase (phase I) linéaire traduit le comportement élastique de la poutre. Cette phase correspond au domaine des déformations réversibles où aucune fissure d'origine mécanique n'apparaît.
- La deuxième phase peut être divisée en deux parties ; la première est caractérisée par une diminution significative de la pente de la courbe due à l'apparition de la première fissure de flexion qui se forme dans la section où le moment fléchissant est le plus élevé. La fissure apparaît lorsque la contrainte normale de traction en fibre inférieure atteint la valeur correspondante à la résistance en traction du béton en flexion. Le moment pour lequel ce phénomène se produit est appelé moment de fissuration. L'augmentation de la charge provoque la propagation verticale de cette dernière et l'apparition de nouvelles fissures du fait de l'élargissement en partie centrale de la zone où la valeur de moment de fissuration est dépassée. Ces premières fissures dites de flexion se propagent vers le haut de la poutre et remontent vers l'axe neutre de la section fissurée. Cette partie est caractérisée par une diminution progressive de la rigidité au fur et à mesure de l'apparition de nouvelles fissures. Cette partie est dite élastique-fissurée car les armatures longitudinales de traction demeurent dans leur domaine élastique. Ainsi, si un déchargement est pratiqué, on constate une refermeture des fissures qui s'explique par la réversibilité des déformations de l'acier. Néanmoins, une flèche résiduelle traduit une irréversibilité liée à la fissuration du béton. Les fissures dans les zones de cisaillement élevées se propagent suite à la contrainte principale de traction oblique. Ces fissures sont appelées fissures de cisaillement. La phase de fissuration peut être divisée en deux : phase de formation de fissures et phase de fissuration stabilisée.
- La troisième phase de ce comportement est la phase de rupture qui est atteinte juste après la plastification des armatures tendues. On note deux mécanismes principaux de rupture : rupture par flexion, et rupture par cisaillement.

La rupture par cisaillement est due soit à :

- La contrainte principale oblique.
- La rupture en compression par cisaillement.
- La perte d'adhérence par cisaillement.

### 5.3.2 PARAMETRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT D'UNE POUTRE FLECHIE

La fissuration et le mode de rupture sont influencés par les paramètres suivants :

- + mode de chargement,
- + portée d'effort tranchant qui correspond au rapport  $a/d$  ( $a$  étant la distance entre le point d'application de la force et l'appui, et  $d$  la hauteur utile, distance entre le centre de gravité des armatures de traction et la fibre supérieure),
- + quantité, répartition et type du renforcement transversal,
- + quantité et type des armatures longitudinales,
- + caractéristiques mécaniques du béton et des aciers,
- + géométrie et dimensions de la poutre.

### 5.3.3 COMPORTEMENT D'UNE POUTRE A L'EFFORT TRANCHANT

Depuis l'invention du béton armé, les chercheurs ont essayé d'élaborer une théorie du comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé. Contrairement au comportement en flexion qui est correctement maîtrisé, la compréhension du comportement à l'effort tranchant d'une poutre lorsque la fissuration se développe demeure complexe.

On peut distinguer deux phases :

- Avant fissuration.
- Après fissuration.

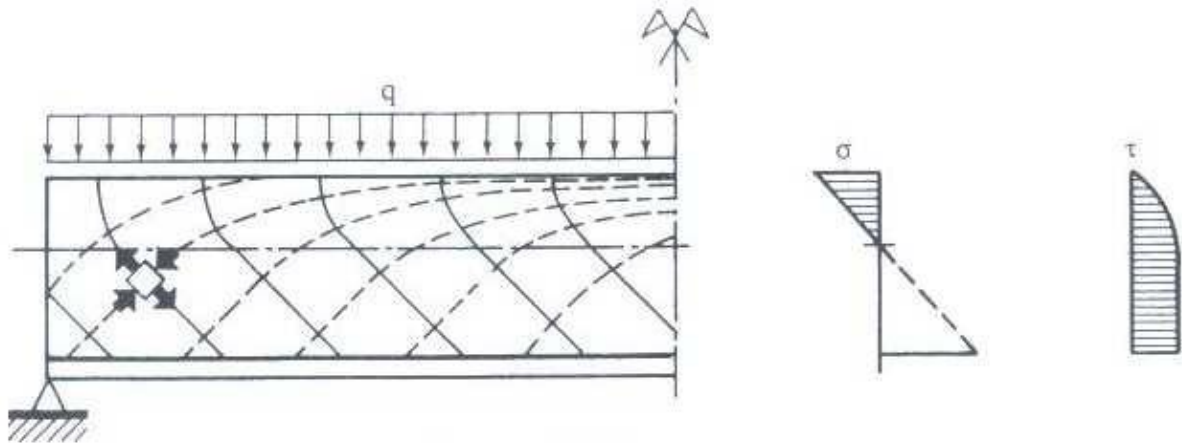
#### 5.3.3.1 Avant fissuration :

Si l'on considère une poutre en béton armé sollicitée en flexion, son comportement demeure linéaire élastique durant la phase de chargement n'engendrant pas de fissuration. Les contraintes normales dues à l'effort de flexion sont linéairement réparties sur la section, avec les valeurs maximales et minimales au niveau des deux fibres extrêmes.

#### 5.3.3.2 Après fissuration :

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent au niveau de la fibre tendue, dans la zone où le moment de flexion est maximal. Les fissures dues au moment de flexion,

perpendiculaires à l'axe de la poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et le béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent généralement dans le prolongement des fissures de flexion ce qui conduit aux tracés des trajectoires des contraintes principales représentés sur la Figure 5.4.



**Figure 5.5** Trajectoires des contraintes principales à l'état fissuré

La distribution de la contrainte de cisaillement dans une section fissurée et sous l'axe neutre est telle que présentée sur la Figure 5.5 si l'on considère qu'il existe un transfert des contraintes tangentielles entre les lèvres de la fissure de flexion par effet d'engrènement.

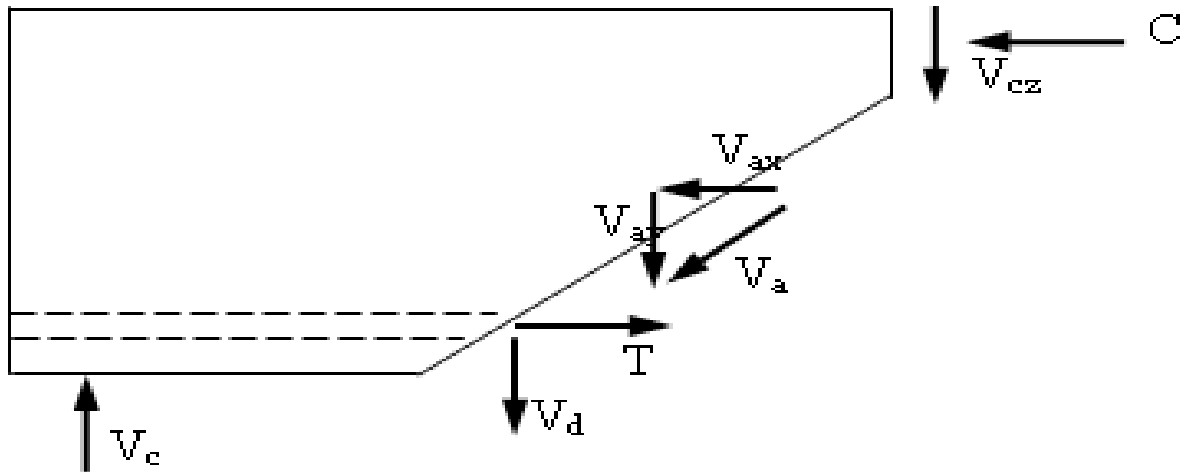
 Poutre sans armatures transversales :

Le mécanisme de transfert des efforts dans les poutres sans armatures transversales est difficile à identifier clairement en raison de la complexité de la redistribution des contraintes qui se produisent après la fissuration.

A travers une fissure inclinée d'effort tranchant, le mécanisme d'équilibre est assuré par les efforts internes répartis dans les différents éléments, comme le montre la Figure 5.6.

- effort transmis par le béton comprimé,
- effort transmis par effet d'engrènement des granulats au niveau des lèvres d'une fissure,
- effort transmis par effet de goujon de l'armature longitudinale,
- effort transmis par effet voûte du béton.

La Figure 5.6 est une vue d'ensemble de l'équilibre des efforts agissant au droit d'une fissure d'effort tranchant dans une poutre sans renfort transversal.



**Figure 5.6** Efforts internes dans une poutre fissurée sans armatures transversales

Le bilan des forces dans la poutre en béton armé suivant une fissure inclinée est le suivant :

- C : effort normal interne de compression ;
- T : effort de traction dans les armatures longitudinales ;
- $V_a$ : résultante des forces dues à la transmission du cisaillement à l'interface par engrenement de composantes  $V_{ax}$  et  $V_{ay}$  respectivement suivant les axes x et y ;
- $V_d$  : effort de goujon équilibré par l'armature longitudinale ;
- $V_{cz}$  : effort équilibré par le béton comprimé ;
- $V_c$  : réaction d'appui.

A partir de l'équilibre statique du tronçon de poutre,  $V_c$  est ainsi égal à  $V_{cz} + V_d + V_{ay}$

Le processus de rupture des poutres sans armatures transversales découle d'un enchaînement de plusieurs mécanismes successifs. Une modification du champ de contrainte élastique se produit, dans un premier temps, au moment de la fissuration à la flexion, c'est-à-dire avant qu'une fissure diagonale n'apparaisse. Lorsque celle-ci se forme, le béton entre les fissures reste isolé, réduisant progressivement la contrainte dans l'armature longitudinale. Dans la majorité des cas, la rupture se produit par un écaillage de la zone comprimée suite à une fissure critique qui peut se propager d'une façon instable. Avec l'ouverture importante de la fissure diagonale,  $V_a$  et  $V_d$  deviennent moins effectives et s'atténuent, forçant  $V_{cz}$  à reprendre tout l'effort, entraînant la rupture de la poutre initiée par écrasement du béton.

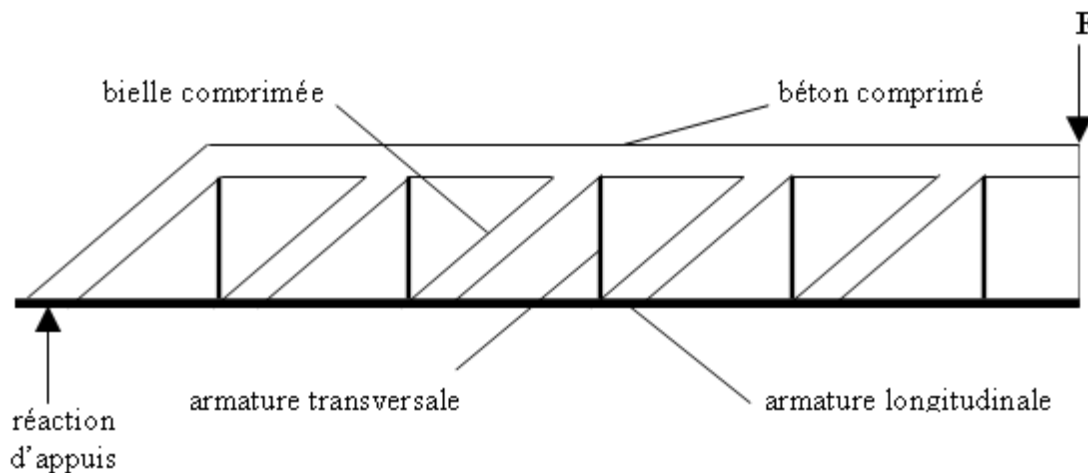
L'effort tranchant qui peut être repris par des éléments sans armatures d'effort tranchant est ainsi assez faible.

### Comportement en présence de cadres

La fissuration diagonale intervient lorsque la contrainte de traction par cisaillement est atteinte. Une poutre en béton armé transversalement peut être assimilée à une poutre à treillis fissurée.

Au début du 20ème siècle, le modèle treillis était utilisé comme un outil de conception dans l'analyse et le dimensionnement des poutres en béton armé. Une fois la limite en traction du béton atteinte, des fissures inclinées généralement à 45° se propagent formant ainsi des bielles soumises à la compression. L'équilibre est donc assuré par les cadres généralement verticaux (montants tendus dans la représentation treillis) d'une part, et le béton comprimé d'autre part.

Les armatures transversales, en reprenant directement une part importante des contraintes de cisaillement, empêchent le développement des fissures d'effort tranchant soulageant ainsi la fibre comprimée qui est moins sollicitée [Vecchio 1986]. Le transfert des efforts et la cohésion du treillis sont assurés par les armatures longitudinales et la membrure tendue. Ce comportement est détaillé sur la Figure 5.6.



**Figure 5.7** Mécanisme du treillis.

Le mécanisme de rupture des poutres avec armatures transversales fait désormais intervenir, en complément des forces précitées dans la relation précédente, l'effort normal de traction  $T_{at}$  dans les armatures transversales.

A partir de l'équilibre statique du tronçon de poutre,  $V_c$  est alors égal à :

$$T_{at} + V_{cz} + V_d + V_{ay}$$

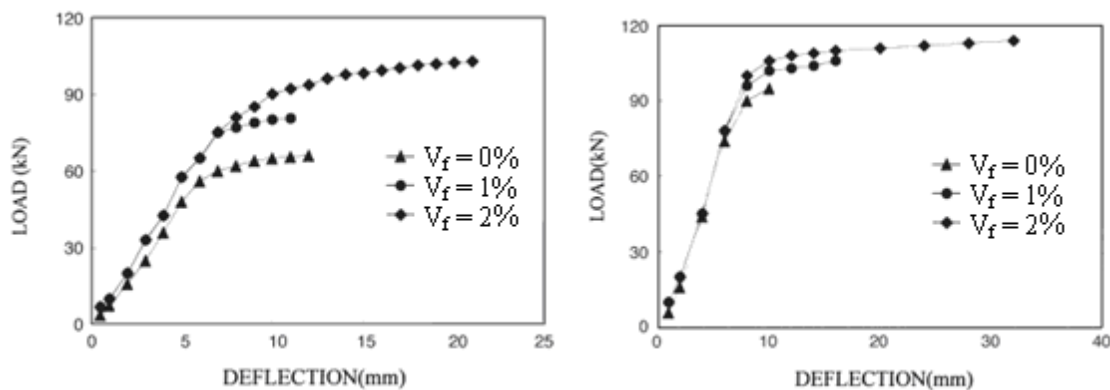
## 5.4 EFFET DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT D'UNE POUTRE EN BETON ARME ENFLEXION

### 5.4.1 EFFET DES FIBRES SUR LE COMPORTEMENT GLOBAL EN FLEXION

Il est actuellement établi qu'en présence de fibres, les poutres en béton armé résistent à des niveaux de charges plus élevés dans des proportions variables en fonction de différents paramètres (type de fibres, dosage,...). Cet effet est plus prononcé lorsque les armatures transversales sont omises, et le ratio des armatures longitudinales faible. D'autres recherches ont également conclu qu'en présence de fibres les charges de rupture mais aussi de fissuration sont supérieures.

Après fissuration, les fibres améliorent aussi la rigidité et la capacité portante des éléments en béton armé grâce à un contrôle plus efficace de la fissuration indépendamment de la valeur du module d'élasticité.

Les résultats concernant le comportement mécanique global avant fissuration sont plus contradictoires. Ainsi, les flèches mesurées à la première fissure dans l'étude menée par [Barragain 2002] sont plus élevées pour les poutres en béton fibré, alors que ([Lim et Oh1999], [Narayanan et Darwish 1987], et [Furlan et de Hanai 1997]) [14] n'ont observé aucune différence.



a) sans armatures transversales

b) avec 50% armatures transversales requises

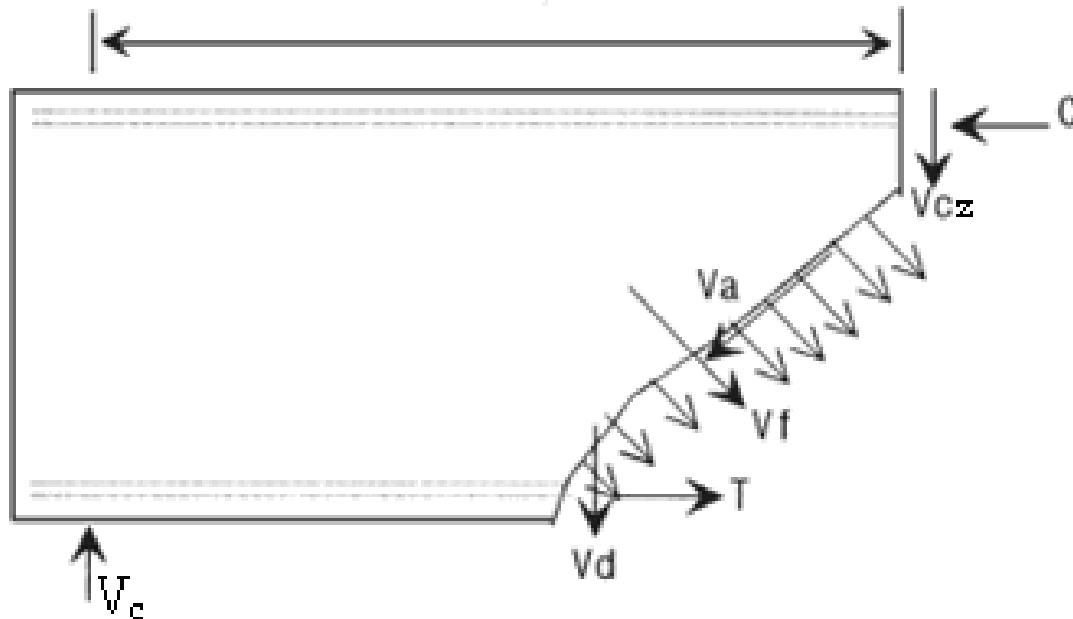
**Figure 5.8** Influence des fibres sur la Courbe force – flèche,

a) sans armatures transversales, b) avec 50% d'armatures transversales [Lim et Oh 1999]

### 5.4.2 EFFET DES FIBRES SUR LA RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

La contribution des fibres à la reprise de l'effort tranchant a été étudiée sur des poutres renforcées ou non d'armatures transversales.

D'après [Lim et Oh 1999], dans le cas où les fibres sont présentes dans un élément de structure sans cadres, le mécanisme de rupture fait intervenir un terme supplémentaire "Vf" dans l'équation d'équilibre (relation 2) des efforts agissant au droit d'une fissure d'effort tranchant. Ce terme supplémentaire traduit la contribution mécanique des fibres. Cette action (Vf) dans l'équilibre interne apparaît sur la Figure 5.9.



**Figure 5.9** Efforts internes dans une poutre fissurée en béton renforcé de fibres sans armatures transversales [Lim et Oh 1999].

[Lim et Oh 1999] ont établi, pour des poutres avec et sans armatures transversales, l'évolution de la contrainte de cisaillement ultime en fonction de la fraction volumique des fibres. Les performances et les comportements des poutres avec 75 % de cadres requis pour éviter une rupture par effort tranchant et 1% de fibres métalliques, étaient similaires à celles avec 100 % d'armatures transversales sans renfort de fibres, démontrant la faisabilité de substituer partiellement les cadres par les fibres. Afin d'évaluer la participation mécanique des fibres à la résistance à l'effort tranchant beaucoup de chercheurs ont étudié les déformations des armatures transversales avec ou sans fibres. D'après les résultats de [14] effort-déformation des cadres situés dans la zone d'effort tranchant maximal. A même charge, les déformations des cadres dans les poutres renforcées de fibres métalliques (P3A, P4A, P5A, P6A, P7A avec des dosages variant entre 0,5 et 2% et deux longueurs de fibres : 25,4 et 38,1 mm) sont plus faibles que celles enregistrées dans les cadres de la poutre sans

fibres (P1A), probablement grâce à une meilleure contribution du béton fibré tendu dans la reprise des efforts, provoquant ainsi une relaxation des armatures transversales. En présence de fibres, les cadres sont mis en tension pour des efforts plus élevés, suite à l'apparition tardive de la fissure diagonale d'effort tranchant.

Les performances et les comportements des poutres sans cadres et 2% de fibres métalliques, étaient similaires à celles avec les armatures transversales requises, démontrant ainsi la possibilité de remplacer totalement les cadres par les fibres. Cependant, [Narayanan et Darwish 1988] ont, quant à eux, conclu que les fibres ne peuvent pas remplacer entièrement les armatures transversales dès lors que les éléments (poutres) sont soumis à un effort tranchant très important.

D'après ce qui a été rapporté dans la thèse [14] les recherches faites par [Narayanan et Darwish 1987] et [Cucchiara et al 2004] ont montré que les poutres renforcées de fibres métalliques présentaient une fissuration de flexion plus dense.

L'espacement entre les fissures dans le cas d'un béton renforcé de fibres peut être divisé par 5. Ce phénomène est attribué à une distribution plus uniforme des efforts en présence de fibres. [Oh 1992] a mesuré l'ouverture de fissure à différents taux de chargement et a remarqué une réduction significative de leur largeur, ce qui témoigne de l'action des fibres vis-à-vis du contrôle de la fissuration.

[Meda et al 2005] ont montré que les fibres métalliques réduisent considérablement l'ouverture des fissures d'effort tranchant. L'utilisation des fibres atténue la sévérité du mode de rupture et peut parfois faire basculer ce dernier d'une rupture fragile par cisaillement à une rupture ductile en flexion [Casanova et al 1997]. Toutefois, ce changement de mode de ruine dépend de nombreux paramètres : la quantité d'armatures longitudinales, la géométrie et les dimensions de la poutre, les caractéristiques mécaniques des matériaux, la configuration de chargement, ainsi que la quantité et le type de fibres utilisées [Narayanan et Darwish 1988].

D'autres études réalisées par [Furlan et de Hanai 1997] et [Li et al 1992] ont signalé une différence dans l'action des fibres polypropylènes qui sont moins efficaces par rapport aux fibres métalliques. Néanmoins, elles peuvent contribuer au contrôle de la fissuration jusqu'à des ouvertures de fissures plus larges.

## 5.5 EFFET DE FIBRE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS AUTOPLAÇANT

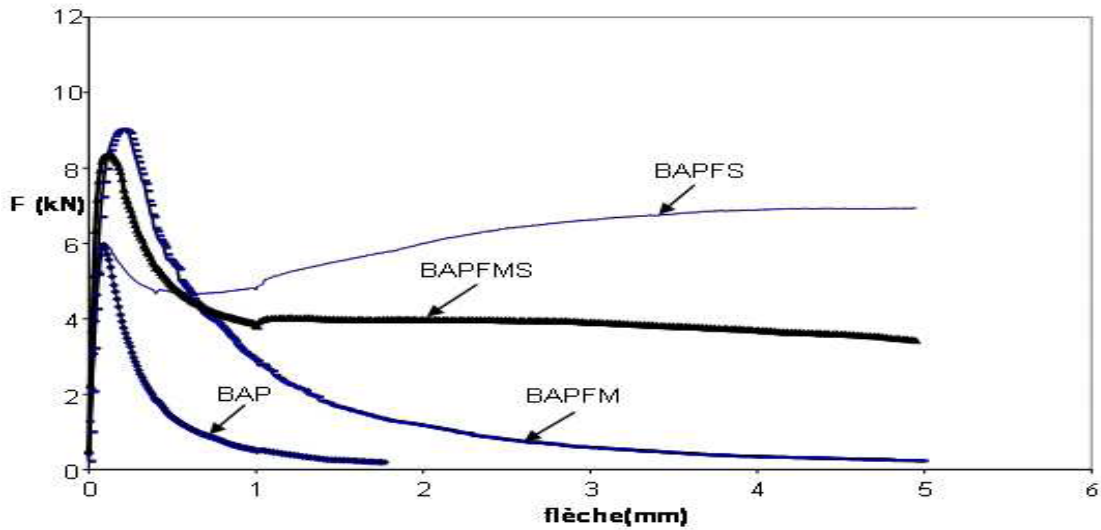
Les propriétés mécaniques permettant de caractériser un BAP fibré à l'état durci sont les résistances à la compression, à la traction, et à la flexion. Les fibres influent directement sur l'ouverture de la fissure et donc sur la rigidité et la ductilité après fissuration. Dans cette partie, nous nous limiterons au comportement instantané.

### 5.5.1 COMPORTEMENT A LA FLEXION

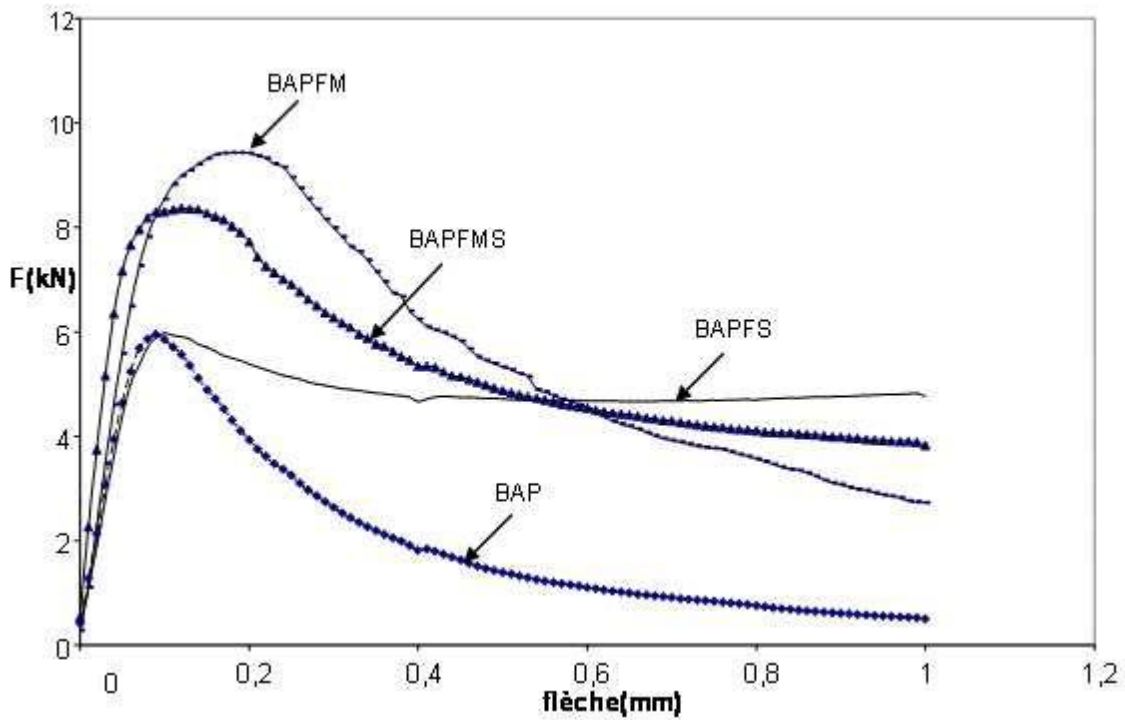
D'après [Groth 2000a], une augmentation de la quantité de fibres conduit à une amélioration de la rigidité, et du comportement en flexion des bétons autoplaçants renforcés de fibres.

D'autres recherches [Alcantara 2004, 2005] et [Granju et al 2004] ont étudié le comportement mécanique en flexion sous l'influence de deux types de fibres (métalliques de type Fibraflex (FM) 30x1,6 x0,03 mm et synthétiques de type polypropylène (FS) 50x1,6x0,4 mm). Les dosages utilisés étaient de 20 kg/m<sup>3</sup> pour FM, 9 kg/m<sup>3</sup> pour FS et (10 FM + 4,5 FS) kg/m<sup>3</sup> pour un fibrage mixte. Les résultats obtenus ont montré que :

- Les fibres métalliques « FM » qui sont réputées très adhérentes à la matrice ont conduit à une augmentation de la capacité portante néanmoins la résistance résiduelle chute rapidement pour des flèches imposées plus élevées.
- Les fibres synthétiques « FS » n'ont pas permis d'augmenter la capacité portante, elles confèrent tout de même au système une résistance résiduelle post-pic maintenue jusqu'à des ouvertures des fissures très larges.
- L'association des deux types de fibres peut donc constituer un compromis efficace pour améliorer la résistance à la flexion des BAP et prolonger le plateau de la capacité portante résiduelle des structures jusqu'aux larges ouvertures des fissures.
- Les BAP semblent conférer une adhérence fibre-matrice supérieure par rapport au béton vibré, que ce soit avec des fibres métalliques ou synthétiques. Les Figure 5.9 illustrent la différence des comportements entre les différents bétons en flexion en termes de courbe force-flèche.



a) détail jusqu'à une flèche de 6mm



b) détail jusqu'à une flèche de 1mm

**Figure 5.10** Courbe effort-flèche pour différentes compositions [Alcantara 2004].

[Kawamata et al 2003] ont montré que l'augmentation de la longueur et du volume des fibres métalliques améliorerait le comportement à la flexion des bétons.

### 5.5.2 COMPORTEMENT A LA COMPRESSION ET A LA TRACTION

Dans la même étude réalisée par [Alcantara 2004], l'auteur a conclu que la résistance à la compression n'était pas significativement sensible à l'adjonction de fibres dans un BAP. La résistance au jeune âge est quelque peu faible, probablement due à un effet retard de l'hydratation des mélanges et/ou des fillers, lié aux adjuvants. Néanmoins, à long terme, la résistance correspond à celle d'un béton ordinaire avec un même rapport E/L.

Les résistances à la compression visées à 28 jours ont été atteintes pour tous les types de bétons, avec une très légère diminution des rapports  $R_{comp}/R_{trac}$  entre 7 et 28 jours. Cette réduction modérée est probablement due à l'amélioration de l'adhérence des fibres avec le béton dans le temps, mécanisme dont dépend fortement la résistance à la traction.

L'ensemble de recherches dans ce domaine a montré que :

- Les fibres métalliques réputées très adhérentes agissent dès les plus faibles ouvertures de fissures ; elles confèrent au matériau une résistance apparente en traction améliorée en agissant dès la microfissuration.
- Les fibres synthétiques, glissantes, seront mises en tension plus progressivement et vont ponter les macro-fissures en faveur d'une résistance résiduelle à la traction maintenue ; les deux types de fibres ont des effets complémentaires en agissant sur des niveaux d'ouvertures de fissure différents.

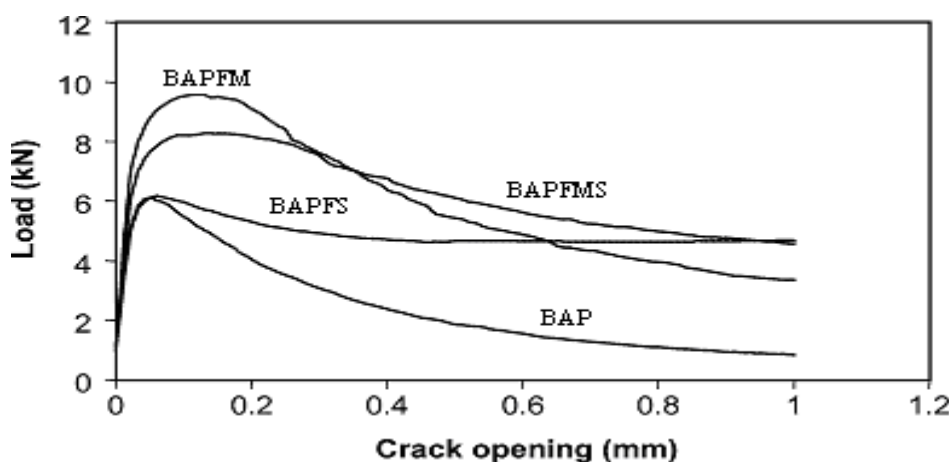


Figure 5.11 Comportement à la traction de différentes compositions [Pons et al 2007].

### 5.5.3 APPORT DES FIBRES LORS DE RUPTURE PAR EFFORT TRANCHANT

Le programme expérimental fait par [14] a permis de décrire l'influence d'un renfort par des fibres sur les propriétés mécaniques de base du béton et sur le comportement des poutres sollicitées en flexion.

L'analyse des résultats obtenus nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

S'agissant des caractéristiques mécaniques de base telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction ainsi que le module d'élasticité instantané, aucun effet significatif du renfort par des fibres n'a été remarqué.

En revanche, pour ce qui est du comportement résiduel post-fissuration des éprouvettes sollicitées en traction directe, l'influence varie selon le type de fibres utilisées. Les fibres métalliques très adhérentes mises en œuvre agissent dès les plus faibles ouvertures de fissures alors que les fibres synthétiques glissantes sont mises en tension plus progressivement et vont ponter les macro-fissures en faveur d'une résistance résiduelle à la traction relativement faible mais maintenue jusqu'à des ouvertures de fissures plus élevées. Les deux types de fibres ont des effets complémentaires en agissant sur des niveaux d'ouvertures de fissures différents.

L'étude préliminaire sur les poutres de section T a également révélé les comportements suivants :

La charge de fissuration des poutres est maintenue identique en présence de fibres, paramètre qui dépend essentiellement de la résistance en traction, qui est dans notre cas maintenue constante, que le béton soit fibré ou non.

Le processus de fissuration global reste inchangé malgré la présence des fibres. Les ouvertures des fissures sont moins importantes en présence des fibres.

En restreignant l'ouverture des fissures, les fibres ralentissent la propagation des fissures et aussi la remontée du front vers l'axe neutre. La fissure oblique d'effort tranchant provoquant la rupture se propage jusqu'à la table de compression dans les compositions sans fibres.

Aucune influence des fibres n'est visible sur le mode de rupture des poutres par effort tranchant, si ce n'est une limitation de la fragilité de la ruine.

En présence d'armatures transversales, les fibres n'améliorent pas la rigidité mais augmentent légèrement la charge de rupture et la ductilité des poutres, alors qu'en absence de cadres, les fibres confèrent à l'élément une rigidité améliorée qui a une charge de rupture élevée de 20%. Un effet des fibres plus prononcé est noté en absence des armatures d'effort tranchant.

Une relaxation des armatures transversales a été révélée en présence de fibres (réduction des efforts encaissés par les cadres), due à la participation de ces dernières dans la reprise d'une partie des efforts de traction à travers les fissures, ainsi qu'une meilleure participation du béton tendu.

Dans le cas étudié pour cette thèse (type, dosage des fibres et géométrie des poutres), les fibres utilisées ne peuvent pas remplacer totalement les armatures transversales, mais associées à ces armatures elles contribuent à améliorer le comportement mécanique.

## **5.6 EFFET DE FIBRES DANS UN COMPORTEMENT DYNAMIQUE :**

### **5.6.1 COMPORTEMENT AU CHOC DES BETON DE FIBRES :**

Le comportement au choc des bétons de fibres est un thème récurrent dans la caractérisation de composites cimentaires fibrés. Leur capacité à absorber une quantité d'énergie importante après localisation de l'endommagement est clairement mise en évidence en statique ; il paraît naturel dès lors de vouloir profiter de cette propriété pour les cas particuliers où il est primordial de conserver l'intégrité de structure sous sollicitation dynamique (suite à un choc par exemple). C'est dans cette optique que fut par exemple initié le programme expérimental portant sur le comportement dynamique du BPR en traction uni-axiale. Il s'agissait de prédire le comportement aux chocs de conteneurs hauts intégrité.

### **5.6.2 EFFETS DE VITESSE SUR LE COMPORTEMENT DYNAMIQUE EN FLEXION**

Cette partie porte sur l'étude des effets de vitesse sur le comportement mécanique d'éléments de structure. En conséquence l'étude s'intéresse au comportement au choc du matériau vis-à-vis d'éléments structuraux de type dalles sollicitées en flexion quatre points.

Les effets de vitesse sur les matériaux à matrice cimentaire ont fait l'objet de nombreuses études, qui portaient sur des gammes de résistances étendues (20 à 120 MPa), à l'aide de dispositifs expérimentaux assez différents et bien souvent propres aux laboratoires d'essais.

Cela n'a pas rendu facile l'identification des paramètres influents, mais il semble admis aujourd'hui que les effets de vitesse observés sont majoritairement liés à la présence d'eau libre dans la porosité des hydrates.

Concernant le comportement en traction des BFM sous sollicitations dynamiques, les résultats disponibles sont encore plus difficilement comparables dans la mesure où le type de matrice, la nature, la géométrie et le pourcentage de fibres, ainsi que les dispositifs expérimentaux sont toujours différents.

### **5.6.3 INFLUENCE DES FIBRES SUR LES EFFETS DE VITESSE**

L'influence bénéfique des fibres dans le renforcement mécanique des bétons et mortiers n'est plus à démontrer dès lors qu'on s'intéresse à la dissipation totale d'énergie par une structure soumise à un choc (impact mécanique ou pression résultant d'une explosion).

Une application pratique de ce constat est utilisée pour la fabrication de porte d'abris militaires en béton armé renforcé par des fibres de fonte amorphes et une autre plus récente pour la préfabrication de panneaux de façade mince [Chanvillard 2000]. La démarche retenue par la plupart des auteurs consiste donc à raisonner à partir d'une interprétation énergétique de leurs essais pour comparer des formulations entre elles. Cela est très pratique et relativement rapide à mettre en œuvre à partir d'essais de masses tombantes.

Dans le cas où seule la valeur maximale d'énergie dissipée est recherchée, la démarche est cohérente. Mais l'objectif est ici d'isoler l'influence des fibres sur les effets de vitesse. Or sur ce point, les essais de flexion dynamique sur BFM montrent globalement tous la même tendance, qu'on exprime le gain en terme de module de rupture ou en terme d'énergie de fracture (valeur dynamique / valeur statique) : les effets de vitesse sont plus faibles pour les bétons fibrés que pour les bétons blancs, quelques soit la nature ou la géométrie de la fibre.

Cela confirme une tendance qui ne cesse de s'accroître avec le développement des matrices ultra-hautes performances, tendance déjà observée sur le béton seul. En

fait, leurs essais intègrent le comportement pré et post fissuration. L'essai de flexion n'est pas à même d'apporter des informations sur les mécanismes physiques susceptibles de se produire lors de la mise en traction dynamique des BFM. De même, la résistance en compression n'étant pas la propriété mécanique principalement recherchée. Il ressort des essais de compression statique que l'ajout de fibres provoque une légère perte de résistance pour des dosages courant de 0.5 à 2% de fibres longues. En dynamique, la sensibilité aux effets de vitesse est donc quasiment due à la matrice cimentaire.

#### 5.6.4 EFFET DES FIBRES SUR LA RESISTANCE EN TRACTION DYNAMIQUE :

L'essai de traction directe, statique et dynamique, est donc l'essai qui permet d'apporter des éléments de réponse sur l'apport des fibres métalliques dans les effets de vitesse constatés sur le béton. Pour pouvoir répondre à ce problème [Para 03] s'est appuyé sur les travaux menés sur la barre de Hopkinson modifiée de l'Université de Delft [Körmeling 1986, Boulay 1997, Toutlemonde 1998] ainsi que sur l'analyse sous forme de contrainte plastique équivalente faite par [Sercombe 1998]. [09]

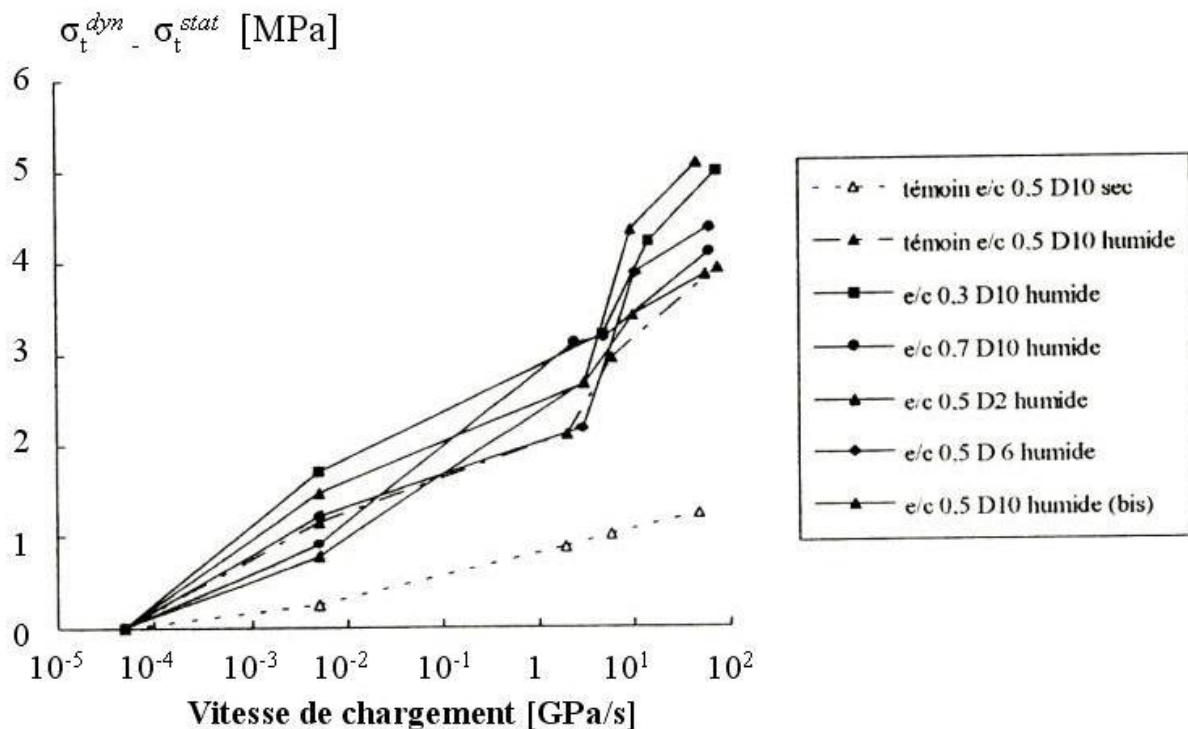


FIGURE 5.12 : Evolution de la résistance en traction pour différents bétons secs et humides, d'après [Toutlemonde 1995]

❖ ***BFM non écrouissant***

Pour cette famille de matériaux, passé le pic d'effort correspondant à la localisation d'une macro-fissure dans la matrice, une chute brutale de l'effort se produit, suivie par un plateau correspondant au déchaussement des fibres. Dans ces conditions, la résistance maximale du BFM est liée à l'évolution de la limite d'élasticité de la matrice. La sensibilité du composite aux effets de vitesse se confond donc avec celle de la matrice cimentaire. D'après ce qui a été apporté dans la thèse d'Edouard Parant, Körmeling teste trois types de fibres droites (diamètre 0.4 mm et  $L_f$  25 mm) à trois dosages différents (0, 1.5 et 3% en volume) pour trois vitesses de déformation ( $1.25 \times 10^{-6}$ ,  $2.5 \times 10^{-3}$  et  $1.5 \text{ s}^{-1}$ ). Pour les trois dosages, il obtient une sensibilité aux effets de vitesse comprise entre 0.37 et 0.49 MPa/u.log. Ces faibles valeurs sont inférieures à celles de 0.7 obtenues par Toutlemonde pour les bétons, car il travaille avec des matériaux séchés à 105°C jusqu'à masse constante. L'influence des fibres est nulle sur la contrainte à rupture du matériau.

Dans le cas où l'on recherche non plus une contrainte maximale mais une dissipation d'énergie maximale, les résultats sont présentés en terme d'énergie dissipée pour une ouverture de fissure donnée. Sercombe reprend les essais de Körmeling et Glinicki et les traduit en termes d'évolution de contrainte plastique équivalente (passage à un comportement continu équivalent dissipant la même énergie pour l'ouverture considérée).

Là encore les tendances sont faibles. Seuls chez Körmeling les résultats à 3% de renfort montrent une sensibilité aux effets de vitesse (0.39 MPa/u.log pour la contrainte plastique équivalente). Dans les deux cas les auteurs ont tenu compte du nombre de fibres effectivement actives au niveau de la fissure dans le calcul de leur énergie de fracture, mais la définition de l'énergie diffère. La tendance qui se dégage est une diminution de la contrainte plastique équivalente avec l'augmentation de l'ouverture de fissure considérée.

L'influence des fibres même, en termes d'énergie, est loin d'être évidente puisque l'augmentation relative d'énergie absorbée est inférieure à l'augmentation de résistance au pic d'effort.

### ❖ **BFM écrouissant**

Les résultats précédents sont dus à la faible synergie entre fibres et matrice cimentaire. Afin de se rapprocher de la matrice composite multi-échelle, Edouard Parant présente les tendances obtenues sur BPR (2% de fibre droite,  $\varnothing$  0.15 mm, LF.16 mm). La gamme de vitesse de sollicitation couverte est de 6 décades ( $5 \times 10^{-5}$  à 50 GPa/s). Les essais dynamiques sont réalisés sur la barre de Hopkinson de Delft.

Les éprouvettes sont extraites par carottage dans des prototypes de conteneurs hauts intégrité. Le coulage est réalisé par injection des moules. Ces essais ont mis en évidence deux grandes familles de matériaux, en fonction du lieu de prélèvement:

- Des éprouvettes de faible résistance (5.6 à 10.7 MPa) pour lesquelles les fibres étaient mal orientées par rapport à la direction de sollicitation – comportement adoucissant similaire au BFM classique.
- Des éprouvettes de bonne résistance mécanique (11.3 à 16.6 MPa), pour lesquelles les fibres étaient majoritairement alignées avec la direction d'extension.

La dispersion des résultats est importante. La sensibilité aux effets de vitesse des éprouvettes de la première catégorie est de 0.82 MPa/u.log, celle de la deuxième de 0.77 MPa/u.log. Certes ces tendances sont légèrement supérieures à celle définie pour les bétons non fibrés, mais l'effet fibre est difficilement identifiable. La mauvaise orientation des fibres pour la première famille peut expliquer les faibles résistances obtenues en statique ( $f_T$  5.6MP pour  $f_C$  200 MPa en compression), la vitesse de sollicitation venant limiter l'influence de ces défauts par homogénéisation du matériau [Zielinsky 1981]. Pour la deuxième famille, on peut parler d'un léger effet fibre par rapport au béton traditionnel.

Celui-ci vient certainement de la bonne adéquation fibre-matrice (petit diamètre, nombre de fibres important par section, auto-contrainte des fibres par retrait important de la matrice...). Mais même pour cette catégorie de matériaux, la différence marquante reste le niveau de contrainte atteint (+50% d'une famille à l'autre), plus que la sensibilité des fibres aux effets de vitesse.

Au final, un béton de fibres à comportement écouissant en traction est nettement plus sensible aux effets de vitesse de la matrice. Cela impose un dosage minimal en renfort et une orientation favorable de celui-ci par rapport à la direction de sollicitation.

## **5.7 APPORT DES FIBRES METALLIQUES SOUS SOLLICITATIONS CYCLIQUES (EFFET DE FATIGUE :**

Le phénomène de fatigue est défini par la dégradation progressive d'une structure soumise à des sollicitations fluctuantes ou répétées, qui se traduit par l'apparition et le développement de fissures, endommageant ces structures et pouvant les amener à la ruine par rupture brutale.

Vue l'importance de ce phénomène plusieurs recherches ont été faites et notamment sur les BFM soumis aux sollicitations cycliques. Les conclusions tirés de ces différentes recherches ont déduit que :

- Les BFM soumis à des sollicitations cycliques de traction ou de compression se rompent lorsque la courbe enveloppe des déformations rejoint la courbe de comportement statique. Cela est attribué au faible pourcentage de fibres incorporées qui ne modifie pas le comportement du béton avant localisation.
- La flexion alternée représente un cas de charge très dommageable pour les BFM.
- Les corps d'épreuves doivent avoir un âge qui garantisse une constance des résistances mécaniques durant la campagne expérimentale.
- La résistance à la fatigue en flexion, exprimée par rapport au M.O.R. statique, augmente avec le dosage de fibres pour les seules fibres à crochets, dans des matrices cimentaires de qualité moyenne.
- Les principaux facteurs liés à la fibre et identifiés comme influençant la résistance à la fatigue sont la géométrie, puis l'élanement de la fibre lorsqu'une zone de transition inter faciale existe entre fibre et matrice.
- L'évolution de l'endommagement par fatigue est bien corrélée avec l'évolution des boucles d'hystérésis et de la flèche. L'ouverture de fissure est un bon paramètre d'étude en vue d'une approche réglementaire.

L'analyse d'une campagne de fatigue sur BFM se heurte à la durée des essais, puisque les fréquences de sollicitation sont lentes. En conséquence, les remarques faites sont :

- Le nombre d'essais est très souvent insuffisant tant pour la définition du M.O.R. statique que pour chaque niveau de chargement. Cela explique largement la dispersion des résultats et la difficulté pour effectuer un traitement statistique des données avec des coefficients de corrélation élevés.
- Il n'est pas fait référence au comportement caractéristique du matériau ce qui rend difficile la définition d'une relation entre taux de chargement et nombre de cycles à rupture. Le niveau de chargement puis la contrainte de fatigue minimale sont cependant les principaux facteurs macroscopiques régissant la tenue à la fatigue.
- La description de la distribution des durées de vie est mieux approchée par des lois en puissance que par des lois log-normal.

Les modèles mécaniques sont peu nombreux ; un déficit de connaissance est constaté quant à la compréhension des mécanismes d'endommagement de l'interface fibre-matrice. Mais ils ne tiennent pas encore compte de la multi-fissuration possible du matériau, et peu abordent le cas de chargement cyclique d'amplitude non-constante.

## 5.7 CONCLUSION

De ce chapitre de clôture de mémoire, nous avons rappelé les différentes dégradations dans un pont caisson ainsi que les moyens utilisés pour leurs réparations et surtout le renforcement par fibres métalliques dans différents types de bétons en plus de l'apport des fibres métalliques sur différents comportements sous sollicitations normales et aussi sollicitations dynamiques tel que l'effet de vitesse , de choc et aussi la fatigue. La conclusion détaillée sera présentée dans la conclusion générale.

***CONCLUSION GENERALE ET  
PERSPECTIVES***

## **CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTICVES**

Les objectifs principaux de notre travail étaient, d'une part de rappeler les différentes dégradations et leurs causes dans un pont caisson, aussi de définir les caractéristiques géométriques et mécaniques des fibres métalliques en tant que renfort utilisé dans le renforcement de tabliers de ponts caisson ainsi que leur influence sur les différents comportements ou sollicitations d'un tablier de pont.

La première partie du mémoire a été consacrée à l'étude des dégradations des ponts en béton et leurs causes, en particulier les ponts caissons ainsi que l'étude des caractéristiques géométriques et mécaniques des tabliers caissons. De cette étude on a conclu qu'un pont pouvait avoir en général deux pathologies une d'origine matérielle et l'autre d'origine structurale ; dans ce travail ce qui nous a intéressés c'est plutôt la seconde pathologie.

La deuxième partie portait sur l'étude des caractéristiques de fibres métalliques tant géométriques que mécaniques et leurs influences sur une matrice composite (béton). De la on a déduit que :

- ✚ Plusieurs facteurs ou paramètres influencent le comportement mécaniques des fibres métalliques et leurs tenue dans une matrice.
- ✚ Le choix des matériaux et La formulation du composite est aussi très importante pour optimiser la matrice.
- ✚ Dans un processus de fissuration les fibres travaillent à deux échelles.
- ✚ Les fibres travaillent mieux dans une matrice dense.
- ✚ Le rôle des fibres se joue après l'apparition de la première fissure.

La troisième et dernière partie a été dédiée à l'étude de l'apport mécanique des fibres sur le comportement du tablier après renforcement. La recherche bibliographique faite dans ce cadre a montré que les résultats obtenus ne convergeaient pas au même point et que dans la plupart ont faits les remarques suivantes :

## Conclusion Générale et perspectives

- Vis-à-vis de l'effort tranchant les conclusions diffèrent les uns pensent que les fibres métalliques peuvent remplacer totalement les armatures transversales d'autres confirment leur contribution tout en gardant un pourcentage d'armatures transversales mais la majorité sont du deuxième avis. L'apport des fibres est principalement la couture des fissures et de retarder un peu la rupture donc augmenter le palier.
- Pour le comportement dynamique un béton de fibres à comportement écouissant en traction est nettement plus sensible aux effets de vitesse de la matrice. Cela impose un dosage minimal en renfort et une orientation favorable de celui-ci par rapport à la direction de sollicitation.

A la fin, ce travail de recherche a démontré l'intérêt de l'incorporation des fibres métalliques dans les bétons en vue d'applications dans le renforcement de structure.

Bien que ce modeste travail soit qu'un début, ils existent d'autres voies qui nécessitent l'exploration que ce soit dans le domaine des bétons fibrés ou dans le domaine de réparation de structure dont on peut citer certains axes :

- 🌸 L'utilisation de BUHPFM dans la réalisation d'ouvrages comme application structurale tel c'est le cas au Canada et au Japon.
- 🌸 Le renforcement des structures par tissu en fibre de carbone.
- 🌸 L'utilisation de types différents de fibres dans une même matrice.

# ***BIBLIOGRAPHIE***

## Bibliographie

- [1] J.A.CALGARO et R.LACROIX « Maintenance et Réparation des Ponts » édition ENPC 97.
- [2] J.A.CALGARO et M.VIRLOGEUX « Projet et Construction de Ponts » T1et T2 édition ENPC.
- [3] GUY GRATTESAT « Conception de Ponts » édition ENPC.
- [4] Pierre Claude AITCIN « Les bétons Haute Performance » édition Eyrolles.
- [5] Documents Scientifique et Technique Recommandation provisoire « Bétons Fibrés à ultra –Hautes Performances » SETRA – AFGC Janvier 2002.
- [6] Pierre Rossi « les bétons Fibres Métalliques » édition ENPC 98.
- [7] Abdou Kamel Thèse de Doctorat « Influences des Fibres métalliques sur les variations dimensionnelles et pondérales d'une matrice cimentaire » Université Mentouri Constantine 2007.
- [8] El Hossein Rochdi Thèse de Doctorat « Contribution à l'analyse du comportement mécanique de dalles en béton Armé Renforcées par matrice composites » Université Claude Bernard Lyon I -2004.
- [9] Edouard Parant « Mécanisme d'Endommagement et Comportement mécanique d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc et corrosion » ENPC Paris 2003.
- [10] Zakia Draïdi « Renforcement et Préparation des coques métalliques par matériaux composites (TFC) » Institut national des sciences appliquées de Lyon 2005.
- [11] Mahfoud Benzarzour « Etude Expérimentale et numérique du renforcement de tabliers de ponts en B.A par rechargement adhérents » l'université d'Artois – l'université Sherbrooke 2004.
- [12] David Benouaich « Précontrainte extérieure des ponts » Office Fédéral des routes ; école Polytechnique fédérale de Lausanne 2000.
- [13] A.Spasojevic « Application structurale du béton fibré à ultra hautes performances aux ponts » Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne 2008.
- [14] Youcef Fritih « Apport d'un renfort de fibres sur le comportement d'éléments en béton auto plaçant armé » Université de Toulouse INSA 2009.

- [15] Pascal Casanova « Bétons Renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure » ENPC 1995.
- [16] Alexandra Mégually « Etude et modélisation de l'orientation de fibres dans des thermoplastiques renforcés » Ecole des mines de Paris 2005.
- [17] Lionel Schaal, Antoine Durieux «Renforcement des BFUP par Orientation magnétique de leurs Fibres » Ecole Polytechnique de Paris 2010.
- [18] Mme Makhoulouf Nadia « Caractérisation en statistique du comportement en traction directe du béton Armé de fibres en Copeaux » Mémoire magister Université Mouloud Maameri Tizi Ouzou 2010.
- [19] Firas Sayed Ahmed «Mise en précontrainte des bétons fibrés ultra Performant à l'aide polymère renforcés de fibres de carbone » Université Paris est.
- [20] A.Merdas, N Chick « Renforcement des poutres en BA par des Matériaux composites en utilisant la technique NSM » Colloque National Pathologie des constructions du diagnostic à la réparation Université Constantine 2008.
- [21] J.A.Calgaro « Conception de pont » Technique de l'ingénieur.
- [22] J.A.Calgaro « Pathologie et Evaluation de ponts existants » Technique de l'ingénieur.
- [23] Patrice Hamelin « Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composite » technique de l'ingénieur.
- [24] Abdelhak Bouselham «Comportement des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés » Ecole de technologie Supérieure Université du Québec 2005.
- [25] Nguyen Huy Gian « Approche micromécanique pour la modélisation du comportement élastoplastique des composites : application aux mortiers de résine » Université de Cergy- Pontoise 2008.
- [26] Joumana Yammine «Bétons Fluides à Hautes Performances : Relation entre formulation rhéologie et propriétés mécaniques »Ecole normale supérieure de Cachan – XX<sup>èmes</sup> Rencontres Universitaire de Génie Civil 2007.
- [27] Revue Scientifique des Isilif N°18 «Dégradation de dalles de Tablier de ponts en région Wallonne, Etude d'une pathologie complexe » 2008.
- [28] F.Mojabi- Sangnner A.GHezal – B.Bissonnette – M.Joli « Durabilité et Compatibilitédes Réparations en béton Auto- nivellant » jrnée Scientifique Toulouse 2006.

- [29]** M.Ezziane – R.Jauberthie – T.Kadri et A.Bouhaloufa « Comportement mécanique des fibres à températures élevées » Symposium International sur la construction en zone sismique 2010.
- [30]** Olivier Ple « Contribution à l'étude de l'endommagement des géomatériaux : Application industrielles » Université Joseph Fourier De Grenoble.
- [31]** Hocine Dehmous « Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin » Institut National Polytechnique de Toulouse – Université M'hamed Bouguerra Boumerdes 2007.
- [32]** B.Boulekbache,S.Amziane,M.Chemrouk «Effet de la Rhéologie des bétons renforcées de fibres métalliques sur leurs propriétés mécaniques » XXVI<sup>e</sup> Rencontres Universitaires de Génie Civil . Nancy 2008.
- [33]** Shadi Braike- Bruno Massicotte – Jean Phillippe Charron « Conception des Ponts en Béton fibrés à ultra hautes performances »Ecole polytechnique de Montréal.
- [34]** Guillaume Camps « Etudes des interactions chimio-mécaniques pour la simulation du cycle de vie d'un élément de stockage en béton » Université Paul Sabatier Toulouse III - 2008
- [35]** Renaudde Montaignal de Chauvance « Analyse du comportement d'élément fléchis en bétons renforcés de fibres métalliques du matériaux à la structure » Université de Montréal 2011.
- [36]** Xuan Son Nguyen « Algorithmes Probabilistes Appliqués à la durabilité et à la mécanique des ouvrages de génie civil »Institut National des sciences appliquées de Toulouse 2007.
- [37]** Mahmoud Ismail « Etude de transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (pont, centrales nucléaire) » Institut National des sciences appliquées de Toulouse 2006.
- [38]** Bétons et Ouvrages d'Art T41, T42 Collection Technique Cimbéton.
- [39]** Edit du syndicat national des entrepreneurs spécialistes de Travaux de Réparation et Renforcement de structure (STRESS) juin 2008 guides Fabem 1,4, 7et 8.
- [40]** Causes et manifestations des désordres des ponts en béton non armé et armé (université Savoie).
- [41]** Pont et béton fibré Collection Technique Cimbéton.

**[42]** Abla REDJEB « Simulation Numérique De L'orientation De Fibres En Injection De Thermoplastique Renforcé » Ecole Nationale Supérieure Des Mines De Paris 2007

**[43]** Delphine DRAY BENSARKOUN « Prédiction Des Propriétés Thermo-Elastiques D'un Composite Injecté Et Chargé De Fibres Courtes » Ecole Nationale Supérieure d'Arts Et Métiers Centre De Paris 2006

**[44]** Pierre LAURENCET « Précontrainte et armatures pour contrôler l'ouverture résiduelle des fissures » ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE 1999

**[45]** J. Michels, D. Waldmann, S. Maas, A. Zürbes « Capacité portante de planchers-dalles en béton de fibres » XXVIe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Nancy, 4 au 6 juin 2008

**[46]** « Efforts et acquis de recherche sur les BFUP depuis 2002 en vue de l'actualisation des recommandations de l'AFGC » UHPFRC 2009 - Marseille, France.

**[47]** J. Miranda Vizueté « Techniques Et Systèmes De Renfort Des Structures En Béton ».

**[48]** Aicha KAMEN « Comportement Au Jeune Age Et Différé D'un BFUP Ecrouissant Sous Les Effets Thermomécaniques » École Polytechnique Fédérale De Lausanne 2007.

**[49]** Mme BENTALHA « Influence de l'introduction de Fibres Métalliques sur le Comportement Différé d'une Matrice Cimentaire. Caractérisation - Comportement monotone - Microstructure » Université Mentouri-Constantine 2007.

**[50]** RICHANE SACI « Prise en compte de l'orientation des fibres dans une poutre continue à matrice de béton » mémoire de magister Université Mohamed Boudiaf Msila 2004.

**[51]** Abdeslam BENYAHIA « L'influence Des Fibres Métalliques Sur Le Comportement Mécanique Du Béton » mémoire de magister Université Mohamed Boudiaf Msila 2001.

**[52]** Association béton Québec « Guide de bonnes Pratiques pour l'Utilisation de Fibres Dans le Béton » Janvier 2005.

**[53]** Association Mondiale de la Route « Étude Sur Les Actions De Réhabilitation Des Ponts En Béton » 2005.

**[54]** Kristell FANUTZA « Propagation De Fissure En Mode I Par Fatigue Dans Un Mortier Microfibre A Haute Performance » Université Toulouse III – Paul Sabatier 2004.

**[55]** M. Bentalha, H.Houari «Etude Du Comportement Des Matrices Cimentaires Renforcées De Fibres Métalliques Sous Chargement Monotone Croissant» Université Mentouri Constantine 2007.