



HAL
open science

Étude de la capacité portante à l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier avec référence particulière aux poutres en béton à hautes performances

Touhami Tahenni

► **To cite this version:**

Touhami Tahenni. Étude de la capacité portante à l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier avec référence particulière aux poutres en béton à hautes performances. Génie civil. Université de Bretagne Sud; Université des Sciences et de la Technologie Houari-Boumediène (Alger), 2016. Français. NNT : 2016LORIS413 . tel-04373512

HAL Id: tel-04373512

<https://theses.hal.science/tel-04373512>

Submitted on 5 Jan 2024

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

N° d'ordre : 07/2016-D/G.C

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE HOUARI BOUMIEDIENE

FACULTE DE GENIE CIVIL



THESE

Présentée pour l'obtention du grade de **DOCTORAT EN SCIENCES**

En : GENIE CIVIL

Spécialité: Construction

Par : **M.Touhami TAHENNI**

Sujet

Etude de la capacité portante en effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier avec référence particulière aux poutres en béton à hautes performances

Soutenue publiquement le **25/ 09/ 2016**, devant le jury composé de :

Mme. Fattoum KHARCHI,	Professeur, USTHB, Alger,	Présidente
M. Mohamed CHEMROUK,	Professeur, USTHB, Alger,	Directeur de Thèse
M. Thibaut LECOMPTE,	Maître de Conférences, HDR, UBS Lorient, France,	Co-directeur de Thèse
M. Saïd KENAI,	Professeur, Université Saad Dahlab, Blida,	Examineur
M. Sofiane AMZIANE,	Professeur, Université de Clermont Ferrand, France,	Examineur
M. Mostefa HAMRAT,	Maître de Conférences, HDR, UHBB, Chlef,	Examineur
M. Abdelkrim BOURZAM,	Maître de Conférences, HDR, USTHB, Alger,	Examineur

Remerciements

Cette étude a été réalisée à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene d'Alger et au Laboratoire d'Ingénierie des MATériaux de Bretagne (LIMATB) de l'Université de Bretagne-Sud (UBS) à Lorient, France, sous la direction de Mohamed CHEMROUK, Professeur à l'USTHB d'Alger et la co-direction de Thibaut LECOMPTE, Maître de Conférences, HDR à l'UBS.

Je tiens à remercier vivement le Professeur Mohamed CHEMROUK, pour m'avoir proposé ce sujet, pour m'avoir dirigé tout au long de cette étude et pour son aide et ses conseils avisés, et qui a été attentif à l'évolution de mes recherches scientifiques.

Toute ma reconnaissance au Docteur Thibaut LECOMPTE, qui m'a fait le grand honneur d'être mon co-directeur de thèse, et qui a suivi régulièrement et efficacement cette étude.

J'exprime également ma gratitude à Madame Fattoum KHARCHI, Professeur à l'USTHB, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury, qu'elle trouve ici l'expression de mes sentiments les plus sincères.

Mes sincères remerciements s'adressent également aux Professeurs Said KENAI et Sofiane AMZIANE et aux Docteurs Mostefa HAMRAT et Abdelkrim BOURZAM, qui ont bien voulu faire partie du jury et d'apporter leurs vives contributions à l'enrichissement de cette étude.

Je voudrai remercier Docteur Bensaid BOULEKBACHE de l'Université Hassiba Ben Bouali, Chelf, Algérie, pour ses discussions constructives et ses encouragements tout le long du travail.

Il m'est très agréable de pouvoir présenter ici mes remerciements à Madame Sevrine GEORGIN, Technicienne au laboratoire de Génie Civil de l'UBS, et Messieurs Antony GEGAT et Hervé BELLEGOU, Techniciens à LIMATB, qui ont apporté leur aide à la réalisation de la partie expérimentale de cette thèse.

Je voudrais remercier tous les membres du Laboratoire d'Ingénierie des MATériaux de Bretagne (LIMATB) à Lorient et surtout ceux de l'Equipe du Comportement des Matériaux Hétérogènes (ECoMatH) de l'Université de Bretagne Sud avec qui j'ai passé d'agréables moments.

Enfin, un grand merci à toutes les personnes, qui de près ou de loin, m'ont aidé à la réalisation de cette étude.

Résumé

Malgré les avantages multiples du béton à hautes performances comme matériau de construction, il reste relativement inconnu aux utilisateurs puisque très peu utilisé dans les structures en béton armé. Il est donc important d'étudier ce matériau sous tous ses aspects dans le but de maîtriser son comportement structural afin de pouvoir l'utiliser comme matériau de construction en composition avec l'acier pour bénéficier pleinement de sa résistance en compression élevée et de sa compacité dense, le rendant un matériau à la fois résistant, durable à long terme et économique. Dans ce sens, la servicibilité du matériau, particulièrement son comportement vis-à-vis de la fissuration qui affecte son intégrité, nécessite une investigation profonde. En effet, dans les structures en béton armé, c'est souvent la servicibilité du matériau qui se détériore et écourte la durée de vie d'une construction. Dans le même contexte, le comportement à l'effort tranchant du béton à hautes performances (BHP) reste insuffisamment investigué comparativement à la littérature abondante sur le béton ordinaire (BO). Sur l'aspect comportement à l'effort tranchant, il est utile de noter que cette sollicitation en béton armé est un topique qui continue de susciter beaucoup d'intérêt et ce malgré l'abondance de la littérature existante. En effet, le principe de l'effort tranchant en béton armé n'est toujours pas suffisamment explicité avec rationalité et l'on continue à utiliser des méthodes empiriques basées essentiellement sur l'expérimentation pour se prémunir contre les effets désastreux de cette sollicitation sur les structures en béton armé. Ce manque de compréhension est illustré par des approches de calcul différentes et même quelque peu divergentes utilisées dans les règlements universels majeurs de calcul en béton armé. L'applicabilité de ces approches de calcul réglementaires au béton à hautes performances nécessite une évaluation profonde. Cet aspect fait partie des objectifs de la présente étude expérimentale. L'utilisation des fibres d'acier comme renforcement en béton en général et en béton à hautes performances en particulier semble améliorer le comportement structural de ce matériau béton, particulièrement en effort tranchant.

Sur ces aspects de comportement structural, un total de 70 poutres en béton armé, ordinaire et de hautes performances, avec et sans fibres d'acier, ont été testées en flexion quatre-points. Les fibres d'acier ont été utilisées en différentes quantités ρ_f et différents élancements l_f/d_f . Les essais réalisés dans ce travail ont montré que les fibres d'aciers couturent efficacement les fissures et ainsi permettent aux éléments de structures d'être servicibles à des niveaux de chargement élevés. Cette efficacité se distingue particulièrement dans le matériau BHP qui développe une adhérence relativement meilleure avec l'acier par comparaison au BO. Ces effets de coutures efficaces ne sont, cependant, pas reflétés dans les modèles de calculs utilisés dans les règlements universels. Dans ce sens, seul le document technique de Rilem semble prendre en considération d'une manière conservatrice l'effet restreignant des fibres d'acier dans l'estimation des ouvertures de fissures. Un amendement du modèle de Rilem, prenant en considération tous les paramètres influents des fibres ainsi que certaines observations expérimentales, est proposé dans ce travail. Le modèle de Rilem corrigé a été calibré par les résultats expérimentaux obtenus dans la présente étude ainsi que ceux pris de la littérature. En effort tranchant, les fibres d'acier couturent efficacement les fissures diagonales et ainsi améliorent sensiblement la capacité portante et donc peuvent remplacer les armatures transversales. En se basant sur les résultats expérimentaux de la présente étude, la contribution des fibres d'acier à la capacité portante en effort tranchant est modélisée qualitativement et quantitativement. Le modèle proposé a été aussi calibré par d'autres résultats tirés de la littérature, et donc sous d'autres conditions d'expérimentation, et comparé à d'autres modèles existants. Le modèle proposé aboutit à des prédictions relativement plus précises de la contribution des fibres d'acier à la capacité portante en effort tranchant des éléments en béton à hautes performances.

Abstract

Despite de multiple advantages of high performances concrete as a construction material, it is still relatively unknown towards users since very rarely used in reinforced concrete structures. It is thus important to study this material from all the aspects in the aim of understanding its structural behavior and using it as a building material in composition with steel and hence beneficiate fully from its higher compressive strength and denser compactness, making it a resistant material, durable at the longer term and economical. In this sense, the serviceability of the material, particularly its behaviour towards cracking which affects its integrity, necessitates a deeper investigation. In effect, in reinforced concrete structures, it is often the serviceability of the material which deteriorates and shortens the service life of a given construction. In the same context, the shear behavior of high performances concrete (HPC) is still insufficiently investigated by comparison to the abundant literature for that of ordinary concrete (OC). On the aspect of shear behaviour, it is worth noting that such a solicitation in reinforced concrete is a topic which continues to arouse a lot of interest despite the abundance of the existing literature. In effect, the principle of shear in reinforced concrete is still not sufficiently explained in a rational manner and empirical design methods, based essentially on experimental data, continue to be used to guard against the disastrous effects of such solicitation on reinforced concrete structures. This lack of understanding is illustrated by different design approaches, which may even be divergent, used in the major universal codes for reinforced concrete design. The applicability of these different design approaches to high performances concrete requires a sound evaluation. This aspect is a part of the objectives of the present experimental study. The use of steel fibers as reinforcement for concrete in general and for high performances concrete in particular seems to improve the structural behavior of this concrete material, particularly in shear.

On these aspects of structural behaviour, a total of 70 reinforced concrete beams, from ordinary concrete and high performances concrete, with and without steel fibers, have been tested in four-point flexural bending. The steel fibers were used in different quantities ρ_f and different aspect ratios l_f/d_f . The test carried out in this investigation have shown that fibers stitch up effectively the two faces of a crack and thus enable structural elements to be serviceable at higher loading levels. This efficiency is particularly distinguishable for high performances concrete (HPC) which develops a relatively better bond with the reinforcement by comparison to ordinary concrete (OC). These stitching effects are however not reflected in the design models presented in the different universal design codes. In this sense, the technical document of Rilem seems to be the only one which takes into consideration in a conservative manner the restraining effect of steel fibers when estimating the crack width. A modification of the Rilem model, taking into consideration all the influencing parameters of fibers in addition to certain experimental observations, is proposed in this work. The modified Rilem model was calibrated by the results of the present experimental work and by other results taken from the literature. In shear, steel fibers restrain efficiently diagonal cracking and improve sensibly the resisting capacity and hence may replace the transverse reinforcement. Based on the experimental results of the present study, the steel fibers contribution to the shear capacity was assessed qualitatively and quantitatively with a mathematical model. The proposed model was also calibrated against other results taken from the literature, and hence against testing data carried out under other experimental conditions, and compared to other existing models. The model proposed in this work yields to relatively better predictions of the steel fibers contribution to the shear capacity of high performances concrete.

ملخص

رغم الإيجابيات المتعددة للخرسانة ذات المواصفات العالية كمادة بناء، إلا أنها تبقى مجهولة نسبياً لمستخدميها وهذا راجع لقلّة استعمالها في هياكل الخرسانة المسلحة. إن لا بد من دراسة هذه المادة من جميع جوانبها من أجل التحكم في سلوكها الهيكلي و بالتالي نستطيع استعمالها كمادة بناء مع الفولاذ من أجل الاستفادة أكثر من مقاومتها العالية للضغط ومن تماسكها، مما يجعلها مادة مقاومة واقتصادية ذات ديمومة لمدى طويل. في هذا الاتجاه، استعمال هذه المادة و خاصة معرفة سلوكها للتشققات التي تضر بسلامتها تتطلب دراسة معمقة. في الواقع، في هياكل الخرسانة المسلحة غالباً ما تكون التشققات الناتجة في مادة الخرسانة مضرّة بسلامة ومدة استغلال البنائات. في نفس السياق، سلوك الخرسانة ذات المواصفات العالية لقوى القص لا يزال غير كافٍ مقارنة مع الدراسات و النتائج المتوفرة حول الخرسانة العادية. في جانب قوى القص لهياكل الخرسانة المسلحة، من المفيد أن نذكر أنها محل بحث يجلب كثير من الاهتمام و هذا رغم وفرة المراجع والدراسات في هذا الميدان. مبدأ قوى القص في الخرسانة المسلحة يبقى دائماً غير واضح ولهذا نستمر في استعمال طرق تحليلية تركز أساساً على التجارب من أجل أخذ الحذر و الاحتياط ضد هذه الظاهرة في هياكل الخرسانة المسلحة. هذا النقص في مفهوم قوى القص يظهر جلياً في اختلاف القوانين العالمية وفي تباعدها لدراسة و حساب قوى القص في الخرسانة المسلحة. إن تطبيق هذه القوانين على الخرسانة ذات المواصفات العالية يتطلب دراسة معمقة. هذا الجانب هو جزء من الأهداف المسطرة في الدراسة التجريبية المقدمة. استعمال الألياف الفولاذية في تدعيم الخرسانة عموماً وفي الخرسانة ذات المواصفات العالية خصوصاً يؤدي إلى تحسين السلوك الهيكلي لهذه المادة خاصة لقوى القص

في مجال سلوكها الهيكلي، قمنا بدراسة الانحناء ذو أربع نقاط لمجموع 70 عارضة خرسانة مسلحة، عادية و ذات مواصفات عالية، مدعمة وبدون ألياف فولاذية. هذه الأخيرة استعملت بنسب حجمية ρ_f وبأطوال l_f/d_f مختلفة. التجارب المنجزة في هذا العمل أثبتت أن الألياف الفولاذية تشد وتختبب التشققات الناتجة في الخرسانة بفعالية و تسمح لعناصر الهياكل بالاستغلال الجيد إلى مستوى عالي للحمولة. هذه الفعالية تكون ناجعة في مادة الخرسانة ذات المواصفات العالية التي تتميز بالتحام جيد مع الفولاذ مقارنة بالخرسانة العادية. هذه التأثيرات الإيجابية للحد من التشققات ليست مطروحة في نماذج حساب الخرسانة المسلحة لمختلف القوانين العالمية. في هذا المنحى نجد المستند التقني Rilem الوحيد الذي يأخذ بعين الاعتبار أثر الألياف الفولاذية على حساب فتحات التشققات. قمنا في هذا العمل باقتراح نموذج تصحيح للنموذج المقترح من طرف Rilem مع الأخذ بالاعتبار كل العوامل المؤثرة للألياف كذلك بعض الملاحظات المستنتجة أثناء انجازنا للتجارب. النموذج المصحح قورن مع نتائج التجارب المتحصل عليها في الدراسة المقدمة و كذلك مع النتائج المتحصل عليها من طرف مختلف الباحثين في هذا الميدان. في مجال مقاومة قوى القص، الألياف الفولاذية تمسك و تختبب بفعالية التشققات المائلة مما يؤدي إلى تحسين وزيادة قدرة التحمل للعارضة و عليه يمكن أن تقوم بتعويض التسليح العرضي. بتركيزنا على نتائج التجارب للدراسة المقدمة، قمنا كذلك باقتراح نموذج يسمح بحساب مساهمة الألياف الفولاذية، نوعياً وكمياً، في مقاومة وتحسين قدرة التحمل لقوى القص. هذا النموذج المقترح قورن مع نتائج أخرى مأخوذة من مختلف الأبحاث، بشروط تجارب و بطروف مختلفة، وكذلك مع نماذج أخرى. النموذج المقترح يعطي نتائج جيدة ودقيقة لحساب مساهمة الألياف الفولاذية في مقاومة وتحسين قدرة التحمل لقوى القص لعناصر الخرسانة ذات المواصفات العالية.

SOMMAIRE

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Partie I : Synthèse bibliographique

Chapitre 01 : Effort tranchant en béton armé

1.1.Introduction	8
1.2. Types de rupture des poutres en béton armé	9
1.2.1. Rupture par flexion	9
1.2.2. Rupture par effort tranchant.....	10
1.2.2. Rupture par flexion-effort tranchant.....	10
1.2.3. Rupture par flexion-effort tranchant.....	10
1.3. Mécanisme de transfert de l'effort tranchant	12
1.3.1. Zone de compression.....	12
1.3.2. Engrenage des agrégats.....	13
1.3.3. Effet gougeon.....	13
1.3.4. Action d'arc.....	13
1.3.5. Armatures transversales.....	14
1.4. Comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé	15
1.4.1. Poutres sans armatures transversales.....	15
1.4.2. Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant.....	18
1.4.3. Poutres avec armatures transversales.....	20
1.4.4. Contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant...24	
1.5. Paramètres affectant la rupture à l'effort tranchant	25
1.5.1. Le Rapport a/d (portée de cisaillement /hauteur utile).....	25
1.5.2. La résistance du béton.....	30
1.5.3. Le pourcentage des aciers longitudinaux.....	31
1.5.4. Type d'agrégats.....	34
1.5.5. Influence des armatures transversales.....	35
1.6. Les méthodes d'analyse	39

1.6.1. Le treillis de Ritter-Mörsch.....	40
1.6.3. La méthode de Kordina.....	40
1.6.2. La méthode des bielles et des tirants.....	42

Chapitre 02 : Béton de fibres : état de l'art

2.1. Introduction.....	44
2.2. Définition de la ductilité.....	45
2.3. Historique de l'utilisation des fibres.....	47
2.4. Concepts de base.....	48
2.4.1. Comportement en phase élastique.....	49
2.4.2. Comportement en Phase inélastique - effet de la fissuration.....	50
2.5. Fabrication des bétons de fibres.....	52
2.6. Propriétés et utilisation des différents types de fibres.....	53
2.6.1. Fibres d'acier.....	53
2.6.2. Fibres de verre.....	55
2.6.3. Fibre organiques.....	55
2.7. Applications des bétons de fibres.....	57
2.8. La formulation des BFM.....	58
2.9. La mise en œuvre des BFM.....	60
2.9.1. Orientation préférentielle des fibres.....	60
2.9.2. Effets de voûte, ou d'écran.....	61
2.9.3. Effets de cheminée.....	61
2.9.4. Ségrégation des fibres.....	62
2.9.5. Appauvrissement en fibres.....	62
2.9.6. Relation entre le rapport longueur/ diamètre de la fibre et la maniabilité du BFM.....	62
2.10. Comportement mécanique des BFM.....	63
2.10.1. Comportement à la compression.....	63
2.10.2. Comportement en traction.....	65
2.10.3. Module d'élasticité.....	66
2.10.4. Comportement vis-à-vis du cisaillement.....	66
2.10.5. Ductilité.....	69
2.11. Autres propriétés des BFM.....	69

2.11.1. Fluage.....	69
2.11.2. Retrait.....	70
2.11.3. Résistance au feu.....	70
2.11.4. Résistance à la fatigue.....	71
2.11.5. Comportement dynamique.....	71
2.11.6. Durabilité.....	71

Partie II : Investigations expérimentales

Chapitre 03 : Effet des fibres d’acier sur le comportement structural du béton avec référence particulière au BHP :

- Programme expérimental –

3.1. Introduction.....	76
3.2. Développement des bétons à hautes performances.....	77
3.3. Sélection des ingrédients du mélange pour un BHP.....	78
3.3.1. Ciment.....	78
3.3.2. Granulat.....	79
3.3.3. Fluidifiant.....	80
3.3.4. Ajouts minéraux ultrafins.....	81
3.3.5. Eau.....	82
3.3.6. Fibres d’acier.....	82
3.4. Formulation des bétons.....	83
3.5. Caractérisation des armatures de renforcement.....	84
3.6. Fabrication et conservation des corps d’épreuve.....	86
3.7. Propriétés des bétons fabriqués.....	89
3.7.1. Propriétés à l’état frais.....	89
3.7.2. Propriétés à l’état durci.....	90
3.7.2.1. Comportement des bétons en compression.....	92
3.7.2.2. Comportement des bétons en traction.....	94
3.8. Description des corps d’épreuve.....	95

Chapitre 04 : Effet des fibres d'acier sur le comportement en flexion des poutres en béton à hautes performances

4.1. Introduction	100
4.2. Comportement à l'état de service des poutres en BHP armé renforcées de fibres d'acier	101
4.2.1. Développement des fissures de flexion-Moment de fissuration.....	101
4.2.2. Espacement et ouvertures des fissures – Mesures expérimentales.....	106
4.2.3. Estimation des ouvertures de fissures – Evaluation des modèles existants....	108
4.2.3.1. Méthode de BS8110.....	109
4.2.3.2. Méthode de ACI.....	110
4.2.3.3. Méthode de l'Eurocode 2.....	111
4.2.3.4. Méthode de RILEM TC 162-TDF.....	112
4.2.3.5. Comparaison des ouvertures des fissures expérimentales et théoriques.....	113
4.2.4. Flèches des poutres en BHP renforcées de fibres d'acier.....	121
4.2.4.1. Etude des flèches.....	121
4.2.4.2. Comparaison des flèches expérimentales et théoriques – Mise en évidence de l'effet rigidifiant du béton tendu.....	126
4.3. Comportement à l'état ultime des poutres en BHP armé renforcées de fibres d'acier	129
4.3.1. Evolution des déformations dans les aciers de renforcement longitudinaux...	129
4.3.2. Evolution des déformations dans le béton comprimé.....	130
4.3.3. Influence des fibres d'acier sur la ductilité des poutres en BHP.....	131
4.3.4. Mode de rupture par flexion – Moment de résistance ultime des poutres en BHP armé renforcées de fibres d'acier.....	132
4.4. Conclusion	137

Chapitre 05 : Comportement des poutres en béton à hautes performances vis-à-vis de l'effort tranchant

5.1. Introduction	139
5.2. Fissuration et modes de rupture des poutres	141
5.3. Comportement global des poutres	148

5.4. Capacité portante à l'effort tranchant.....	151
5.4.1. Prédiction théorique de la capacité de résistance à l'effort tranchant.....	153
5.4.2. Comparaison des résultats expérimentaux avec les différents règlements.....	155
5.5. Conclusion.....	160

Chapitre 06 : Effet des fibres d'acier sur le comportement en effort tranchant des poutres en béton à hautes performances

6.1. Introduction.....	162
6.2. Addition des fibres d'acier au mélange béton.....	163
6.3. Propriétés physico-mécaniques des bétons fibrés fabriqués.....	165
6.4. Effet des fibres d'acier sur le comportement à l'effort tranchant du BHP... 	167
6.4.1. Description des corps d'épreuves.....	167
6.4.2. Fissuration et modes de rupture.....	169
6.4.3. Ouvertures des fissures diagonales.....	174
6.5. Contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant.....	176
6.6. Conclusion.....	186
Conclusion générale.....	188
Références bibliographiques.....	194

Annexe

Liste des Figures

Figure 1.1 : Flexion quatre points	9
Figure 1.2 : Rupture par flexion.....	10
Figure 1.3 : Rupture par effort tranchant.....	10
Figure 1.4 : Rupture par flexion-effort tranchant.....	11
Figure 1.5: Mode de rupture d'une poutre soumise à la flexion quatre points.....	12
Figure 1.6 : Action d'arc dans une poutre.....	14
Figure 1.7 : Effet des armatures transversales sur la résistance à l'effort tranchant.....	15
Figure 1.8 : Comportement de fissuration diagonale dans une poutre sans armatures transversales.....	15
Figure 1.9 : Distribution des contraintes de cisaillement.....	16
Figure 1.10 : Mécanisme de transfert des forces dans une poutre sans armatures transversales.....	16
Figure 1.11 : Distribution de l'effort tranchant dans une poutre sans armatures transversales.....	17
Figure 1.12 : Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant dans une poutre sans armatures transversales.....	20
Figure 1.13: Mécanisme de transfert des forces dans une poutre avec armatures transversales.....	21
Figure 1.14 : Distribution de l'effort tranchant dans une poutre avec armatures transversales.....	22
Figure 1.15 : Analogie du treillis.....	22
Figure 1.16 : Influence du rapport a/d sur la résistance à l'effort tranchant.....	26
Figure 1.17 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec a/d élevé.....	26
Figure 1.18 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec $(2.5 < a/d < 6)$	27
Figure 1.19 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec $(1 < a/d < 2.5)$	27
Figure 1.20 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec $(a/d \leq 1)$	28
Figure 1.21: Action de poutre.....	28
Figure 1.22 : Evolution des modes de rupture en fonction de a/d	29
Figure 1.23: Effet de la portée de cisaillement sur le cisaillement ultime et de fissuration.....	29
Figure 1.24: Effet de la résistance à la compression du béton sur la résistance au cisaillement.....	30

Figure 1.25 : Effet de la quantité d'aciers longitudinaux sur l'effort tranchant.....	31
Figure 1.26:"Vallée" de Kani.....	32
Figure 1.27 : Influence des armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement.....	34
Figure 1.28 : Comparaison de différents schémas de renforcements transversaux.....	36
Figure 1.29: Influence du taux d'armatures transversales.....	38
Figure 1.30 : Influence des armatures transversales sur la résistance au cisaillement.....	39
Figure 1.31 : Treillis de Ritter-Mörsch.....	40
Figure 1.32 : Modèle de bielles et tirants.....	41
Figure 2.1 : Comportement d'un élément fléchi « ductile et fragile ».....	46
Figure 2.2 : Fibres résistantes et matrice fragile.....	48
Figure 2.3 : Trois possibilités de relation contrainte-déformation du composite matrice-fibres.....	49
Figure 2.4 : Rôles des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton.....	52
Figure 2.5 : Fissuration en béton à hautes performances.....	52
Figure 2.6 : Types et formes de fibres d'acier utilisées.....	54
Figure 2.7 : Fibres d'acier utilisées dans nos essais.....	54
Figure 2.8: Courbe contrainte-déformation en compression des bétons ordinaires.....	64
Figure 2.9: Courbe contrainte-déformation en compression des BHP.....	64
Figure 2.10: Eprouvette de cisaillement.....	68
Figure 2.11: Résistance au cisaillement d'éprouvette en béton.....	68
Figure 2.12 : Résistance au cisaillement de poutres en béton armé.....	68
Figure 2.13 : Action des fibres dans la reprise de l'effort tranchant.....	73
Figure 3.1 : Fibres d'acier utilisées.....	82
Figure 3.2 : Montage d'essai de traction directe.....	85
Figure 3.3 : Contrainte-déformation des aciers.....	85
Figure 3.4 : Montage d'essai de traction directe.....	86
Figure 3.5 : Malaxage à sec du mélange contenant des plaquettes de fibres.....	87
Figure 3.6: Distribution des fibres dans le béton frais.....	87
Figure 3.7 : Coulage et vibration des bétons.....	88
Figure 3.8: Coffrage et coulage des poutres.....	89
Figure 3.9: Mesure de l'affaissement de BHP.....	90

Figure 3.10: Machine rectifieuse.....	91
Figure 3.11:Essai de compression et dispositif utilisé.....	91
Figure 3.12:Essai de traction par fendage.....	91
Figure 3.13 : Comportement à la compression des bétons non fibrés (BO et BHP).....	92
Figure 3.14 : Comportement à la compression des béton ordinaires fibrés (BOF).....	92
Figure 3.15 : Comportement à la compression des bétons hautes performances fibrés (BHPF - $l_f/d_f = 65$).....	93
Figure 3.16 : Module d'élasticité mesuré et calculé du BHP.....	94
Figure 3.17 : Capteur de déplacement LVDT- WA100.....	96
Figure 3.18 : Essai de flexion quatre points enregistré par une Caméra numérique.....	96
Figure 3.19 : Type des jauges utilisé.....	96
Figure 3.20: Collage des jauges de déformations sur les armatures.....	97
Figure 3.21 : Organigramme du travail expérimental.....	99
Figure 4.1 : Principe de transmission de contrainte du béton vers l'acier.....	101
Figure 4.2 : Développement des fissures dans la zone de flexion des poutres en BHP avec et sans fibres - différence dans le nombre de fissures et leur espacements...	103
Figure 4.3 : Charge-ouverture maximale de fissures des poutres en BOF.....	107
Figure 4.4 : Charge-ouverture maximale de fissures des poutres en BHPF.....	107
Figure 4.5 : paramètres géométriques – ouverture de fissures selon ACI.....	111
Figure 4.6 : Ouvertures de fissures expérimentales et calculées - poutres sans fibres d'acier.....	116
Figure 4.7 : Ouvertures de fissures des poutres renforcées de fibres d'acier -Valeurs expérimentales et valeurs calculées par le modèle Rilem-corrigé.....	121
Figure 4.8 : Variation de la rigidité d'une poutre entre ses deux bornes extrêmes à l'état de service.....	123
Figure 4.9 : Evolution de la flèche pour différentes poutres en béton ordinaire avec et sans fibres.....	124
Figure 4.10 : Evolution de la flèche pour différentes poutres en béton à hautes performances avec et sans fibres.....	124
Figure 4.11 : Comparaison entre les flèches mesurées et les flèches calculées des poutres en BHP fibré.....	128
Figures 4.12 : Déformation de l'armature longitudinale des poutres en BHPF.....	129

Figure 4.13 : Déformation du béton comprimé des poutres en BHP renforcé de fibres d'acier.....	131
Figure 4.14 : Evolution du facteur de ductilité en fonction de volume des fibres pour les poutres en BHP.....	132
Figure 4.15 : Rupture par Flexion des poutres en BHPF.....	135
Figure 5.1 : Géométrie des spécimens de poutre et dispositif d'expérimentation.....	140
Figure 5.2 : Mode de rupture des poutres testées.....	143
Figure 5.3 : Courbe charge-ouverture de fissure diagonale.....	146
Figure 5.4 : Faciès de fissures dans la zone étudiée par Gom-Aramis.....	148
Figure 5.5 : Courbe charge-flèche à mi-portée des poutres.....	149
Figure 5.6 : Effet de la résistance à la compression du béton sur $\Delta_{u-At} / \Delta_{u-SAt}$	151
Figure 5.7 : La fissure traverse les granulats dans le BHP.....	153
Figure 5.8 : Mécanisme de transfert des forces dans une poutre avec armatures transversales.....	153
Figure 5.9 : Capacité portante en effort tranchant - valeurs expérimentales.....	156
Figure 5.10 : Effort tranchant total-expérimental et théorique.....	157
Figure 5.11 : Contribution expérimentale et théorique du béton à la résistance à l'effort tranchant.....	158
Figure 5.12 : Contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant - valeurs expérimentales et théoriques.....	160
Figure 6.1: Fibres utilisées dans le mélange béton.....	164
Figure 6.2 : Courbes contrainte-déformation des bétons à hautes performances avec et sans fibres.....	167
Figure 6.3 Fabrication des spécimens de poutres avec et sans fibres.....	168
Figure 6.4 : Couture effective d'une fissure diagonale par les fibres.....	170
Figure 6.5 : Poutre sans fibres - rupture fragile et brutale par effort tranchant.....	170
Figure 6.6 : poutre avec fibres -rupture ductile par flexion.....	170
Figure 6.7 : Modes de rupture des spécimens de poutres.....	173
Figure 6.8: Distribution et déformation des fibres après rupture.....	174
Figure 6.9: Ouvertures des fissures diagonales des spécimens de poutres testées.....	175

Figure 6.10: Séquence de développement d'une fissure diagonal dans la zone d'effort tranchant d'une poutre contenant des fibres d'aciers (Photos obtenues par analyse Gom-Aramis des images digitales de la vidéo)...176	176
Figure 6.11: Variation des déformations dans les cadres avec la quantité de fibres.....177	177
Figure 6.12 : Forces internes de résistance au niveau d'une fissure diagonale pour une poutre en BHP fibré sans armatures transversales.....178	178
Figure 6.13: Comparaison de la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant -valeurs expérimentales et prédictions par le modèle proposé.....182	182
Figure 6.14 : Contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant des poutres- comparaison du modèle proposé avec les différents modèles existants.....184	184

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 : Propriétés physiques et caractéristiques mécaniques des fibres couramment utilisées comme renforts dans les bétons.....	53
Tableau 2.2 : Propriétés physico-mécaniques des fibres.....	57
Tableau 2.3: Contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant.....	74
Tableau 3.1 : Caractéristiques des fibres d'acier utilisées dans les bétons.....	82
Tableau 3.2 : Composition des bétons expérimentés (Kg /m ³).....	83
Tableau 3.3 : Dénomination des bétons fabriqués.....	84
Tableau 3.4: Caractéristiques à l'état frais des bétons expérimentés.....	90
Tableau 3.5 : Synthèse des caractéristiques mécaniques des bétons.....	95
Tableau 3.6 : Nomenclature des différentes poutres testées à la flexion quatre points.....	98
Tableau 4.1 : Moment de fissuration expérimental et théorique.....	105
Tableau 4.2: Longueur et espacement des fissures des poutres.....	108
Tableau 4.3 : Ouvertures de fissures à la charge de service des poutres sans fibres.....	115
Tableau 4.4 : Ouvertures de fissures à la charge de service des poutres avec fibres.....	117
Tableau 4.5 : Comparaison entre ouvertures de fissures expérimentales et calculées modèle de RILEM-Corrigé	120
Tableau 4.6 : Moment de résistance ultime, expérimental et calculé.....	136
Tableau 5.1 : Charge ultime et charges de fissuration des poutres testées.....	144
Tableau 5.2 : Charges ultimes et flèche ultime des poutres testées.....	150
Tableau 5.3: Modèles de calcul de la capacité portante en effort tranchant.....	154
Tableau 5.4 : Capacité portante en effort tranchant- expérimentale et théorique.....	156
Tableau 5.5: Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant.....	158
Tableau 6.1: Propriétés des fibres d'aciers utilisés dans le béton.....	164
Tableau 6. 2: Ingrédients du mélange des bétons (kg /m ³ de béton frais).....	165
Tableau 6.3: Résistances mécaniques et module d'élasticité des BHP fibrés.....	166
Tableau 6.4: Nomenclature et paramètres des spécimens de poutres.....	168

Tableau 6.5: Charges de fissuration diagonale et charges ultimes des poutres testées.....	169
Tableau 6.6: Valeurs expérimentales et prédictions de la contribution à la résistance à l'effort tranchant des poutres en BHP renforcée de fibres.....	181
Tableau 6.7: Modèles existant pour la contribution fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant.....	183
Tableau 6.8: Comparaison du modèle proposé avec les modèles existants.....	184
Tableau 6.9: Calibration du modèle propose avec des résultats expérimentaux pris de la littérature (fibres avec crochets aux extrémités).....	185

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

1. Problématique

Construire sécuritairement, durablement et économiquement revient à suivre rigoureusement un certain nombre de règles formant les mailles d'une chaîne, l'une dépendante de l'autre. Chaque maille représente une étape dans le processus de construction régi par une réglementation basée sur un savoir scientifique et technologique. Faillir à l'une d'elles reviendrait à briser la chaîne, créant ainsi une faiblesse dans la construction vis-à-vis des chargements ou de l'influence négative de l'environnement sur la construction. Ces faiblesses sont encore plus critiques devant des charges imprévisibles telles que les séismes et représentent donc des facteurs précurseurs d'effondrement ou encore face à des environnements plus agressifs tels que les proximités immédiates des mers. Ces situations pathologiques sont mises en évidence après chaque séisme où des défauts flagrants de conceptions ou de réalisation combinés à des matériaux de construction de mauvaises qualités conduisent à des sinistres variables allant du simple désordre à l'effondrement total qui est souvent accompagné de pertes humaines et de dégâts matériels inestimables.

En terme de durabilité, on constate aujourd'hui qu'un certain nombre de structures présente des pathologies de servicibilité très importantes jusqu'à les rendre non-servicibles avant même d'atteindre partiellement leur durée de vie. Ceci est dû surtout à la mauvaise qualité du béton, matériau utilisé à plus de 90% par l'industrie de la construction en raison, entre autres, de sa souplesse d'utilisation et de son adaptabilité. Dans beaucoup de régions du monde, les bétons sont de mauvaise qualité ; la moyenne des résistances à l'écrasement tourne autour de 20 MPa quand ce n'est pas moins dans les régions du tiers monde. Avec un tel béton, la servicibilité des structures ne sera pas assurée pour longtemps et par conséquent leur durabilité à long terme sera sérieusement affectée. Comme conséquence aussi à ces mauvaises qualités de béton, l'utilisation des sections énormes dans les éléments de structures mettant en relief le gaspillage des matériaux de construction et la réduction de l'espace architectural exploitable.

Il est donc nécessaire de rechercher des méthodes efficaces et efficientes, pratiques et économiques pour améliorer la performance des structures aussi bien à court terme

qu'à long terme, en commençant avant tout par sélectionner un matériau de qualité. Concevoir et formuler un matériau béton qui se comporterait structurellement d'une manière adéquate est primordial à toute conception. Dans ce sens, le **béton à hautes performances** possède des qualités structurales adaptées avec des propriétés physico-mécaniques grandement améliorées par comparaison au béton ordinaire. Son manque de ductilité peut être rattrapé par l'utilisation de fibres d'acier ajoutées au mélange béton et par la conception de sections sous armées, qui se comporteraient d'une manière ductile. A long terme, sa compacité et son étanchéité font du BHP un matériau dense et imperméable aux agents agressifs, protégeant ainsi les aciers contre les attaques par corrosion ou autres. Ceci conduit ainsi à une meilleure durabilité qui répond pleinement aux exigences d'un développement durable. Cette compacité améliorée et qualité résistante élevée résulte en une bonne composition acier-béton par le biais d'une adhérence améliorée induisant une meilleure transmission des efforts entre les deux matériaux.

Cependant, malgré les nombreux avantages de ce matériau (gain en espace architectural, économie de matériau grâce aux sections réduites, moins susceptible aux détériorations et donc durabilité et économie à long terme), il reste structurellement inconnu aux concepteurs et encore moins aux utilisateurs. Dans ce sens, les lacunes et les insuffisances dévoilées après chaque séisme ont montré que l'archaïsme et l'empirisme ont toujours régné dans la confection, la mise en place et la cure du matériau béton en général, qui a tout le temps été considéré, à tort, comme une technologie stéréotypée de bas de gamme, ne nécessitant pas de main d'œuvre qualifiée. Ce matériau béton a donc besoin de beaucoup plus d'attention de la part des chercheurs en premier lieu et des utilisateurs ensuite afin d'édifier des constructions avant tout en sécurité et puis durables à long terme et économiques, nuisant le moins possible à l'environnement et contribuant à un développement durable. Le matériau béton à hautes performances (BHP) répond à ces objectifs et donc nécessite d'être étudié dans tous ses aspects. Malheureusement, ce matériau BHP qui commence à être utilisé dans certaines régions du monde, n'est pas encore connu par l'industrie de la construction dans beaucoup d'autres régions qui le considèrent plutôt comme un matériau de prestige malgré tous ses avantages.

Ainsi, il devient important de mieux connaître le matériau béton à hautes performances dans tous ses aspects, et donc de maîtriser son comportement structural afin de pouvoir l'utiliser en tant que matériau de construction en composition avec l'acier pour pouvoir

tirer plein profit de sa résistance en compression élevée et de sa compacité dense, le rendant un matériau à la fois résistant, durable à long terme et économique. La servicibilité du matériau, particulièrement son comportement vis-à-vis de la fissuration et donc sa dégradation et son endommagement nécessite une investigation profonde. En effet, souvent c'est la servicibilité du matériau béton et donc de la structure qui se détériore et écourte la durée de vie d'une construction. Dans ce sens, la réhabilitation et l'entretien des structures deviennent de plus en plus accrus et la recherche d'un matériau béton performant qui nécessiterait moins d'interventions est indispensable. Du point de vue flèches excessives, un matériau moins dégradé garderait son intégrité et donc sa rigidité durant la durée de service préconisée. Le comportement vis-à-vis de l'effort tranchant et la contribution des armatures transversales à la reprise de cette sollicitation est aussi un aspect insuffisamment investigué pour le béton à hautes performances. Dans ce sens, l'amélioration de la résistance à la compression s'accompagne-t-elle d'une amélioration dans les mêmes proportions en capacité portante à l'effort tranchant, sollicitation souvent critique dans les régions sismiques telles que révélées dans beaucoup de catastrophes sismiques. La nature de la fissuration diagonale causée par l'effort tranchant est – elle la même que celle du béton ordinaire et dans ce sens, l'effet de couture des fissures inclinées par les armatures transversales est-il le même dans les deux types de bétons, ou encore que ramènent les fibres d'aciers de plus au béton à hautes performances, sachant que la meilleure résistance à la compression s'accompagne par une meilleure adhérence acier-béton. La réduction des sections géométriques des éléments de structure en béton à hautes performances ne permet pas une utilisation dense d'armatures transversales, au risque d'empêcher une mise en place correcte du béton dans les coffrages. Cette problématique incite à étudier l'efficacité des fibres d'acier dans l'absorption des effets d'effort tranchant et leur possible remplacement des armatures transversales. Dans le même sens, les fibres permettraient certainement au béton à hautes performances, à l'origine fragile, d'être plus ductile sous chargement et donc déformable et souple dans sa rupture

Sur l'aspect comportement à l'effort tranchant, il est utile de signaler que cette sollicitation en béton armé est un topique qui continue d'être investigué avec beaucoup d'intérêt et ce malgré l'abondance de la littérature existante. En effet, le principe de l'effort tranchant en béton armé n'est toujours pas suffisamment explicité et l'on continue à utiliser des méthodes empiriques basées essentiellement sur l'expérimentation pour se prémunir contre les effets désastreux de cette sollicitation sur les structures en béton armé, particulièrement

en présence d'actions sismiques. Par mesures de précaution et surtout en raison d'une insuffisance de compréhension du phénomène de l'effort tranchant en béton armé, les calculs de conception sont toujours basés sur la contrainte d'effort tranchant maximale considérée par précaution comme étant distribuée uniformément à travers la section d'une poutre en béton armé. Les paramètres internes qui contribuent à la résistance du béton à l'effort tranchant ne sont pas clairement identifiés en fonction de leur contribution. Le modèle du treillis de Morsh, développé empiriquement pour prendre en considération la contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant, est basé sur l'épuisement injustifié de ces aciers. Comme conséquence de cette incompréhension de l'effort tranchant en béton armé, les règlements universels de calcul des éléments en béton armé ont des approches complètement divergentes vis-à-vis de cette sollicitation par comparaison à leurs approches vis-à-vis de la sollicitation de flexion pour laquelle tous ces règlements de calcul convergent. Ceci traduit une compréhension relativement meilleure du principe de la flexion par comparaison à celui de l'effort tranchant.

Aussi, devant l'absence d'une couverture adéquate du béton à hautes performances par les règlements universels, référence est souvent faite aux travaux de recherche portant sur ce matériau ou aux modèles existants développés essentiellement pour le béton ordinaire et l'on ne sait pas encore avec certitude si ces modèles existants sont valables pour le BHP. Donc sur le comportement structural du béton, le comportement à l'effort tranchant des éléments en béton armé, et encore plus celui des éléments en béton à hautes performances, est celui qui a le plus besoin de contributions afin de cerner sa problématique et réduire les divergences dans les approches de conception. Dans ce sens, les quelques travaux publiés [1] sur le béton à hautes performances (BHP) reportent un mode de fissuration diagonale complètement différent de celui du béton ordinaire (BO). Ces fissures semblent être droites et transgranulaires par comparaison au béton ordinaire où elles contournent les particules des granulats. Ceci peut être lié à la nature de la pâte de ciment, très résistante en BHP par comparaison à celle du béton ordinaire. La présence des fibres d'acier pourrait permettre de recoller les deux faces d'une fissure et rétablir ainsi l'engrenage des agrégats qui semble être a priori moins efficace dans ce matériau.

2. Objectifs de la recherche

Ce travail vise à mieux connaître le matériau béton à hautes performances et donc à maîtriser son comportement structural afin de pouvoir l'utiliser en tant que matériau de

construction en composition avec l'acier et ainsi tirer profit de sa résistance en compression élevée et de sa compacité dense, le rendant un matériau à la fois résistant, durable à long terme et économique. Ainsi, les objectifs de ce travail consistent d'abord à proposer un 'cheminement' à travers une étude sélective des ingrédients pour formuler un **béton hautement performant**. Ce matériau béton à hautes performances est ensuite caractérisé pour déterminer ses propriétés physico-mécaniques à l'état frais et à l'état durci. Une fois le matériau caractérisé du point de vue propriétés intrinsèques, son comportement structural sous chargement sera étudié. Dans ce sens, son comportement sous les sollicitations de flexion et celui sous l'effort tranchant seront investigués. L'influence des renforcements en fibres d'acier sur ces comportements sous chargement sera particulièrement étudiée, aussi bien à l'état de service qu'à l'état ultime. Dans ce sens, la possibilité de remplacement des armatures transversales par les fibres d'acier comme renforcement contre les effets désastreux de l'effort tranchant constitue un objectif pour le béton à hautes performances pour à la fois rendre ce matériau, à l'origine fragile, plus ductile et aussi solutionner le problème de congestion des barres d'acier dans des sections plus fines. Pour cela, la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant sera particulièrement étudiée dans l'objectif de la modéliser qualitativement et quantitativement. Dans tout le travail, une attention particulière sera accordée à l'applicabilité des règlements universels majeurs de conception au béton armé de hautes performances.

3. Plan de travail

Le travail de la présente recherche est constitué de deux parties, une étude bibliographique pour situer l'état de la recherche sur le thème abordé et une étude expérimentale portant aussi bien sur des éléments de structures (poutres) en béton ordinaire avec et sans fibres que sur des éléments en béton à hautes performances avec et sans fibres d'acier. Ainsi, dans le chapitre 1 de l'étude bibliographique, la problématique de l'effort tranchant en béton armé en général est étudiée à travers la littérature et les différentes approches réglementaires revues et critiquées. Le deuxième et dernier chapitre de cette étude bibliographique consiste en un état de l'art sur les bétons de fibres métalliques (BFM). Ainsi, les fibres les plus usuelles dans le renforcement du béton et le domaine d'application de ce matériau dans les structures de génie civil sont présentés. Un intérêt particulier est accordé au comportement mécanique du béton de fibres métallique, tel le comportement

vis à vis de l'effort tranchant. Dans ce sens, les différents modèles existants dans la littérature, et qui permettent d'estimer la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant sont examinés. Ces modèles sont par la suite utilisés dans la partie expérimentale pour être calibrés par les résultats expérimentaux de la présente étude.

L'étude expérimentale présentée dans la deuxième partie de cette thèse commence par le chapitre 3 avec une description du programme expérimental qui aborde d'abord la formulation et la caractérisation d'un BHP sans fibres d'acier et avec fibres d'acier de résistance moyenne 65 MPa. Ce matériau béton est ensuite utilisé pour fabriquer des corps d'épreuves consistant en des poutres avec différents types de renforcement en armatures transversales et en fibres d'acier. Parallèlement, les mêmes spécimens ont été fabriqués en béton ordinaire avec et sans fibres d'acier pour des fins de comparaison. A l'échelle de la structure, des essais de flexion quatre points ont été effectués sur les spécimens de poutres ainsi fabriquées avec une géométrie de chargement spécialement conçue pour avoir un comportement typique en effort tranchant. Les essais de chargement ont été enregistrés par une caméra digitale braquée sur les zones critiques des corps d'épreuve sous expérimentation. Un logiciel Gom Aramis permet ensuite d'analyser les images enregistrées pour avoir les déformations et les fissures. Le comportement structural du BHP avec et sans fibres d'acier en flexion est étudié au chapitre 4 à travers le chargement jusqu'à rupture des poutres faites de ce matériau. Ce comportement en flexion est apprécié par le développement des fissures de flexion, les moments de fissuration, les flèches des poutres et leur ductilité et enfin les moments ultimes de ruine. Dans ce chapitre, l'applicabilité des règlements majeurs de conception en béton armé au béton à hautes performances avec et sans fibres d'acier, notamment les dispositions vis-à-vis des ouvertures de fissures, vis à vis du calcul des flèches et enfin vis-à-vis de la capacité portante en flexion, est examinée et des recommandations sont émises. Au chapitre 5 de la partie expérimentale, c'est plutôt le comportement en effort tranchant des poutres faites de béton à hautes performances avec et sans armatures transversales qui est examiné. Dans ce sillage, l'applicabilité des dispositions réglementaires majeurs sur l'effort tranchant au matériau BHP est évaluée en se servant des résultats expérimentaux obtenus. Le chapitre 6 de la partie expérimentale porte sur l'apport des fibres à la résistance à l'effort tranchant du béton à hautes performances. Dans ce sens, et en se basant sur les résultats obtenus dans ce travail et sur d'autres résultats tirés de la littérature, un modèle est proposé pour une appréciation qualitative et quantitative de la contribution à la capacité de résistance en

Introduction générale

effort tranchant des bétons à hautes performance renforcés de fibres d'acier. Le modèle proposé, qui est comparé à d'autres modèles existants, présente une certaine fiabilité.

Sur la base des résultats de ce travail, des conclusions sont faites sur les avantages du matériau béton à hautes performances dans les constructions et sur l'amélioration dans les comportements en flexion et particulièrement en effort tranchant qu'apportent les fibres d'acier comme renforcement dans ce matériau BHP.

PARTIE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 01

Effort tranchant en béton armé

Chapitre 01

Effort tranchant en béton armé

1.1. Introduction

Une bibliographie importante existe sur l'effort tranchant dans le béton armé tant d'un point de vue analytique qu'expérimental. Néanmoins, aucune étude systématique et incontestée n'a été développée pour le calcul et le dimensionnement des éléments en béton armé soumis à l'effort tranchant. Cette lacune est reflétée dans les différents codes et documents techniques, qui ont des contenus complètement différents suivant les pays. Ceci souligne la diversité des opinions sur le comportement structural du béton vis à vis de l'effort tranchant. En comparaison, les méthodes de calcul de flexion en béton armé présentent des différences négligeables en approche à travers le monde. En calcul de structure béton, l'effort tranchant reste donc à l'heure actuelle un sujet de débat sur lequel il n'existe aucune théorie capable d'expliquer la majorité des aspects de comportements sous cette sollicitation.

Les formules existantes sont des formules semi empiriques, fondées sur des observations sur le béton ordinaire. Les bétons à haute performance sont en général plus fragiles. Cette différence de comportement par rapport au béton ordinaire implique que des modèles semi empiriques soient développés à partir d'expérimentations sur le BHP. Dans la pratique actuelle, plusieurs paramètres de calcul et équations dans les règlements sont dérivés à partir des programmes de recherche expérimentaux utilisant un béton ne dépassant pas 40 MPa. Par conséquent, il est raisonnable de vérifier la validité de ces équations pour des bétons dépassant les 40 MPa tels que les BHP d'aujourd'hui.

Récemment, un grand intérêt a été accordé à la résistance au cisaillement des bétons à hautes performances ($f_{c28} \geq 40$ MPa) (le terme « haute performance » est cependant utilisé avec un sens relatif, car un béton qui est considéré comme ordinaire dans une pratique peut-être considéré comme de hautes performances dans une autre. En Algérie, un béton ayant une résistance à la compression de plus de 40 MPa est considéré comme béton à hautes performances, au vue de la faible qualité de nos formulations sur les chantiers.

Des chercheurs et concepteurs [1-3] relatent que le BHP ne résiste pas fortement au cisaillement parce que les surfaces de fissures sont relativement lisses, indiquant que la contribution de l'engrènement des granulats à la résistance au cisaillement du matériau est probablement diminuée. Dans ce chapitre, un aperçu général des phénomènes observés

dans les mécanismes de rupture des poutres en présence d'effort tranchant est présenté, suivi des principales méthodes d'analyse de ces phénomènes et de dimensionnement utilisées dans la littérature.

1.2. Types de rupture des poutres en béton armé

La rupture par effort tranchant est généralement mise en évidence par des essais de « flexion quatre points » (Figure 1.1). Ce dispositif permet d'étudier une combinaison de deux actions : une flexion pure entre les deux points de chargement et un effort tranchant constant entre les points de chargement et les appuis.



Figure 1.1 : Flexion quatre points

1.2.1. Rupture par flexion

Les observations expérimentales ont montré que, en général, les fissures prennent naissance en tant que micro-fissures puis se développent en fissures avec des ouvertures mesurables. Une fissure devient visible à l'œil nu à partir d'une ouverture de l'ordre de 0.1 mm . L'ouverture d'une fissure de flexion est en général maximale à la face la plus tendue et nulle au niveau de l'axe neutre.

Dans une poutre élancée, les premières fissures de flexion apparaissent bien avant que la charge ultime soit atteinte.

A un état de chargement défini, la rupture de la poutre se produit soit par un écrasement de la zone de compression du béton soit par la rupture des armatures longitudinales.

(Figure 1.2). Ainsi une légère augmentation de la charge est suivie par de grands déplacements qui causent le prolongement et l'élargissement des fissures. Par conséquent la hauteur de la zone de compression se réduit. Un dépassement de la résistance à la

compression du béton entrainera la destruction de la zone de compression causant ainsi la rupture par flexion de la poutre.

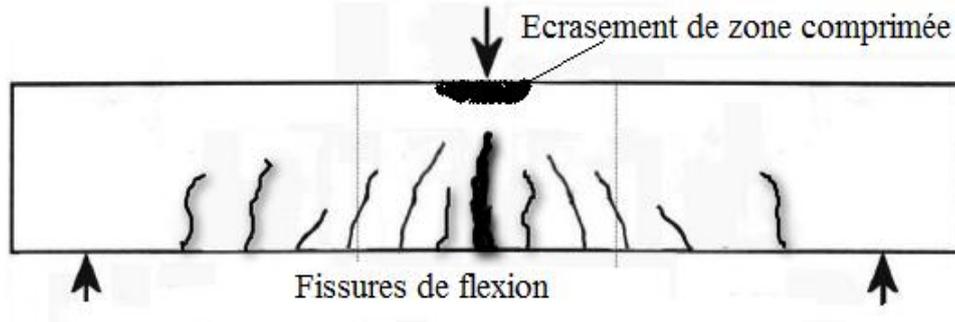


Figure 1.2 : Rupture par flexion

1.2.2. Rupture par effort tranchant

La rupture par effort tranchant est caractérisée par une ruine simultanée à l'apparition de fissures inclinées, reliant le point d'application de la charge et l'appui (Figure 1.3)

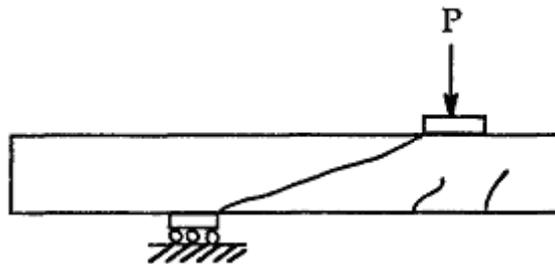


Figure 1.3 : Rupture par effort tranchant

1.2.3. Rupture par flexion-effort tranchant

Après le chargement d'une poutre, si les contraintes dans le béton dépassent la résistance à la traction de celui-ci, des fissures se forment le long de la zone tendue de la poutre dépendant du moment fléchissant et du pourcentage des aciers tendus. Par la suite, ces fissures se prolongent verticalement, et commencent à s'incliner sous l'effet des contraintes de cisaillement, et sous une redistribution des contraintes dans les aciers et le béton. Elles s'étendent en longueur et en profondeur, en même temps une destruction de l'adhérence acier-béton a lieu le long des armatures longitudinales.

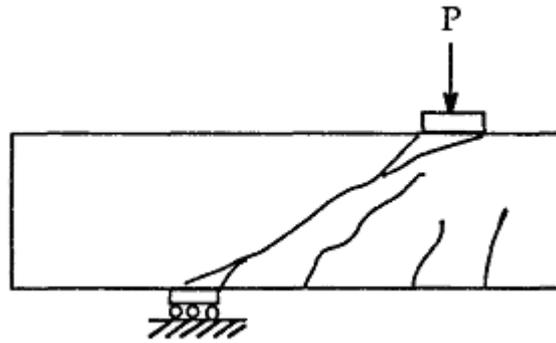


Figure 1.4 : Rupture par flexion-effort tranchant

Les résultats de plusieurs travaux expérimentaux montrent que dans des poutres ayant des sections et des ferrailages constants, le mode de rupture dépend essentiellement du rapport « portée de cisaillement sur hauteur utile (a/d) ». Sur la base de cette dépendance, Kotsovov [4] et Kani [5] ont suggéré que les modes de rupture d'une poutre en béton armé peuvent être classés en quatre types (Figure 1.5) :

Type 1 : caractérisé par une rupture par flexion, où la poutre peut atteindre sa capacité maximale de flexion.

Type 2 : caractérisé par une rupture causée par une fissure inclinée formée à partir d'une fissure de flexion, qui se propage rapidement dans les deux sens, vers le point de chargement, et le point de support le long des barres longitudinales détruisant ainsi l'adhérence entre l'acier et le béton.

Type 3 : caractérisée par une rupture causée par une fissure inclinée formée indépendamment des fissures de flexion. La poutre reste stable après la fissuration diagonale. Une augmentation du chargement entraîne la pénétration de cette fissure dans la zone de compression du béton vers le point de chargement suivi par un écrasement du béton comprimé, souvent d'une façon explosive.

Type 4 : caractérisé par une rupture causée par une fissure inclinée joignant le point de chargement et le point de support. Avec l'augmentation du chargement, la fissure inclinée se propage dans les deux sens : vers les points de chargement et de support. Quand cette fissure a suffisamment pénétré dans la zone de compression, le béton s'écrase.

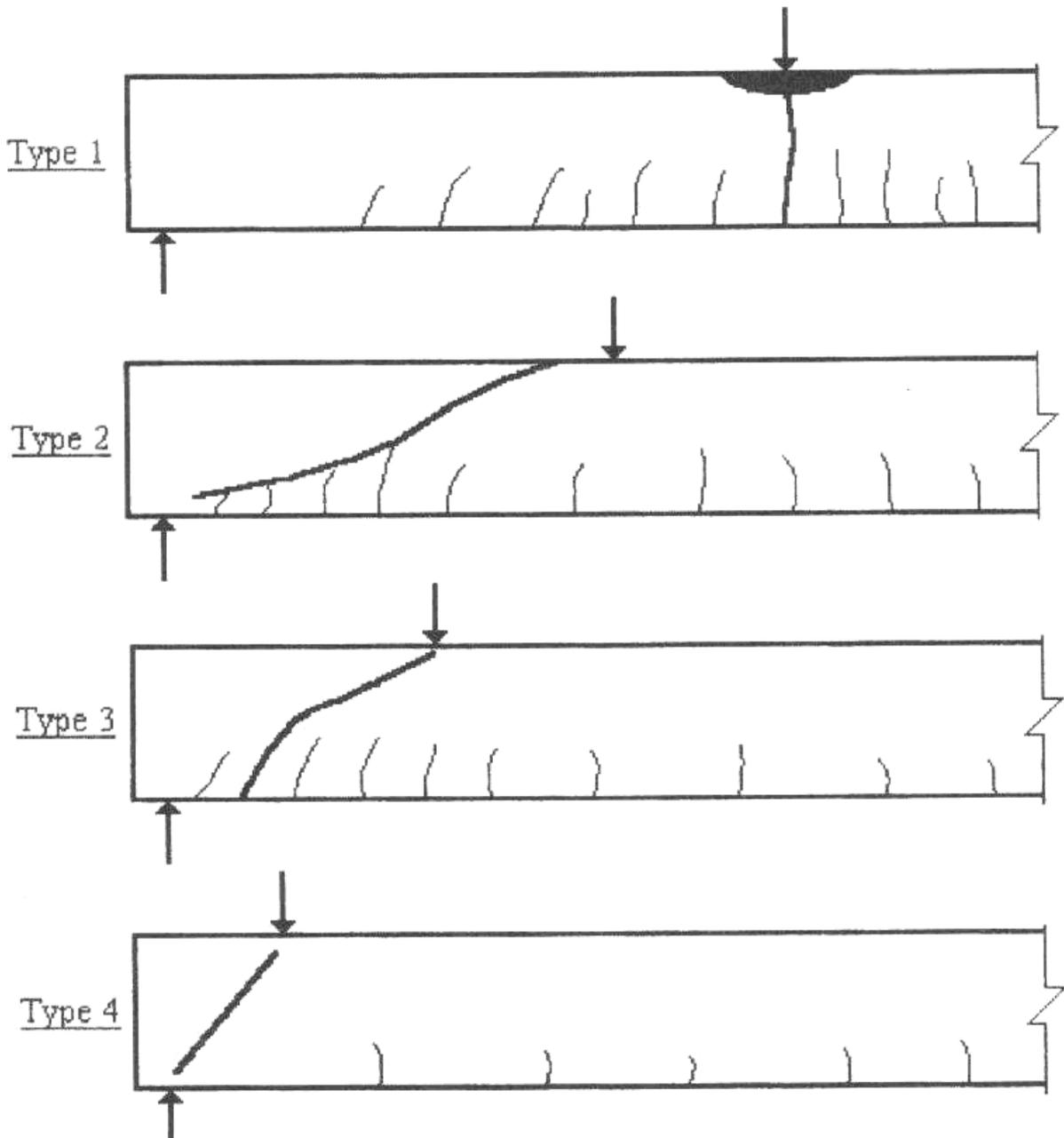


Figure 1.5: Mode de rupture d'une poutre soumise à la flexion quatre points

1.3. Mécanisme de transfert de l'effort tranchant

L'effort tranchant est transmis d'un plan à un autre dans les éléments en béton armé de diverses manières. Les modes de rupture dépendent de la manière dont cet effort est transmis. Les principaux types de transfert de l'effort tranchant sont donnés ci-dessous.

1.3.1. Zone de compression

La transmission la plus simple de l'effort tranchant est assurée par les contraintes de cisaillement provoquées dans les éléments non fissurés ou dans les portions non fissurées

de ces éléments. L'interaction entre ces contraintes et les contraintes de traction et de compression produit des contraintes principales qui peuvent causer des fissures inclinées ou un écrasement du béton [6].

1.3.2. Engrenage des agrégats

Il y a plusieurs cas par lesquels l'effort tranchant est transmis à travers un plan défini où un glissement peut avoir lieu. Si le plan considéré est une surface fissurée, la rupture est manifestée par un glissement ou un mouvement relatif le long de la fissure. Si le plan est localisé dans un béton monolithe, plusieurs fissures inclinées sont formées à travers la surface.

1.3.3. Effet gougeon

Si une barre longitudinale est interceptée par une fissure, les déplacements dus à l'effort tranchant le long de cette fissure seront réduits partiellement par la force de gougeon dans la barre. L'effet gougeon produit une traction dans le béton, et en combinaison avec la force d'adhérence acier-béton il se forme des fissures de glissement le long des barres, qui tendent à réduire la rigidité du béton. Après le glissement, la force de gougeon dépend de la rigidité du béton sous les barres et de la distance du point d'application de l'effort tranchant au premier cadre supportant l'effort.

Dans ses analyses, Chana [7] a montré que : « dans une poutre avec des cadres inclinés, le cisaillement est accompagné par un épuisement de la capacité en effort tranchant des barres longitudinales ». Réciproquement, dans une poutre sans cadre ou avec des cadres très espacés, la force de gougeon provoque un glissement du béton le long des barres ; une rupture précoce est très probable.

1.3.4. Action d'arc

Dans les poutres profondes (poutres cloisons), une partie de la charge est transmise aux supports par une action d'arc. Cette dernière n'est pas un mécanisme de transfert dès lors qu'elle ne transmet aucune force tangentielle à un plan parallèle tout proche. A priori, cette action permet de transmettre à la réaction une force verticale concentrée (Figure. 1.6)

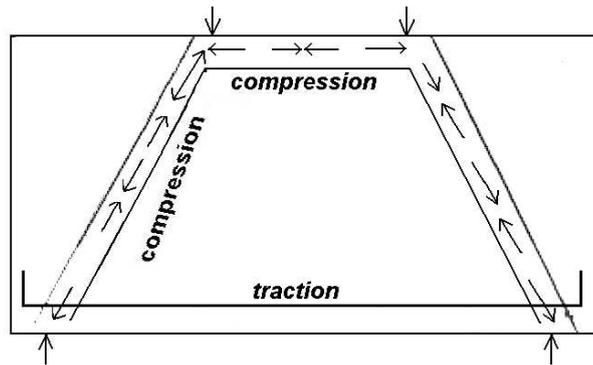


Figure 1.6 : Action d'arc dans une poutre

Pour un développement de l'action d'arc, la présence d'une composante verticale de la réaction à la base de l'arc est nécessaire. Dans les poutres, cette composante est représentée par la force de traction des barres de flexion.

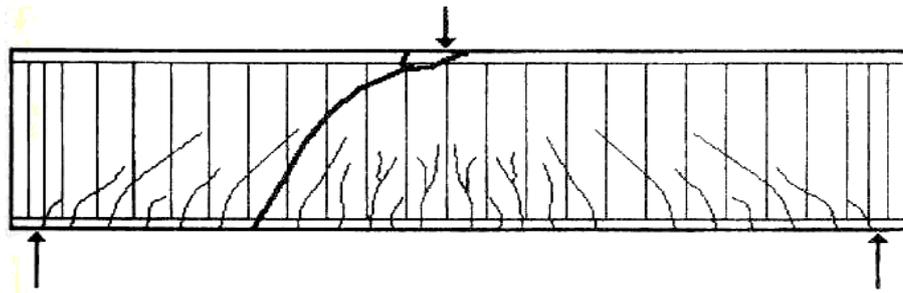
Dans les poutres, l'action d'arc se forme non seulement à l'extérieur de la fissure extrême, mais aussi entre les fissures diagonales de traction. Une partie de la compression d'arc est reprise par l'effet gougeon permettant la formation de fissures de glissement le long des barres longitudinales. Il a été observé que les cadres voisins de la base des fissures inclinées sont considérés comme supports de l'arc [8].

1.3.5. Armatures transversales

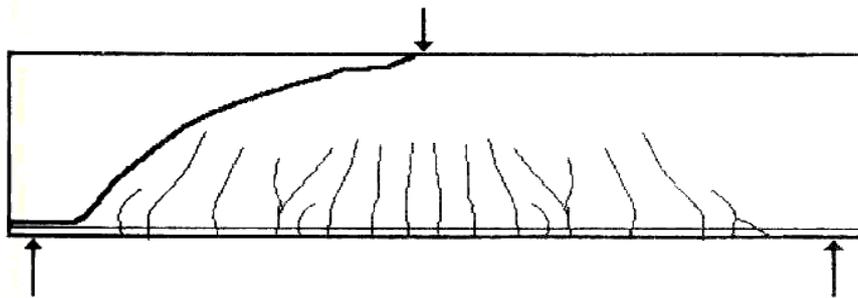
L'action des armatures dans les poutres constitue une partie prépondérante dans l'analogie du treillis de Morsch. Pour cela il est utile d'examiner la contribution de ces armatures aux différentes actions de transfert de l'effort tranchant.

En plus de l'effort tranchant repris par le même cadre lorsqu'il est intercepté par une fissure inclinée, ces armatures contribuent intensivement à l'amélioration de l'engrenage des agrégats, de l'action de gougeon et de l'action d'arc, et ainsi de la résistance de la poutre en augmentant la capacité portante en effort tranchant [6].

Cependant, des essais menés par Bresler [9] sur des poutres en béton armé chargées sous une force concentrée ont indiqué que la rupture par cisaillement des poutres avec armatures transversales se produit dans la portée de cisaillement près du point de chargement. Elle se produit près de l'appui dans le cas des poutres sans armatures transversales, ayant les mêmes caractéristiques géométriques et armatures principales, comme le montre clairement la Figure 1.7



(a) Poutre avec armatures transversales



(b) Poutre sans armatures transversales

Figure 1.7 : Effet des armatures transversales sur la résistance à l'effort tranchant

1.4. Comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé

1.4.1. Poutres sans armatures transversales

Quand la contrainte de traction diagonale atteint la contrainte de traction du béton, une *fissure diagonale* se développe (Figure 1.8). Ce comportement de fissuration diagonale est très influencé par les contraintes de cisaillement. Cependant aujourd'hui on ne sait pas encore évaluer exactement et calculer ces contraintes de cisaillement en béton structural.

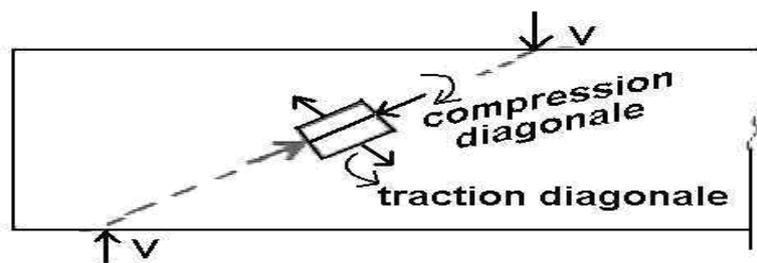


Figure 1.8 : Comportement de fissuration diagonale dans une poutre sans armatures transversales [10]

Les premières théories [10] ont proposé, pour les éléments en béton, des simplifications, non justifiées jusqu'à ce jour, faisant l'hypothèse qu'au dessous de l'axe neutre la contrainte de cisaillement est constante et égale à $v = \frac{V}{bZ}$, (b étant la largeur de la poutre et Z son bras de levier : distance entre la résultante des efforts de compression et la résultante des efforts de traction) et qu'au dessus de l'axe neutre, v tend paraboliquement vers zéro au niveau de la face de compression (Figure. 1.9)

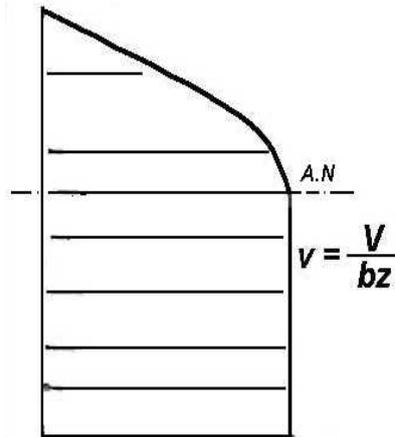


Figure 1.9 : Distribution des contraintes de cisaillement [10]

L'utilisation du concept de *contrainte de cisaillement nominale* ($v = \frac{V}{bd}$, d : hauteur utile ; remplace Z) a été encouragé parce que ce concept est plus conservatif, et permet une certaine marge de sécurité.

Considérons le mécanisme de transfert des forces dans la poutre fissurée (Figure. 1.10):

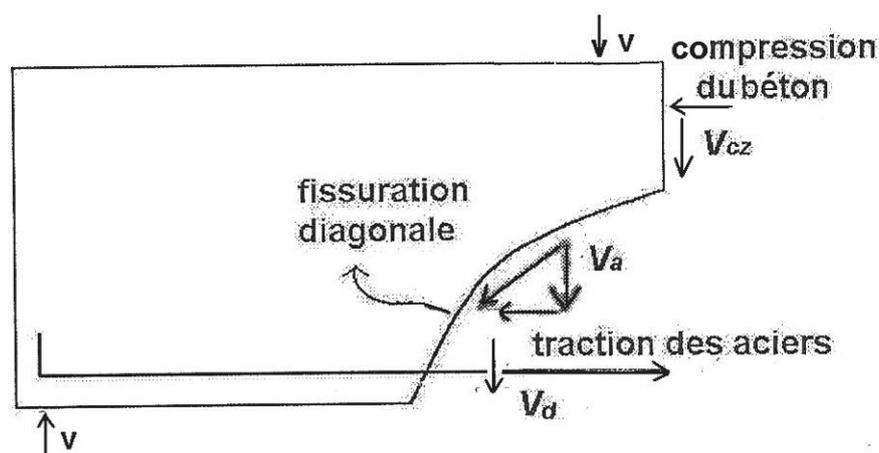


Figure 1.10 : Mécanisme de transfert des forces dans une poutre sans armatures transversales

Il est généralement accepté que l'effort tranchant V est supporté par une combinaison d'actions provenant de la zone de compression non fissurée V_{CZ} , de l'effet Gougeon des aciers longitudinaux V_d , et de l'engrenage des agrégats V_a c'est à dire :

$$V = V_{CZ} + V_d + V_a \quad (1.1)$$

La contribution des différentes composantes n'est pas établie avec exactitude.

Taylor [11], Fenwick et Paulay [12], ont évalué les trois composantes selon les proportions suivantes, montrées dans la figure 1.11 :

- zone de compression $V_{CZ} = 20$ à 40% de V
- effet Gougeon $V_d = 15$ à 25% de V
- engrenage des agrégats $V_a = 35$ à 50% de V

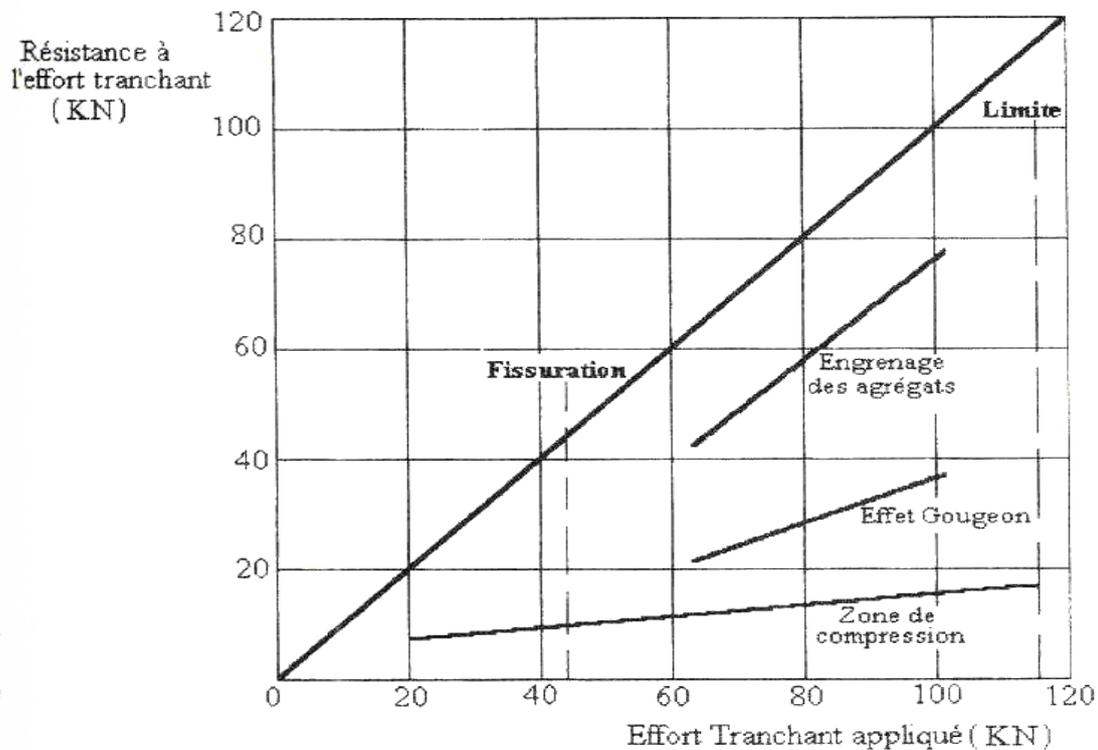


Figure 1.11 : Distribution de l'effort tranchant dans une poutre sans armatures transversales [11]

Sarkar et al [13] rapportent que la contribution des différents composants de cisaillement à l'état ultime pour une plage de résistance de béton $40 < f_{cu} < 110 \text{ MPa}$ est comme suit:

- zone de compression $V_{CZ} = 13$ à 17% de V
- effet gougeon $V_d = 43$ à 53% de V
- engrenage des agrégats $V_a = 34$ à 40% de V

L'absence d'une approche universellement acceptée pour le calcul et la vérification vis à vis de l'effort tranchant provient peut être de la difficulté d'unifier ces trois actions sous une seule théorie rationnelle.

Selon Taylor [11], avec l'application de l'effort tranchant, l'effet gougeon V_d est le premier à atteindre sa capacité. Ensuite une proportion importante en effort est transférée à l'engrenage des agrégats V_a . Ce mécanisme s'épuise en deuxième position, nécessitant un transfert rapide de l'effort vers la zone de compression. Ce transfert résulte souvent en une rupture brutale et explosive de la zone de compression.

Comme la résistance à la compression du béton augmente, le cisaillement relatif porté par l'action de gougeon n'augmente pas proportionnellement à cette résistance [13] et l'effet engrenage des agrégats se trouve grandement diminué voir nul [14].

Le pourcentage porté par les agrégats dépend fortement de la rugosité de la surface de la fissure et l'ouverture de la fissure [15].

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 et donc la rupture de la poutre se produit (la rupture est initiée par écrasement du béton) [14,16].

1.4.2. Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant

Les méthodes de calcul réglementaires [ACI 318 ; BS8110, BAEL 91; Eurocode 2] pour déterminer la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé sans armatures transversales sont résumées ci-dessous :

Le règlement Américain (ACI 318) [17] donne l'équation suivante

$$V_c = \frac{1}{7} \left(\sqrt{f_c} + 120 \rho \frac{d}{a} \right) b_w d \quad (1.2)$$

Avec :

f_c : la résistance à la compression du béton.

ρ : le taux d'armatures longitudinales,

b_w : la largeur de la section,

d : la hauteur utile.

a : la portée de cisaillement

Le règlement Britannique (BS8110) [18] propose deux équations :

$$V_c = \frac{0.79}{\gamma_m} (100\rho)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3} b_w d \quad \text{Si } \frac{a}{d} \geq 2 \quad (1.3-a)$$

$$V_c = \left(2 \frac{d}{a}\right) \frac{0.79}{\gamma_m} (100\rho)^{1/3} \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4} \left(\frac{f_{cu}}{25}\right)^{1/3} b_w d \quad \text{Si } \frac{a}{d} < 2 \quad (1.3-b)$$

Avec :

A_s : l'aire de la section d'armatures longitudinales

γ_m : coefficient de sécurité partiel du béton vis-à-vis de l'effort tranchant

f_{cu} : contrainte de compression sur cube ($f_c = 0.8f_{cu}$)

L'équation (1.3-a) ignore l'effet du rapport a/d. Elle tient compte de l'effet d'échelle par le terme $(400/d)^{1/4}$.

Dans le règlement Européen Eurocode 2 [19] la résistance à l'effort tranchant aux Etats Limites Ultimes d'une section en zone fissurée en flexion sans armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$V_c = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.18 \left[k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{1/3} \right] b_w d \\ 0.035 k^2 \cdot f_{cm}^{1/2} b_w d \end{array} \right\} \quad (1.4)$$

Avec :

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 ; d \text{ exprimé en mm.}$$

f_{cm} est la résistance en compression moyenne du béton.

Le règlement français (BAEL) [20] recommande l'équation suivante:

$$V_c = 0,3 f_t \cdot K \cdot b_w \cdot d \quad (1.5)$$

Où: k=1 pour la flexion simple

Dans le BAEL 91, on ne tient pas compte du taux d'armature longitudinale (ρ) ni du rapport a/d. En cas de reprise de bétonnage k =0, et donc pas de contribution du béton.

Zsutty [21] a proposé deux équations :

$$V_c = \left(10 \rho f_c' \frac{d}{a}\right)^{1/3} b_w d \quad \text{Si } \frac{a}{d} \geq 2.5 \quad (1.6-a)$$

$$V_c = (160 \rho f_c')^{1/3} \left(\frac{d}{a}\right)^{4/3} b_w d \quad \text{Si } \frac{a}{d} < 2.5 \quad (1.6-b)$$

La Figure 1.12 présente la variation de la contribution du béton (V_c) à la résistance à l'effort tranchant en fonction de la résistance à la compression du béton, dans une poutre en béton armé sans armatures transversales, calculée par les six modèles présentés ci-dessus.

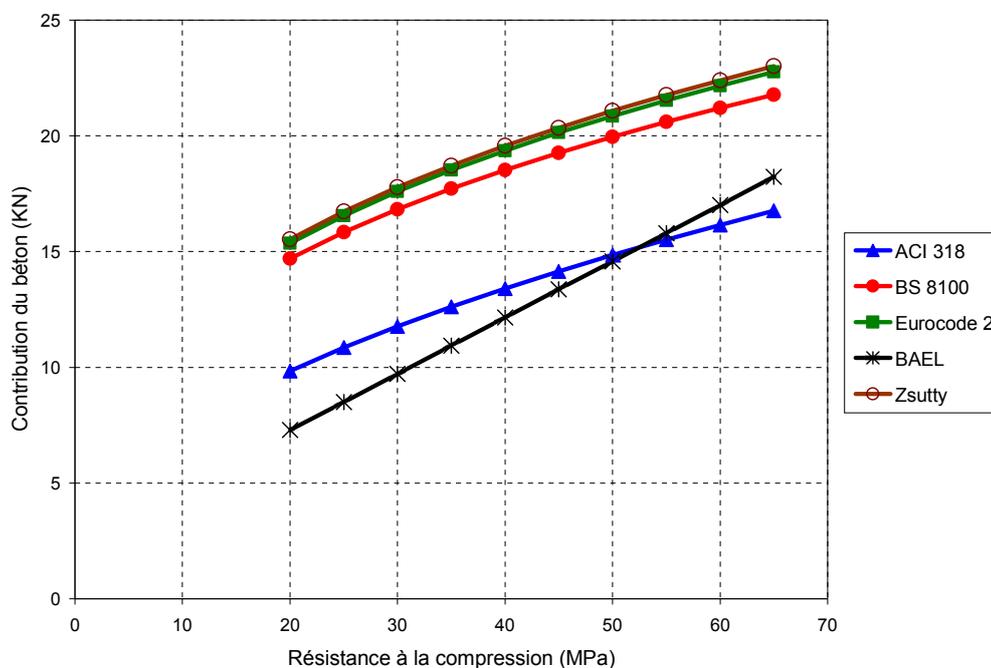


Figure 1.12 : Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant dans une poutre sans armatures transversales

1.4.3. Poutres avec armatures transversales

La capacité en effort tranchant peut être améliorée par la présence d'armatures transversales. La présence de ces armatures conduit à une amélioration de la ductilité de la poutre et réduit considérablement les chances d'une rupture soudaine et catastrophique, qui est souvent le cas pour une poutre sans aciers transversaux (*rupture fragile*).

Les cadres et les étriers sont les plus souvent utilisés comme armatures transversales. Avant la fissuration diagonale, l'effort tranchant V ne produit pratiquement aucune contrainte dans les armatures transversales. Quant la fissure diagonale se forme, toute barre sur le chemin de cette fissure va soudainement reprendre une portion de l'effort tranchant V ; les autres barres restent pratiquement non-sollicitées.

Le mécanisme de transfert des forces est le suivant (Figure 1.13)

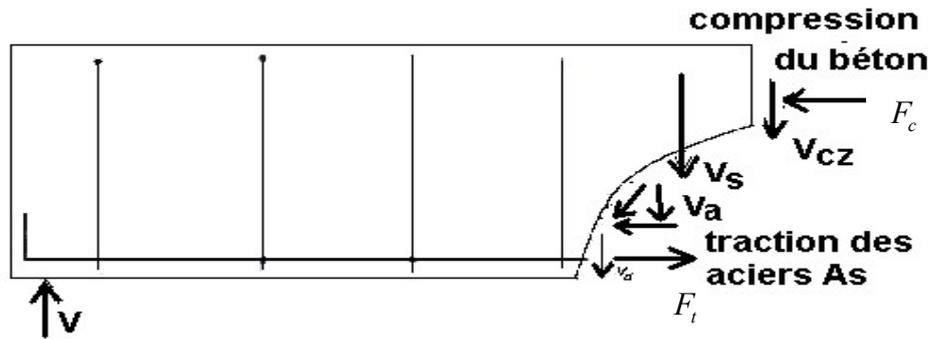


Figure 1.13: Mécanisme de transfert des forces dans une poutre avec armatures transversales

V_s = effort tranchant repris par les armatures transversales

$$V = \underbrace{V_{CZ} + V_a + V_d}_{V_b} + \underbrace{V_s}_{V_s} \quad (1.7)$$

Conventionnellement V_b désigne l'effort tranchant repris par le béton et V_s l'effort tranchant repris par les armatures transversales.

Dans une poutre typique, avec l'augmentation de l'effort V , les armatures transversales atteignent leur limite élastique f_e et donc l'effort V_s repris par les aciers reste constant (égal à la valeur limite) par la suite. L'augmentation de l'effort V doit alors être reprise par V_{CZ} , V_d et V_a . Avec l'ouverture importante de la fissure diagonale, l'engrenage des agrégats et l'effet Gougeon deviennent moins effectifs et s'atténuent, forçant une reprise quasiment complète par compression (effort V_{CZ}). La rupture de la poutre se produit alors.

La Figure 1.14 montre les variations des différentes composantes représentées sur la Figure 1.13.

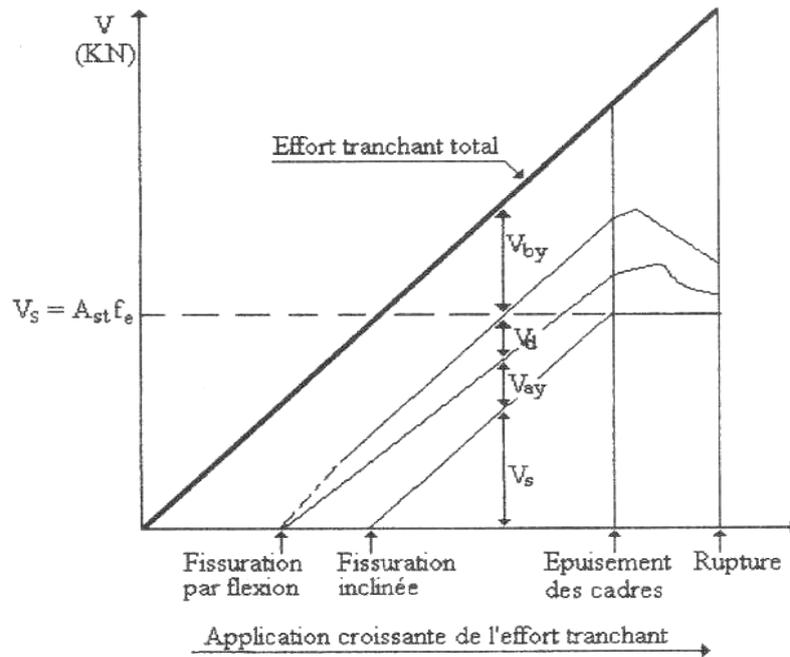


Figure 1.14 : Distribution de l'effort tranchant dans une poutre avec armatures transversales [22]

Dans la pratique courante, l'analogie du treillis est utilisée pour analyser les contraintes dans les armatures transversales comme dans la Figure 1.15 :

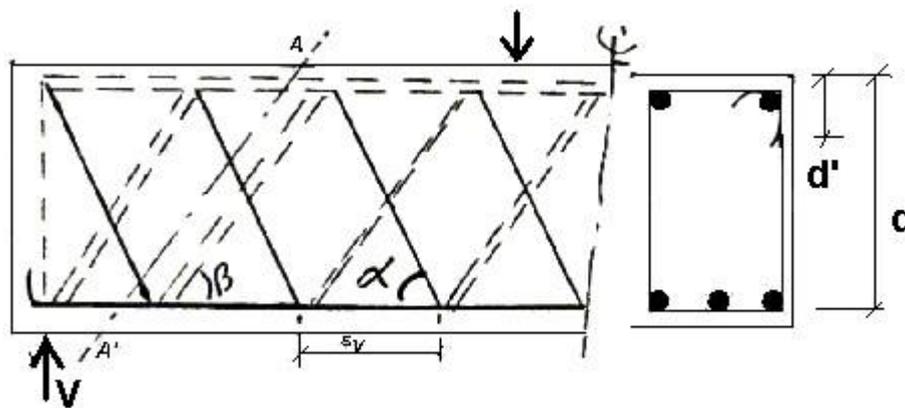


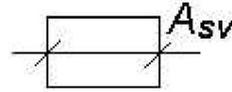
Figure 1.15 : Analogie du treillis

Dans cette Figure, les armatures d'effort tranchant sont supposées former les membres tendus d'un treillis imaginaire, les bielles du béton comprimé constituent les membres comprimés.

La résistance V_s est offerte par la composante verticale de la force de traction $A_{sv} f_{yv}$ dans chaque barre traversée par la section AA'

$$\begin{aligned}
 V_s &= A_{sv} f_{yv} \sin \alpha \left[\text{nombre de barres traversées par } A-A' \right] \\
 V_s &= A_{sv} f_{yv} \sin \alpha \left[\frac{(d-d') \cot \alpha + (d-d') \cot \beta}{S_v} \right] \\
 V_s &= A_{sv} f_{yv} \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \beta) \frac{(d-d')}{S_v} \\
 V_s &= A_{sv} f_{yv} (\cos \alpha + \sin \alpha \cot \beta) \frac{(d-d')}{S_v}
 \end{aligned} \tag{1.8}$$

Avec A_{sv} = aire de deux bras d'armatures



f_{yv} = résistance caractéristique des armatures transversales

d = hauteur utile ou hauteur effective, c'est la distance entre la fibre la plus comprimée et le point de passage de l'effort de traction dans l'armature.

d' = distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures comprimées

Pour des armatures verticales, $\alpha = 90^\circ$, l'équation devient :

$$V_s = A_{sv} f_{yv} \left(\frac{d-d'}{S_v} \right) \cot \beta \approx A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_v} \cot \beta \tag{1.9}$$

Les essais expérimentaux ont conduit à recommander que β pouvait être pris égale à 45° ,

donc avec $\cot \beta = 1$, l'équation devient : $V_s = A_{sv} f_{yv} \frac{d}{S_v}$

Avec $V = V_c + V_s \Rightarrow V_s = V - V_c$

Si on écrit que $V = vbd$ et $v_c bd = V_c$, l'équation ci-dessus pour la détermination des armatures transversales devient :

$$(v - v_c) b = \frac{A_{sv} f_{yv}}{S_v} \tag{1.10} \text{ (formule utilisée dans les codes et ouvrages techniques pour la détermination des armatures transversales)}$$

Quand les armatures d'âme consistent en des barres relevées il est raisonnable d'utiliser l'équation originale, c'est à dire :

$$(\text{effort tranchant repris par le système de barres relevées}) = A_{sv} f_{yv} [\cos \alpha + \sin \alpha \cot \beta] \left(\frac{d-d'}{S_v} \right)$$

Avec les observations expérimentales suivantes :

a – l'angle α ne doit pas être inférieur à 45°

b – l'espacement S_v ne doit pas dépasser $1.5 d$ sinon l'angle β tend à devenir inférieur à 45° avec comme conséquence l'inefficacité du système de barres relevées.

Il est à noter que l'analyse du treillis n'est qu'un moyen de calcul. Si cette méthode est conceptuellement concevable, elle présente un modèle très simplifié d'une poutre en béton armé soumise à l'effort tranchant.

- Par exemple, le modèle de l'analogie du treillis ignore complètement l'interaction favorable entre les armatures d'âme, l'engrenage d'agrégats et l'effet Gougeon. C'est pour cette raison que ce modèle donne des résultats conservatifs.

- L'analogie du treillis suppose que la rupture de la poutre est initiée par épuisement ou déformation excessive de l'armature de l'âme ; dans les poutres à âme mince (poutre en T ou en I), la rupture est souvent initiée par écrasement du béton de l'âme.

Le principal intérêt de la méthode du treillis réside dans sa simplicité. Elle donne une manière de calculer un ordre de grandeur des efforts dans les aciers. De nombreux essais ont cependant montré que les résultats donnés par la méthode du treillis amènent à surestimer les efforts dans les armatures. Ce modèle très simplifié est cependant à la base des codes de dimensionnement actuels.

1.4.4. Contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant

La résistance ultime à l'effort tranchant des poutres avec armatures transversales est donnée par la formule suivante :

$$V = V_c + V_s \quad (1.11)$$

Les règlements de calcul [Eurocode2, BAEL, l'ACI318 et BS8110] distinguent les contributions individuelles du béton (V_c) et des armatures transversales (V_s) (cadres et étriers), à la résistance à l'effort tranchant, avec l'hypothèse que les matériaux peuvent atteindre leur capacité ultime.

La contribution du béton (V_c) dans la résistance à l'effort tranchant est présentée aux équations (1.2) à (1.6).

Pour la reprise d'effort par les armatures transversales, l'ACI 318 [17] recommande la relation suivante:

$$V_s = \frac{A_v f_{ysv} d}{s} \quad (1.12)$$

Où : A_v désigne la section d'une armature transversale,

f_{ysv} désigne la limite élastique des armatures transversales,

s est la distance entre 2 armatures transversales consécutives,

d est la hauteur utile.

La contribution des armatures transversales dépend du nombre de cadres traversant une fissure (d/s) et de la résistance fournie par un cadre ($A_v f_{ysv}$)

L'équation (1.8) a été utilisée par Zsutty [21].

L'Eurocode 2 [19] propose l'équation suivante, exprimant la contribution des armatures transversales:

$$V_s = \frac{A_v f_{ysv} z (\cot\theta + \cot\alpha)}{s} \sin\alpha \quad (1.13)$$

Avec

- α : l'inclinaison des armatures transversales,
 - θ : l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément.
- L'Eurocode 2 recommande d'encadrer la $\cot\theta$ comme suit : $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$
- $z = 0.9d$.

En pratique, on dispose généralement les armatures transversales verticalement, donc $\alpha = 90^\circ$, et $\cot\theta = 1$ et par conséquent l'équation (1.9) devient:

$$V_s = 0.9 \frac{A_v f_{ysv}}{s} d \quad (1.14)$$

L'équation (1.10) a été aussi utilisée par le règlement BAEL [20].

Le BS8110 [18] donne quasiment la même formule que l'Eurocode 2:

$$V_s = 0.87 \frac{A_v f_{ysv} d}{s} \quad (1.15)$$

A_v , f_{ysv} , s , et d sont les mêmes variables qui ont été définies dans l'ACI318.

Dans le cas où $\alpha = 90^\circ$, l'EC2, BS8110 et le BAEL91/99 conduisent à la même valeur de la contribution des armatures transversales. Par conséquent, pour les quatre règlements, les formules pour calculer la contribution des armatures transversales sont assez proches.

1.5. Paramètres affectant la rupture à l'effort tranchant

La rupture par effort tranchant d'une poutre en béton armé est affectée par un nombre important de paramètres dont le rapport a/d (portée de cisaillement / hauteur utile) est le plus important. Les autres paramètres par ordre d'importance sont : la résistance du béton, la section d'aciers longitudinaux, les types d'agrégat et la présence ou non d'aciers transversaux.

1.5.1. Le Rapport a/d (portée de cisaillement / hauteur utile)

Le rapport (a/d) a une influence primordiale sur le type de rupture. Plus l'élanement est faible, plus est susceptible de se produire une rupture par effort tranchant.

Un grand nombre de chercheurs [23-25] ont présenté des Figures similaires à la Figure 1.16, montrant que le rapport « portée de cisaillement sur hauteur utile (a/d), est un facteur très important pour la résistance à l'effort tranchant.

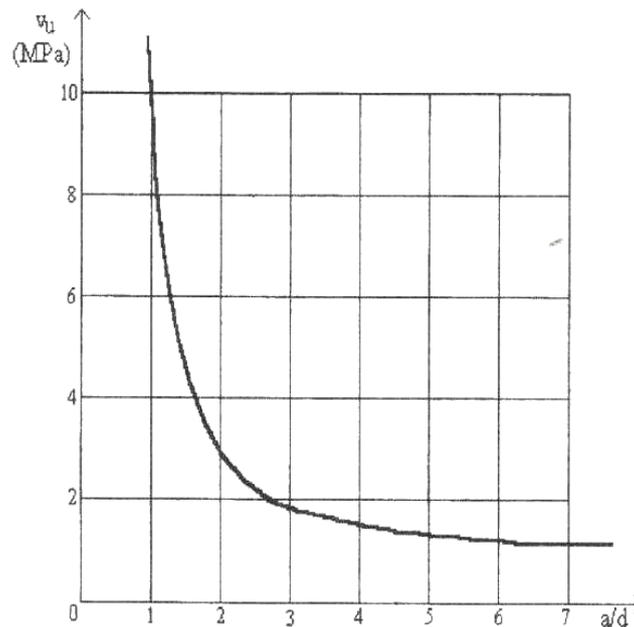


Figure 1.16 : Influence du rapport a/d sur la résistance à l'effort tranchant

Citons les différents états de fissuration à la rupture d'une poutre en béton armé, avec variation du rapport a/d .

➤ $\frac{a}{d} > 6$

Les poutres avec un rapport $\frac{a_v}{d}$ si élevé se cassent en général en flexion (Figure 1.17).

- Rupture de la zone tendue (poutre sous-armée)
- Rupture de la zone de compression (écrasement – poutre armée par excès).

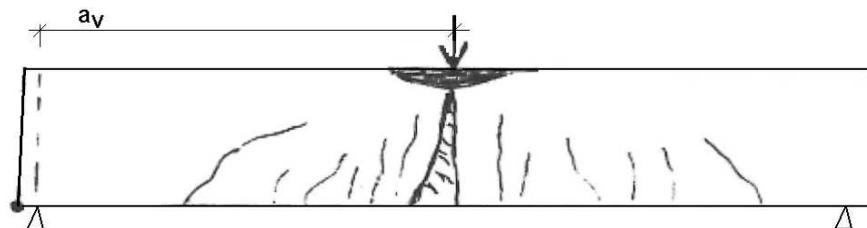


Figure 1.17 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec a/d élevé [10]

➤ $2.5 < \frac{a}{d} < 6$

La fissure causant la rupture se développe à partir d'une fissure de flexion normale et se propage rapidement vers le point de chargement divisant la poutre en deux (Figure 1.18)

En même temps, la fissure se développe le long des aciers longitudinaux vers le support, détruisant ainsi l'adhérence entre l'acier et le béton. Dans ce cas, la charge ultime est sensiblement égale à la charge à laquelle la fissure diagonale s'est développée.

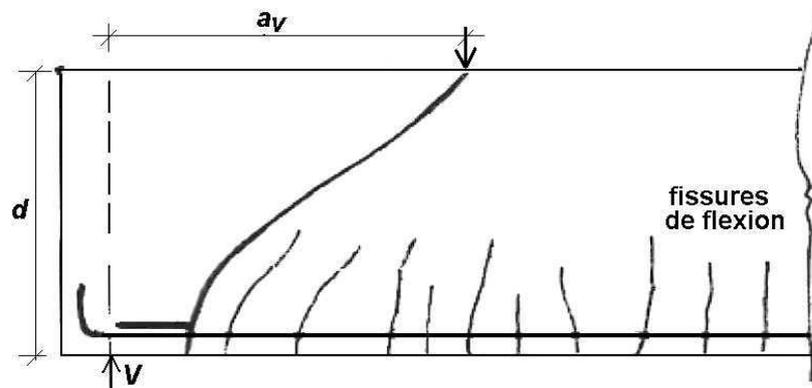


Figure 1.18 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec $(2.5 < a/d < 6)$ [10]

➤ $1 < \frac{a}{d} < 2.5$

La fissure diagonale se forme indépendamment d'une fissure de flexion. La poutre reste stable après la fissuration diagonale. Une augmentation du chargement entraîne la pénétration de la fissure diagonale dans la zone de compression du béton au point de chargement suivie par un écrasement du béton comprimé, souvent d'une façon explosive (Figure 1.19). La charge ultime est plus de deux fois la charge causant la fissuration diagonale.

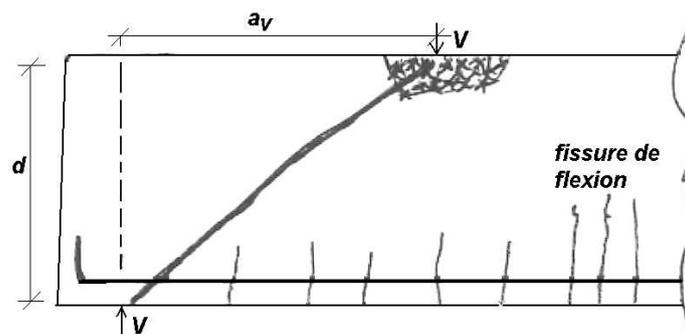


Figure 1.19 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec $(1 < a/d < 2.5)$ [10]

➤ $\frac{a}{d} \leq 1$

Le comportement des poutres avec un rapport a/d aussi petit est similaire à celui d'une poutre cloison.

La fissure diagonale se forme approximativement le long de la ligne joignant le point de chargement au point de support (Figure 1.20). Elle est causée par le transfert direct de la force de compression du point de chargement au support. Avec l'augmentation du chargement, la fissure diagonale se propage dans les deux sens vers les points de chargement et support ; quand cette fissure a suffisamment pénétré une des zones de compression, le béton s'écrase. La charge ultime est beaucoup plus grande que celle causant la fissuration diagonale.

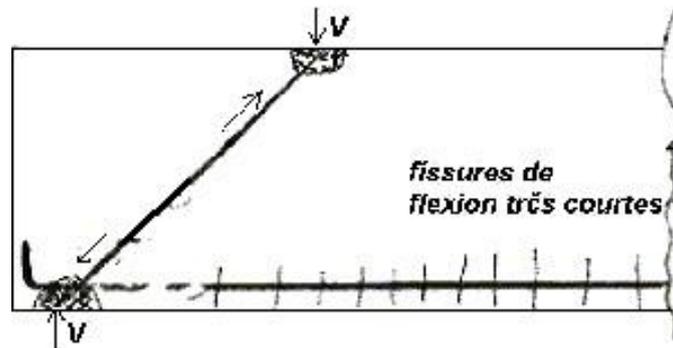


Figure 1.20 : Etat de fissuration à la rupture d'une poutre avec $(a/d \leq 1)$ [10]

Les deux premiers cas ont un comportement similaire : Il s'agit d'une **Action de Poutre** (Figure 1.21) où la charge ultime est sensiblement égale à la charge causant la fissuration diagonale

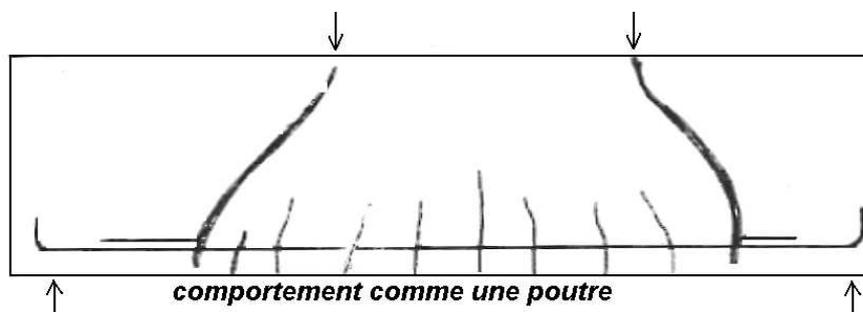


Figure 1.21 : Action de poutre

Les comportements des deux derniers cas se ressemblent ; dans les deux cas, il s'agit d'une « action d'arc » (Figure 1.6) où la charge ultime est plusieurs fois la charge de fissuration diagonale.

Morrow et Viest [26], ont étudié l'influence du rapport $\frac{a}{d}$ des poutres ainsi que du taux de renforcement longitudinal sur la résistance en présence d'effort tranchant de poutres non renforcées transversalement, au moyen de 38 essais de flexion trois points. Ils observent dans leurs essais que seules les poutres possédant un certain taux de renforcement

longitudinal sont affectées par l'effort tranchant, les autres exhibant des mécanismes de rupture par flexion. Ces auteurs constatent une réduction du moment fléchissant atteint au droit de la charge, pour des valeurs de a/d inférieures à 6.1 (Figure 1.22).

Avec : M = moment flechissant

P = charge totale appliquée

a = distance entre le point de chargement et l'appui.

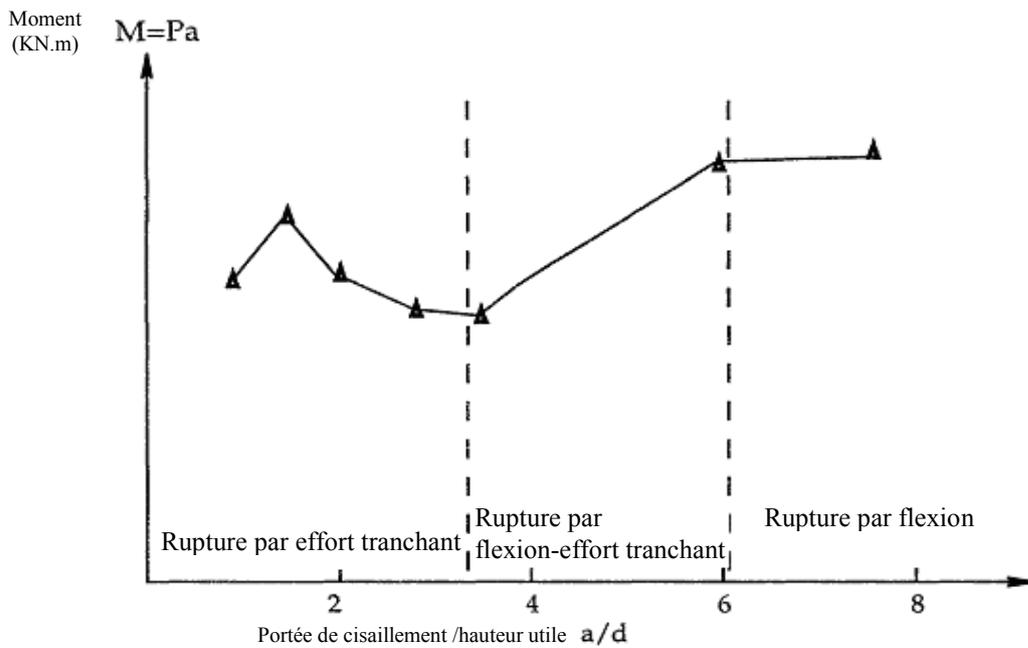


Figure 1.22 : Evolution des modes de rupture en fonction de a/d [26]

La Figure 1.23 montre l'effet de la portée de cisaillement (a/d), sur le cisaillement ultime et de fissuration, pour le cas d'un Béton Ordinaire (BO) et d'un Béton à Hautes Performances (BHP) [27].

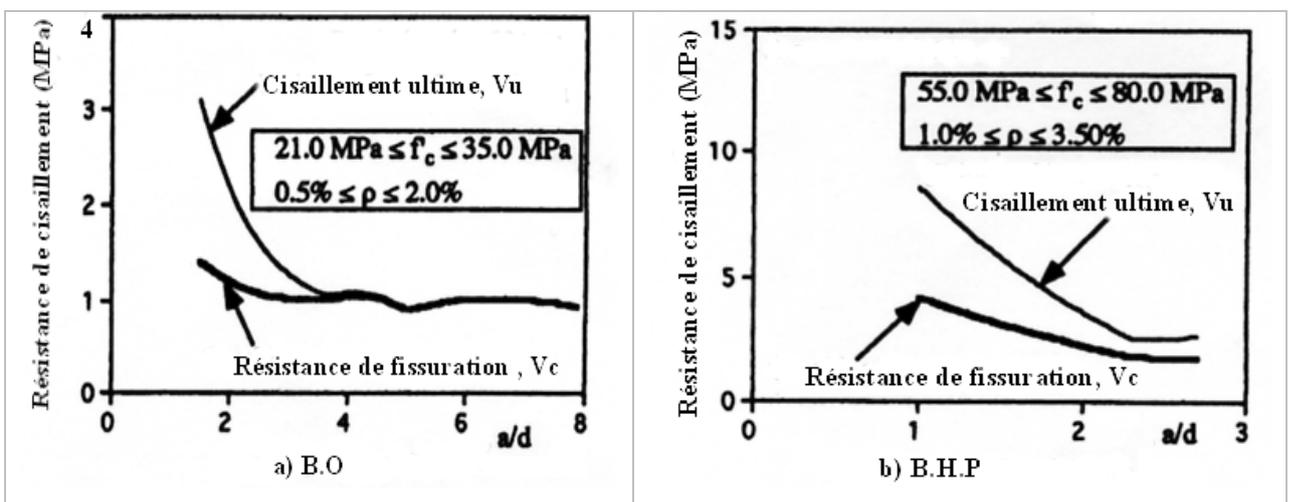


Figure 1.23: Effet de la portée de cisaillement sur le cisaillement ultime et de fissuration [27].

1.5.2. La résistance du béton

Les capacités en effort tranchant dues à l'effet Gougeon, celles dues à l'engrenage des agrégats et celles de la zone de compression augmentent avec la résistance du béton.

Il a été constaté que la résistance au cisaillement augmente lorsque la résistance à la compression croît. Cependant, cette proportionnalité n'est pas directe comme reporté dans la littérature [28-30], et illustré en Figure 1.24. De plus, quand la résistance du béton augmente la charge de fissuration diagonale augmente aussi [31-33].

L'effet de la résistance du béton sur la capacité de cisaillement devient plus considérable lorsque l'élément devient court ($a/d < 2.5$) [15,33-34]. La position de l'axe neutre dans une poutre après les fissures de flexion dépend principalement du module élastique du béton et du taux d'armature longitudinale parce que le module d'élasticité de l'acier est presque constant. Par conséquent, la force de cisaillement portée par le béton non fissuré dans la zone de compression peut être supposée dépendante de la résistance à la compression du béton et du taux d'armature longitudinal [35].

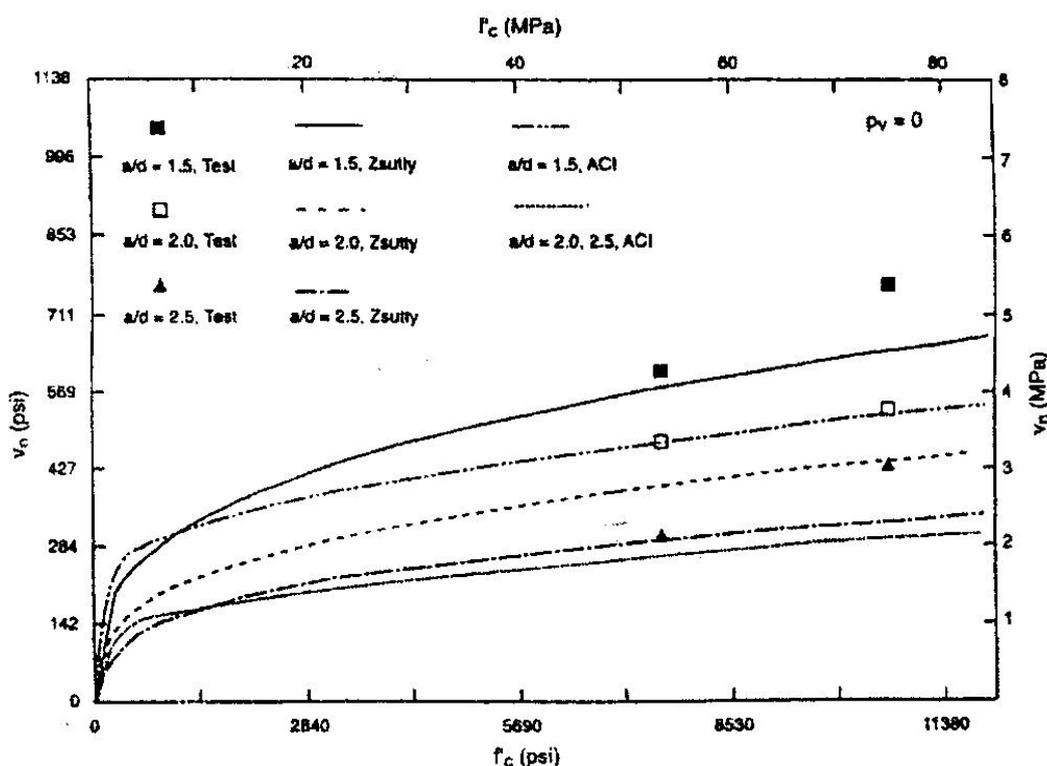


Figure 1.24: Effet de la résistance à la compression du béton sur la résistance au cisaillement [33]

D'après Kani [36], l'influence de la résistance à la compression f_c du béton sur la résistance au cisaillement est négligeable et il n'y a pas lieu d'en tenir compte dans les calculs, si elle varie dans la gamme $17 \text{ MPa} < f_c < 35 \text{ MPa}$, avec un pourcentage des armatures de flexion variant de 0,5 à 2,8 %.

La majorité de ces travaux ont été effectués avec une résistance f_c inférieure à 40 MPa. Récemment, un grand intérêt a été donné à la résistance au cisaillement des bétons à hautes résistances ($f_c > 40$ MPa). Mphonde et Frantz [34], ont trouvé que les équations (1.1) à (1.4) peuvent être extrapolées sans crainte si f_c dépasse 40 MPa. Néanmoins, il a été observé que la rupture des poutres sans armatures transversales devient de plus en plus soudaine et explosive lorsque f_c augmente.

1.5.3. Le pourcentage des aciers longitudinaux

Une faible section d'acier réduit l'effort tranchant repris par l'effet Gougeon et entraîne des ouvertures de fissures larges qui à leur tour réduisent la capacité en effort tranchant dû à l'engrenage des agrégats.

Ce paramètre détermine la valeur de la résistance à la flexion de la poutre, donc en augmentant ce renforcement, on favorise plutôt une rupture par "effort tranchant". Réciproquement, pour des poutres très peu renforcées longitudinalement, on n'observe pas d'influence de l'effort tranchant, la rupture intervenant toujours par flexion.

La contribution des aciers longitudinaux à la reprise de la contrainte de cisaillement est explicitée par la Figure 1.25. 15 à 25 % de l'effort tranchant total sont repris par l'effet gougeon des aciers longitudinaux.

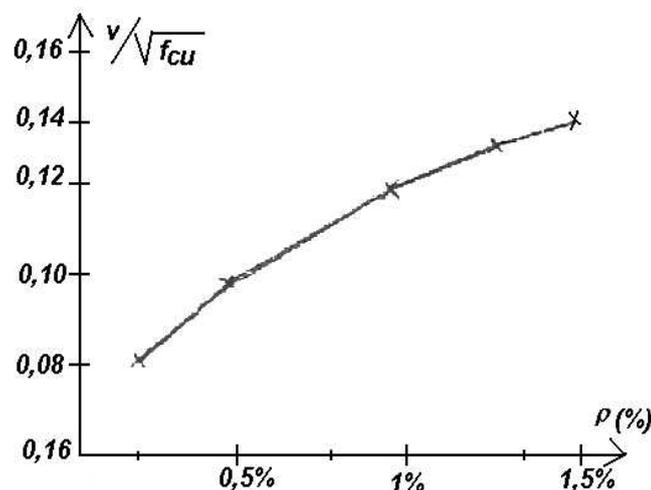


Figure 1.25 : Effet de la quantité d'aciers longitudinaux sur l'effort tranchant [10]

Kani [37] a mené une série de 133 essais de poutres en flexion quatre points. Ces poutres comportaient un renforcement longitudinal variable, mais pas de renforcement transversal. A la suite de ses essais, il représente le rapport M_u/M_n en fonction du taux de

renforcement longitudinal p (rapport entre la section du renforcement et l'aire transversale de la poutre), ainsi que de l'élancement a/d des poutres considérées, où M_u et M_n représentent respectivement le moment ultime expérimental au droit des charges (qui se déduit aisément de la valeur de la charge de ruine P_u par la formule $M_u = a.P_u$, et le moment de flexion correspondant à la pleine résistance de la section (calculé suivant le "ACI building code"). Il observe ainsi une réduction de la capacité de flexion des poutres, localisée dans une zone du plan (a/d , p), appelée "vallée de Kani" (Figure 1.26). Ces résultats concordent de manière assez satisfaisante avec ceux de Morrow et Viest [26].

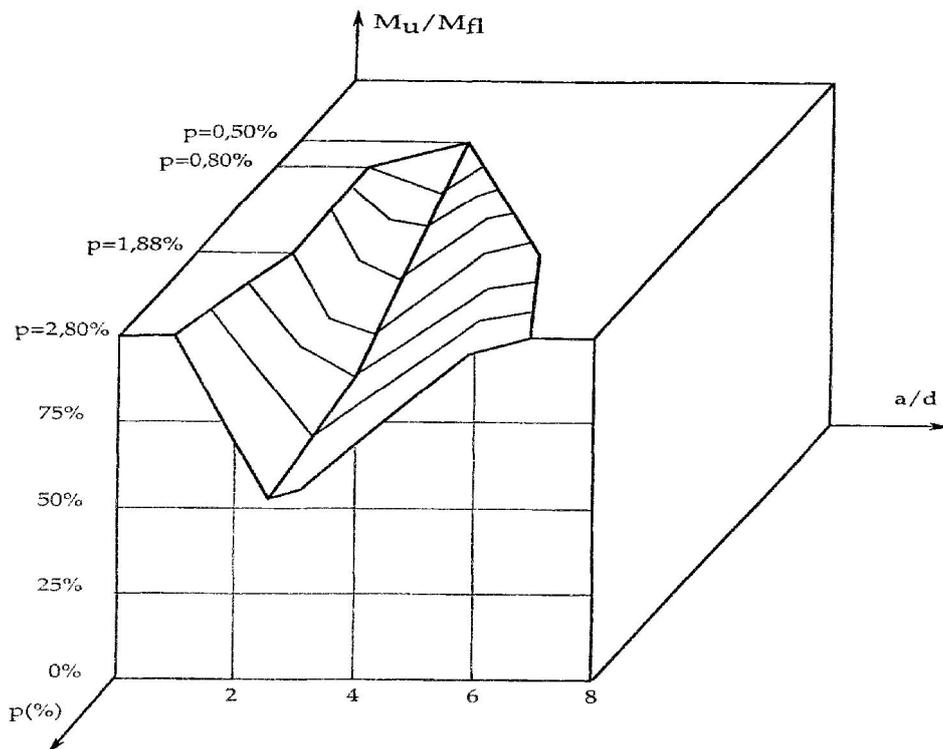


Figure 1.26: "Vallée" de Kani [36]

Dans l'étude des résultats, Kani [37] propose une analyse des mécanismes de ruine, où il interprète la fissuration observée, de manière à déduire la capacité de résistance de la poutre. Il constate l'influence de l'élancement et du taux de renforcement longitudinal sur les modes de rupture observés ainsi que sur les charges de ruine, les poutres très peu renforcées longitudinalement n'étant en fait pas influencées par l'effort tranchant ($M_u/M_{fl}=1$). Il réfute ainsi l'idée communément admise jusqu'alors, que la résistance à l'effort tranchant ne dépend que des caractéristiques mécaniques du béton en montrant que dans la majorité des cas, elle est plutôt gouvernée pas les paramètres cités précédemment.

Plusieurs équations empiriques ont été proposées pour exprimer l'influence du pourcentage des aciers longitudinaux ρ sur la contrainte au cisaillement, parmi lesquelles on peut citer :

Le Code Américain (ACI 318) [38] :

$$\tau_u = \left(0,158 \cdot \sqrt{f_c} + 17,24 \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right) \leq 0,29 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (1.16)$$

Rajagopalon et Ferguson [39] :

$$\tau_u = (0,066 + 8,3\rho) \sqrt{f_c} \leq 0,166 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (1.17)$$

Zustty [40] :

$$\tau_u = 2,14 \left(f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{MPa}) \quad (1.18)$$

Hedman et Losberg [41] :

$$\tau_u = 0,09 \cdot (1 + 52\rho) \sqrt{f_c} \leq 0,184 \sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (1.19)$$

L'effet du pourcentage des aciers longitudinaux peut être expliqué en deux points :

- 1- L'effort tranchant V_d repris par les aciers longitudinaux est proportionnel au pourcentage ρ
- 2- Si ρ est faible, les grandes fissures de flexion se propagent rapidement dans la poutre, réduisant ainsi la capacité en effort tranchant de la zone de compression et de l'engrènement des agrégats.

On remarque que dans ces modèles la quantité des armatures principales ρ n'a plus d'influence sur la résistance au cisaillement à partir d'une certaine valeur

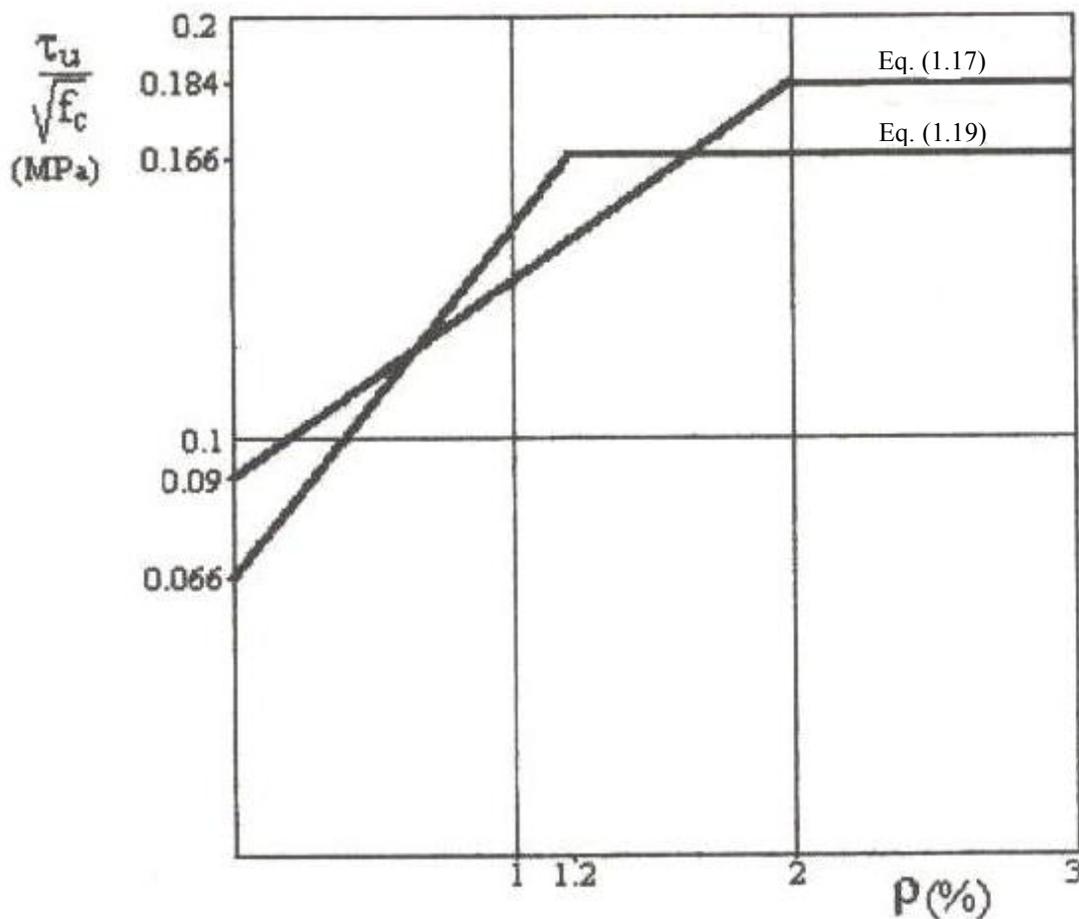


Figure 1.27 : Influence des armatures longitudinales sur la résistance au cisaillement d'après [39] et [41]

Il faut noter que la quantité des armatures longitudinales a un effet quantitatif plus que qualitatif, autrement dit elle affecte la valeur de la charge causant la rupture plutôt que le mode de rupture lui-même [36].

1.5.4. Type d'agrégats

Le type d'agrégats a une influence sur la capacité en effort tranchant due à l'engrenage des agrégats. C'est pour cette raison que les bétons légers ont une capacité en effort tranchant assez réduite, bien que l'on puisse trouver des bétons légers ayant des résistances en compression comparables à celles des bétons normaux.

Dans ce sens, les fibres d'acier peuvent être considérées comme des agrégats particuliers, qui couturent les fissures et donc améliorent le comportement du béton à la fissuration. Plusieurs recherches ont été menées sur des bétons composés avec des agrégats légers. Cependant, il est difficile d'extraire une dépendance entre la résistance à l'effort

tranchant et les types d'agrégats utilisés. Chana [42] a indiqué que la résistance au cisaillement des poutres à des agrégats légers est assez faible par comparaison à celle des poutres à des agrégats normaux.

Le British Code (BS 8110) [43] prévoit une réduction de 20 % dans la valeur de V_b pour les poutres à agrégats légers. Cette différence est probablement due aux faits suivants :

- 1- Le mode de rupture de l'adhérence peut provoquer un cisaillement ou un écrasement du béton.
- 2- La quantité d'effort tranchant transférée par l'engrenage des agrégats est faible.

1.5.5. Influence des armatures transversales

De nombreux auteurs se sont appliqués à étudier l'influence du renforcement transversal sur la résistance des poutres, en présence d'effort tranchant. On peut citer par exemple [44-46]. Ces auteurs ont étudié l'influence du taux de renforcement transversal et de l'élanement des poutres en testant en flexion quatre points des séries de poutres de renforcement longitudinal constant. Ils ont proposé ensuite des formules empiriques fondées sur l'exploitation de ces résultats expérimentaux permettant de prédire les charges de ruine des poutres en flexion quatre points. Tous ces auteurs ont constaté que les armatures transversales contribuaient à augmenter le moment de flexion M_u à la ruine de la structure, jusqu'à obtenir la valeur M_{fl} correspondant à une poutre sollicitée en flexion simple. Néanmoins de nombreuses divergences subsistent quant à l'interprétation de leur fonctionnement mécanique.

On doit également mentionner en plus des précédents, l'énorme travail expérimental fourni par Kordina [47,48] qui a réalisé une série de près de mille essais de poutres chargées jusqu'à la rupture. Il a étudié des poutres de sections transversales de forme diverses (rectangulaires, en T), en essayant notamment dans ce dernier cas de déterminer l'influence de la largeur de la membrure supérieure sur les charges de ruine. Ses études se sont également étendues au cas d'une charge répartie le long de la poutre.

Kotsovos [49-51] a étudié l'influence de la répartition et de la position des cadres d'armatures transversales sur les charges limites de poutres chargées en flexion quatre points, pour diverses valeurs de l'élanement. Il a ainsi mené une série d'expériences qui l'ont poussé à rejeter certains concepts fondamentaux des analyses théoriques qui étaient menées à l'époque :

- En comparant le comportement à la rupture de poutres soumises à une flexion quatre points, dont le renforcement transversal était disposé de différentes manières (Figure 1.28), il a montré que le concept de "sections critiques" tel que formulé par Morrow et Viest était incorrect. Pour ce faire, il a montré que des poutres renforcées transversalement sur toute leur longueur (renforcement de type B) avaient le même comportement que des poutres non renforcées dans la partie située entre la charge et l'appui (renforcement de type D), ce qui va à l'encontre de la notion de "sections critiques".
- Il formule alors le concept de "chemin des efforts de compression" (compressive force path). C'est, selon Kotsovos [51], le long de ce chemin reliant le point d'application des charges et l'appui que sont censés se transmettre les efforts de compression. D'après lui, la rupture se produirait à la suite de l'apparition de contraintes de traction le long de ce chemin, et non pas en raison d'un écrasement du béton sous les appuis.

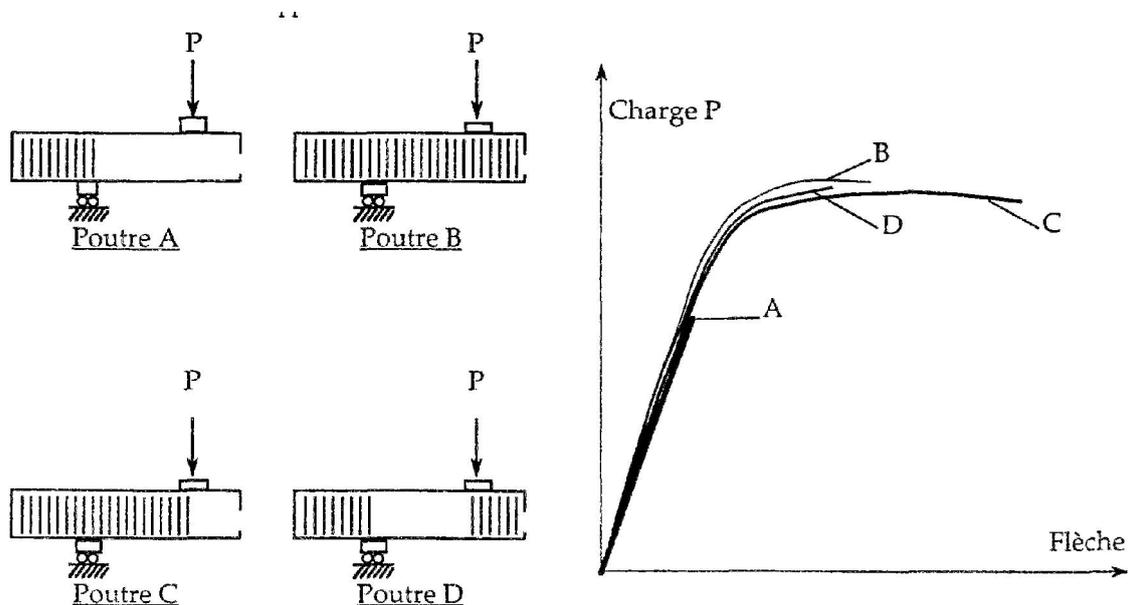


Figure 1.28 : Comparaison de différents schémas de renforcements transversaux [51]

Généralement, le taux d'armatures transversales minimal est recommandé, afin d'empêcher une rupture fragile et inopinée après formation de la fissure diagonale [52].

Cependant, tous les règlements prévoient une quantité minimale d'armatures transversales. Le taux d'armatures transversales assure la réserve de résistance au delà de la fissuration diagonale, contrôle et diminue l'influence des fissures diagonales aux conditions de service et enfin améliore la ductilité [2,53-57]. Cependant le pourcentage et la limite élastique des armatures transversales n'ont pas une influence apparente sur la résistance à la fissuration diagonale [1,24].

Certaines études [53,56] stipulent que le taux d'armatures transversales minimal doit être certainement en relation avec le taux d'armatures longitudinales comme suit:

$$\frac{\rho_{long}}{\rho_{trans}} \leq 1.75 \left(\frac{a}{d} \right) \quad (1.20)$$

Le règlement ACI 318 [58] a prévu une section minimale d'armature transversale dans les régions où l'armature de cisaillement est requise, celle-ci est donnée par:

$$\left(\frac{A_v}{bs} \right)_{\min} = 0.065 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} \geq \frac{0.33}{f_y} \text{ (MPa)} \quad (1.21)$$

Le BS 8110 [18] recommande la section minimale d'armatures transversales A_v , espacée de s :

$$\left(\frac{A_v}{bs} \right)_{\min} = \frac{0.4}{0.95 f_y} \text{ (MPa)} \quad (1.22)$$

Le BAEL [20] stipule que le pourcentage minimal d'armature d'âme doit être toujours prévu aussi bien pour les combinaisons d'utilisation que pour les conditions accidentelles.

$$\left(\frac{A_v}{b.s} \right)_{\min} \geq \frac{0,13 f_t}{f_y} \text{ (MPa)} \quad (1.23)$$

Pour l'Eurocode2 [19], le taux d'armatures transversales minimal est donné par l'expression:

$$\left(\frac{A_v}{b.s} \right)_{\min} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_c}}{f_y} \text{ (MPa)} \quad (1.24)$$

Il a été constaté que l'augmentation du taux d'armature transversale améliore considérablement la résistance de réserve après fissuration, et les caractéristiques de la branche post-pic (diminution de la pente), et donc l'augmentation de la capacité de charge ultime [3,54,59-63].

D'autre part, le nombre de fissures inclinées augmente avec l'augmentation du taux d'armatures transversales, indiquant une redistribution de forces internes dans la poutre. La poutre avec un taux d'armature transversale minimal (ρ_{\min}) présente en général deux fissures inclinées, tandis que celle avec $\rho > \rho_{\min}$ présente plusieurs fissures inclinées. A la différence, la poutre sans armatures transversales présente seulement une fissure diagonale [2,3]. Dans ce sens, les fissures de flexion se forment en premier lieu. Avec l'augmentation de la charge, les fines fissures de flexion se forment aussi dans la portée de cisaillement. Elles se propagent vers la mi-hauteur de la poutre. Les fissures inclinées sont

alors formées. Les déformations dans l'armature transversale augmentent soudainement après la formation de la fissure diagonale au milieu de la portée de cisaillement [2,24,54]. Ceci est clairement reflété par la Figure 1.29

Généralement, les poutres armées avec un taux d'armature transversale élevé se cassent par écrasement du béton sans que les armatures transversales n'atteignent leur limite élastique; tandis que celles ayant un taux d'armatures transversales faible se cassent généralement par cisaillement après que la limite des aciers transversaux est été atteinte [57].

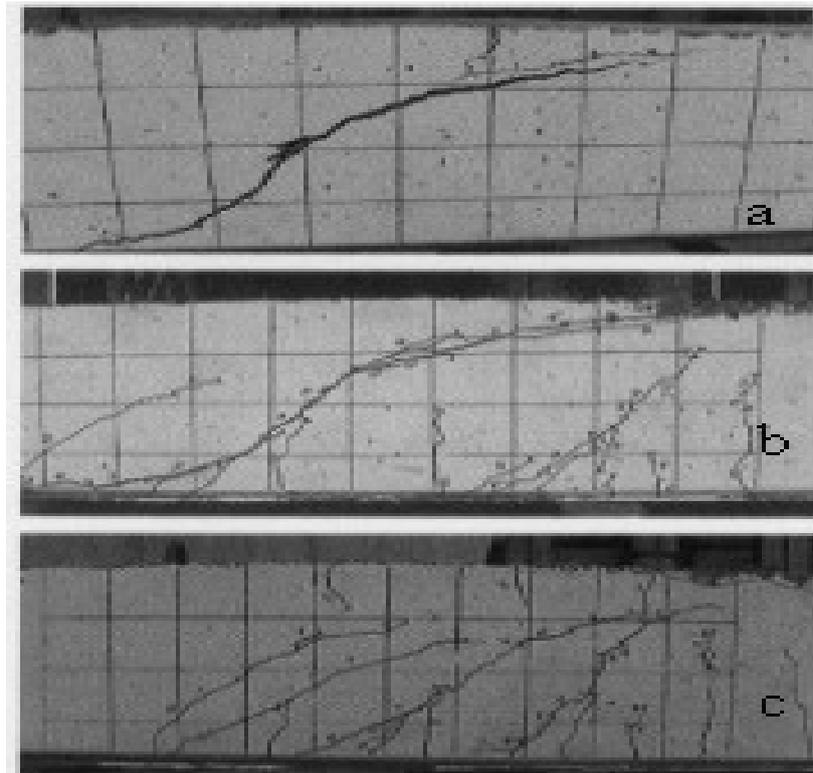


Figure 1.29: Influence du taux d'armatures transversales [3]
 (a) Poutre sans armature transversale, (b) Poutre avec $\rho_s=0.747\%$
 (c) Poutre avec $\rho_s=1.267\%$

En outre, il a été constaté que la quantité d'armature transversale limite de manière substantielle l'ouverture de la fissure d'effort tranchant à des niveaux de chargement élevés [2]. Ainsi, il a été observé que les poutres avec un taux d'armatures transversales égal à 0.035 %, montrent de grandes ouvertures de fissures et un glissement soudain, alors que les poutres avec des pourcentages variant entre 0.05% et 0.080% présentent de petites ouvertures de fissures au même niveau de charge respectivement. En revanche, il a été constaté que l'état initial des fissures n'est pas emprisonné par les armatures transversales, bien que les fissures frontales se propagent rapidement [54,64].

En ce qui concerne la disposition des armatures transversales, plusieurs études et règlements [65,66] ont relaté que les armatures transversales doivent être placées sur toute la longueur des poutres, quelle que soit la valeur du cisaillement, avec un espacement bien déterminé. Cependant, d'autres études relatent que les poutres du type a (disposition des armatures transversales dans la portée de cisaillement) présentent une haute capacité de chargement et une meilleure ductilité que les poutres du type b (distribution des armatures transversales dans la portée de flexion). Ceci peut être attribuable au retard de la contribution des armatures transversales dans la portée de flexion [50,67].

D'autres résultats [31,55] indiquent que l'espacement des armatures transversales n'a aucun effet sur la fissuration pré diagonale, mais affecte grandement la fissuration post-diagonale, et la capacité de charge ultime. Cette dernière augmente avec la diminution de l'espacement des armatures transversales.

La Figure 1.30 montre la variation de la résistance au cisaillement en fonction de la grandeur rf_e , donnée par le code ACI 318 [38], où r est le pourcentage des aciers transversaux et f_e leur limite élastique.

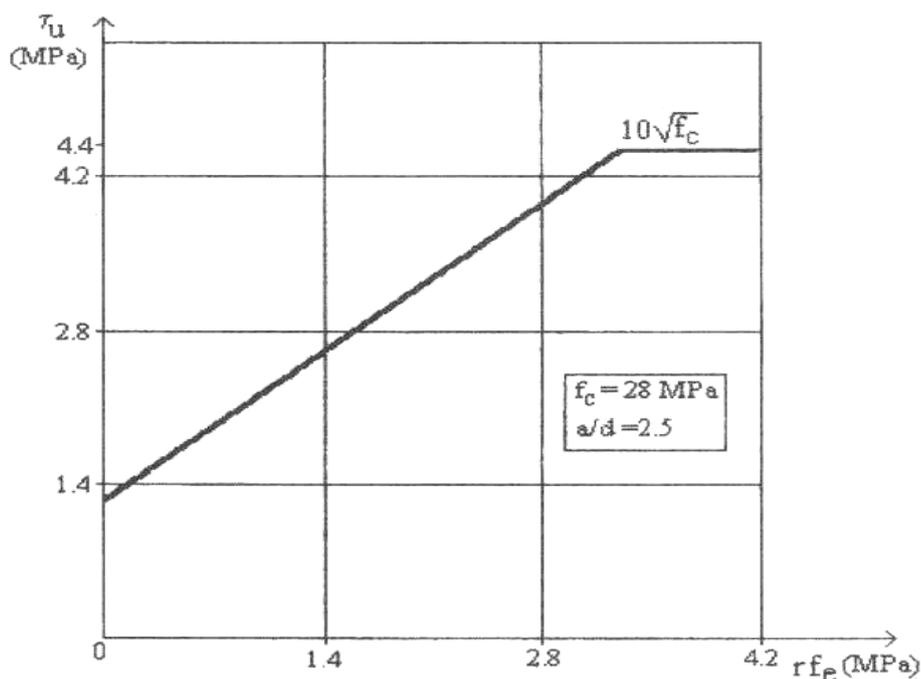


Figure 1.30 : Influence des armatures transversales sur la résistance au cisaillement [38]

1.6. Les méthodes d'analyse

Après avoir donné un aperçu général des phénomènes observés dans les mécanismes de rupture des poutres en présence d'effort tranchant, on présente dans la suite les principales méthodes d'analyse de ces phénomènes et les principales méthodes de dimensionnement

utilisées. On commence par rappeler la théorie du treillis de Ritter-Mörsch qui est l'ancêtre des théories actuelles de dimensionnement avec prise en compte de l'effort tranchant. Dans la suite on présente la théorie des bielles et des tirants, qui est l'extension de la précédente à des géométries plus complexes. On montre notamment dans cette section les rapports de parenté liant cette approche et l'approche statique du calcul à la rupture.

1.6.1. Le treillis de Ritter-Mörsch

La méthode du treillis de Ritter [68] Mörsch [69] (Figure 1.31) fut introduite pour permettre le dimensionnement des armatures transversales des poutres en béton armé soumises à un effort tranchant. L'idée principale est que, dans la phase de service, une poutre renforcée longitudinalement et transversalement va développer des fissures diagonales inclinées à 45° par rapport à l'axe de la poutre. Ces fissures délimitent ainsi des "bielles" de béton, censées ne résister qu'à des efforts de compression uniaxiale. Les barres d'acier, qui forment avec les bielles de béton le treillis de Ritter-Mörsch sont censées, quant à elles, ne résister qu'à des efforts de traction uniaxiale. Les efforts dans le treillis ainsi formé étant déterminés statiquement par le simple équilibre des noeuds, il est possible de calculer les efforts dans les barres verticales (armatures transversales) et de les dimensionner en conséquence.

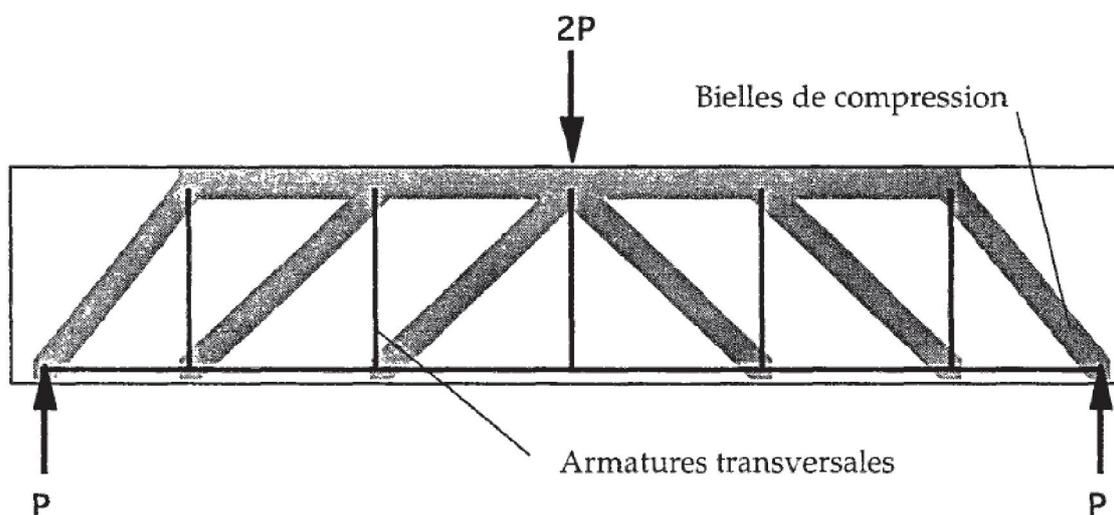


Figure 1.31 : Treillis de Ritter-Mörsch

1.6.2. La méthode des bielles et des tirants

Une des voies suivies par les ingénieurs depuis environ dix ans pour la conception des structures en béton armé est la méthode dite des bielles et des tirants ("Strut and tie design"). Se fondant sur l'analogie du treillis formulée pour la première fois par Ritter et Morsch, et développée notamment par Schlaich [70] et Marti [71,72], cette méthode a

permis de concevoir des modèles mécaniques simples visant à expliquer le fonctionnement des structures en béton armé depuis la phase de service jusqu'à la phase de ruine.

Reprenant les principes proposés par Ritter et Morsch, la méthode se fonde sur la représentation du comportement d'une structure plane en béton armé par celui d'un treillis dans lequel les barres comprimées modélisent des bielles de béton, et les barres tendues les armatures. On construit donc à cet effet un treillis de barres reliées par des articulations (ou nœuds) auxquels sont appliqués les efforts extérieurs à la structure (Figure 1.32). Ces barres sont dans le modèle, l'idéalisation d'un champ de contrainte uniaxial. La géométrie du treillis est choisie de manière à représenter le mieux possible le fonctionnement mécanique de la structure, et de permettre le dimensionnement des armatures.

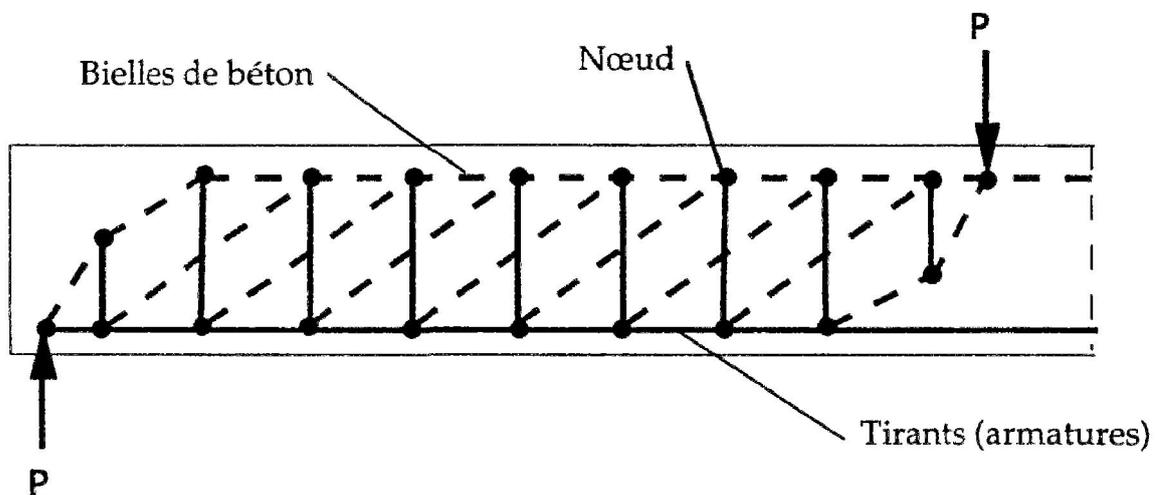


Figure 1.32 : Modèle de bielles et tirants [70]

Le dimensionnement par la méthode des bielles et des tirants passe, en résumé, par les étapes suivantes :

- *détermination des efforts extérieurs appliqués à l'élément de la structure à dimensionner.*
- *création et orientation du treillis de barres.* Afin de mieux représenter l'état de contraintes dans la phase "fissurée" du fonctionnement de la structure, on oriente les barres du treillis selon des directions proches des directions de contraintes principales obtenues par un calcul élastique linéaire. En effet, c'est le long de ces lignes que sont censées se produire de manière préférentielle les fissurations en phase de service.
- *détermination des efforts intérieurs au treillis.* On décrit les efforts intérieurs dans chaque barre par un scalaire représentant l'effort normal dans la barre. Suivant son signe, cette barre représente une armature (tirant ou barre tendue) ou une bielle de béton (barre comprimée). Les tensions dans les barres doivent vérifier les conditions d'équilibre, ce qui

permet pour les treillis isostatiques de déterminer directement la valeur des différentes tensions dans les barres en fonction des charges, par simple équilibre de nœuds.

- *vérification de la résistance des barres et des nœuds du treillis.* On applique un critère de résistance simplifié pour les bielles ainsi que les nœuds. Ce critère peut éventuellement prendre en compte l'état de fissuration du béton, ainsi que la présence d'armatures. On le formule généralement de la manière suivante :

$$\sigma_b \leq \alpha \cdot f_c \quad (1.21)$$

Où f_c représente la résistance en compression simple du béton et α un coefficient réducteur destiné à tenir compte des différents facteurs mentionnés précédemment.

Certaines formulations de la méthode de Vecchio [73] permettent d'évaluer ce coefficient en fonction d'une déformation estimée du béton.

- *vérification de la résistance des armatures.* Pour les armatures, on applique un critère de résistance formulé de la manière suivante: $0 < N < N_0$. Ce critère permet ainsi de dimensionner la section de ces armatures connaissant la valeur de l'effort normal à supporter.

De nombreux auteurs [71,72,74-77] ont à la suite de Schlaich, tenté de valider l'emploi de la théorie du treillis pour le dimensionnement d'un certain nombre de structures, telles que les poutres courtes, les chevêtres de pile de pont, les pièces avec ouvertures, etc...

1.6.3. La méthode de Kordina

Kordina [47,48] propose de manière complètement empirique de déduire au moyen de méthodes statistiques, par calage de ses résultats expérimentaux, une formule permettant d'évaluer un cisaillement moyen x à la rupture. Il suppose que celui-ci peut se décomposer en la somme de deux contributions :

- *la première contribution τ_0* correspond à la fraction de résistance due à la structure sans renforcement transversal.

$$\tau_0 = \sqrt{\frac{f_c'}{10} \cdot 0,82} \cdot \sqrt[3]{\rho_L} \cdot \sqrt[4]{0,1d} f(\lambda_s) \quad (1.25)$$

Où f_c' représente la résistance à la compression du béton, d la hauteur utile de la poutre.

ρ_L représente le taux de renforcement longitudinal de la poutre.

λ_s un paramètre d'élanement (le rapport a/d).

La fonction $f(\lambda_s)$ permet de prendre en compte la dépendance de la charge de ruine vis-à-vis de l'élanement de la poutre.

On note dans la formule proposée une dépendance vis-à-vis de la taille globale de la structure, destinée à prendre en compte un effet d'échelle.

• *la seconde contribution* τ_1 est relative aux armatures transversales. Elle est définie par

$$\tau_1 = \rho_t f_y \sqrt[4]{0,18 d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{s}{d}\right) \quad (1.26)$$

Où ρ_t désigne le taux de renforcement transversal (de limite d'élasticité f_y) et les fonctions f_1 et f_2 , traduisent respectivement l'influence de l'élançement de la poutre et de l'espacement s des armatures transversales sur la valeur de la contribution τ_1 .

On notera ici dans les formules (1.25) et (1.26) proposées par Kordina la présence du paramètre d'élançement λ_s .

Chapitre 02

Béton de fibres : état de l'art

Chapitre 02

Béton de fibres : état de l'art

2.1. Introduction

Le béton renforcé de fibres est un béton classique fabriqué à partir d'un mélange d'agréats, de ciment et d'eau auquel on ajoute des fibres. Les fibres qui conviennent au renforcement du béton peuvent être d'acier, de verre et de polymères organiques (fibres synthétiques à base de polypropylène et de nylon). Certaines fibres naturelles telles que l'amiante, le sisal, la steppe, le palmier dattier et d'autres peuvent aussi être utilisées comme fibres de renforcement. Les fibres sont disponibles en formes et dimensions variées. Toutefois, la longueur et le diamètre des fibres utilisées dans le béton n'excèdent pas 60 mm et 0.75 mm respectivement et ce pour des considérations de maniabilité du béton à l'état frais.

Nous savons que le béton présente de faibles caractéristiques en traction (faibles contraintes et allongements à rupture). Ces insuffisances sont traditionnellement compensées par la mise en place d'armatures de renforcement, continues et positionnées dans la structure dans la partie tendue de la structure. Les fibres de renfort sont, elles, discontinues et généralement distribuées de manière aléatoire dans le béton (matrice). En conséquence, la performance en renforcement des fibres d'acier, est généralement inférieure à celle des barres. Ainsi, les fibres ne remplaceront probablement pas les armatures conventionnelles. Cependant, dans certaines applications, comme par exemple les panneaux fins (10mm à 20mm d'épaisseur) utilisés pour les murs rideaux, les fibres de renforcement constituent la solution pratique. Ces cas d'utilisation de béton renforcé en fibres uniquement, et d'autres, ajoutent en réalité à la versatilité et à l'adaptabilité du béton. Dans le cas général, les fibres sont utilisées en plus des barres de renforcement conventionnelles pour améliorer la ductilité du matériau composé, particulièrement dans les régions sismiques, le rendre plus tenace et donc plus résistant aux chocs et à l'abrasion, et mieux contrôler la fissuration, particulièrement dans les grandes surface bétonnées.

Du point de vue aussi bien résistance que durabilité, le béton à hautes performances émerge comme un matériau concurrentiel du fait qu'il est dense et donc plus imperméable. Cependant, avec l'amélioration des ses propriétés mécaniques, ce matériau devient *fragile*

et *explosif*, et donc moins ductile qu'un béton ordinaire [78]. Un tel comportement fragile du béton peut être pénalisant dans les régions sismiques et peut causer des dégâts importants en vies humaines et en infrastructures, même en présence d'armatures de confinement.

Il n'est donc pas conseillé d'utiliser le béton à hautes performances là où une ductilité est requise pour absorber l'énergie provoquée par les mouvements sismiques, sauf si ce matériau est rendu ductile par une quelconque solution.

Les fibres d'acier ajoutées au mélange de béton à l'état frais rendent le béton durci *plus ductile et plus déformable*. Ces fibres aident à couturer les fissures formées dans la matrice fragile de béton sous chargement et à confiner leur développement, rendant le matériau durci plus apte à se déformer et donc à absorber de l'énergie [79].

2.2. Définition de la ductilité

Par définition, un matériau présente un comportement ductile quand il est capable de subir, sous chargement sensiblement constant, des déformations dépassant largement celle correspondant à la limite élastique (Figure 2.1)

Mathématiquement, la ductilité peut se traduire par le rapport de la déformation ultime ε_u sur la déformation élastique ε_e . Il est bien établi dans la littérature qu'avec l'augmentation de la résistance du béton, la déformation ultime ε_u diminue et donc le rapport $\varepsilon_u/\varepsilon_e$ diminue, traduisant une réduction de la ductilité du béton à hautes performances par comparaison à celle d'un béton ordinaire.

Pour bénéficier pleinement des avantages de ce matériau telles que l'augmentation de sa résistance à la compression, de sa résistance à la traction et donc de sa résistance à l'effort tranchant, même si l'augmentation de ces deux dernières ne sont pas en proportion avec la première, particulièrement dans les régions sismiques, la ductilité du béton à hautes performances doit être améliorée.

Pour atteindre cet objectif, le travail expérimental que nous proposons dans ce travail de thèse [80] contribue à mettre en évidence les aspects positifs de l'ajout de fibres d'acier au béton à hautes performances contenant du laitier de hauts fourneaux comme ajouts

minéraux pour densifier la structure interne du matériau. L'utilisation de ce sous-produit de l'industrie soulage l'environnement de déchets industriels non biodégradables et limite l'impact des matériaux sur l'environnement.

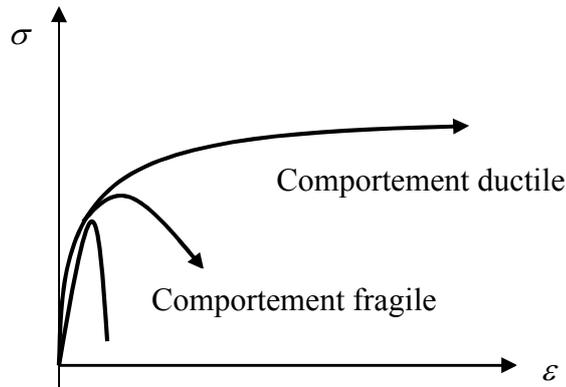


Figure 2.1 : Comportement d'un élément fléchi « ductile et fragile »

En couturant une fissure, les fibres absorbent partiellement la force de traction et donc le béton fissuré ne perd pas complètement sa résistance à la traction après fissuration. Une résistance de traction résiduelle est maintenue dans le béton contenant des fibres après fissuration, contrairement au béton ne contenant pas de fibres. L'importance de cette résistance de traction résiduelle dépend de l'efficacité des fibres du point de vue adhérence et ancrage et aussi du point de vue quantité utilisée dans le mélange béton et orientation de ces fibres.

En béton armé, les ouvertures de fissure doivent être contrôlées à des limites acceptables [81] et ce pour différentes raisons telles que le contrôle de la flèche, la protection contre la corrosion, l'imperméabilité du matériau, la durabilité de la structure, l'intégrité et l'esthétique de la structure. Les fibres reprennent partiellement les contraintes de traction qui causent des fissures dans le béton selon la direction principale que ce soit dans la zone de flexion ou dans la zone d'effort tranchant. Quand les fissures se forment, les fibres les maintiennent très fines, nécessitant un chargement plus élevé pour les propager. Ainsi, Les larges déformations à l'état limite ultime permettent de donner des signaux de rupture imminente.

Un comportement ductile des éléments d'une structure permet une redistribution des efforts internes à travers le phénomène de rotation et évite ainsi toute rupture fragile et instantanée qui met en danger des vies.

2.3. Historique de l'utilisation des fibres

Les fibres ont été utilisées pour renforcer les matériaux composites fragiles depuis l'antiquité [82]. C'est ainsi que la paille était utilisée autrefois pour renforcer le béton de terre tandis que les poils des chevaux étaient utilisés pour renforcer les mortiers de maçonnerie et les plâtres. Plus récemment, les fibres d'amiante mélangées aux pâtes de ciment ont connu des utilisations plus larges dans le domaine de la construction (plaques de ciment amiantées), particulièrement après la 2^{ème} guerre mondiale où les besoins en construction étaient énormes. Cette amiante-ciment a été mise en application pour la première fois vers 1910 par l'autrichien Hatscheck.

Actuellement, avec les problèmes de santé publique liés à l'amiante, ce type de fibres naturelles a tendance à disparaître comme ajout de renforcement du béton. C'est ainsi que d'autres types de fibres d'acier, de verre et synthétiques ont été développées pour l'industrie de la construction ; leur commercialisation se répand de plus en plus.

La première utilisation des fibres d'acier dans le béton s'est produite en 1910, lorsque Harry Franklin Porter (USA) montra que l'ajout de clous d'acier dans le béton, améliore considérablement sa résistance à la traction [83]. En 1914, William Ficklin (USA) introduit des copeaux métalliques dans un béton pour améliorer sa résistance à l'usure et à la fissuration et obtint le premier brevet [84]. Vers 1960, le béton renforcé de fibres d'acier a commencé à se développer à un rythme accéléré. Les quatre dernières décennies marquent un développement expansif et moderne.

Le développement des fibres d'acier repose sur des expérimentations anciennes, consistant en l'utilisation d'éléments de renforcement discontinus tels que les clous, les morceaux de fil de fer et les copeaux de métal pour améliorer les propriétés du béton. C'est de là que les expérimentations des fibres d'acier comme éléments de renforcement du béton ont pris naissance ; les premières applications d'un béton renforcé en fibres ont eu lieu au début des années 60 aux Etats-Unis [82, 85]. A nos jours, les travaux de recherche et d'application se multiplient à travers le monde. Les travaux publiés [86] et les rencontres scientifiques tenues à échelle internationale sur le thème sont les preuves d'un intérêt certain accordé à ce domaine par la recherche et par l'industrie de la construction. Des documents techniques 'Etat de l'art' du béton renforcé en fibres ont été publiés par des organismes internationaux tels que le RILEM et l'ACI.

L'objectif principal de ces dernières décennies a été de concevoir un matériau renforcé de façon homogène et ayant un comportement isotrope. C'est ainsi que l'insertion de fibres discontinues dans la matrice cimentaire a très vite été la voie à de nombreuses recherches [87]. Il faut souligner qu'un renforcement sous forme de fibres distinctes ne peut pas être utilisé en remplacement direct d'une armature d'acier conventionnelle dans les pièces en béton armé et précontraint. Les fibres, en effet, sont moins efficaces que les armatures conventionnelles à taux d'acier équivalent face à des contraintes structurelles bien définies pour lesquelles les approches de conception des structures permettent de concentrer la section d'acier aux endroits critiques.

L'Algérie est parmi les pays qui dispose d'extraordinaires ressources en fibres végétales (Palmier, Alfa, Sisal, Abaca, Chanvre, Coton...); malheureusement, leur exploitation dans des domaines pratiques, entre autre les matériaux de construction est encore rare, malgré leur disponibilité en abondance, particulièrement le palmier.

2.4. Concepts de base

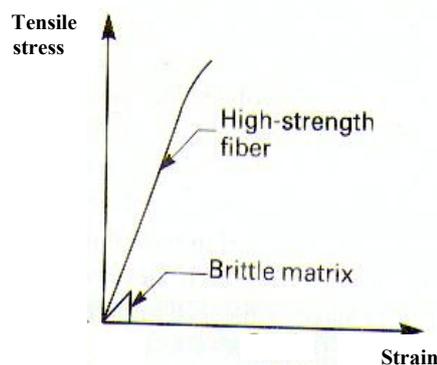


Figure 2.2 : Fibres résistantes et matrice fragile [86]

Souvent, les fibres sont plus résistantes que la matrice de béton et donc la déformation à la rupture de la matrice fragile est nettement plus faible que celle de la fibre comme le montre la Figure 2.2 [86]. Par conséquent, lorsqu'une matrice de béton renforcé en fibres est chargée, elle se fissure bien avant la rupture des fibres.

Après la fissuration de la matrice, le comportement post-fissuré peut être décrit comme suit :

- Le composé matrice-fibres se fracture immédiatement après ; dans ce cas les fibres ne sont pas efficaces ou la conception du mélange béton fibré n'est pas adéquate. Ce type de comportement est illustré par la Figure 2.3 (a) [82].

- Le composé matrice-fibres continue à supporter un chargement de plus en plus faible après celle qui a causé la fissuration. Ce comportement est illustré par la Figure 3.3 (b). Cependant, la rupture par arrachement des fibres au niveau de la fissure est plus ductile. Même si aucune augmentation de résistance en traction n'est obtenue, le matériau composé est plus ductile et plus tenace. L'effondrement n'est pas brutal.
- Après la fissuration de la matrice béton, le matériau composé continue à supporter des chargements de plus en plus élevés et donc de résister à des contraintes de traction de plus en plus importantes. La contrainte maximale et la déformation ultime du matériau composé (béton fibré) sont plus importantes que celles de la matrice de béton toute seule. Durant l'évolution inélastique (entre la première fissure et la contrainte maximale), plusieurs fissures apparaissent. Ce comportement souhaité dans un béton fibré est illustré en Figure 2.3 (c). Ce type de rupture se produit pour des fibres efficaces et une conception adéquate du mélange béton fibré ; une performance optimale du composite béton fibré est atteinte.

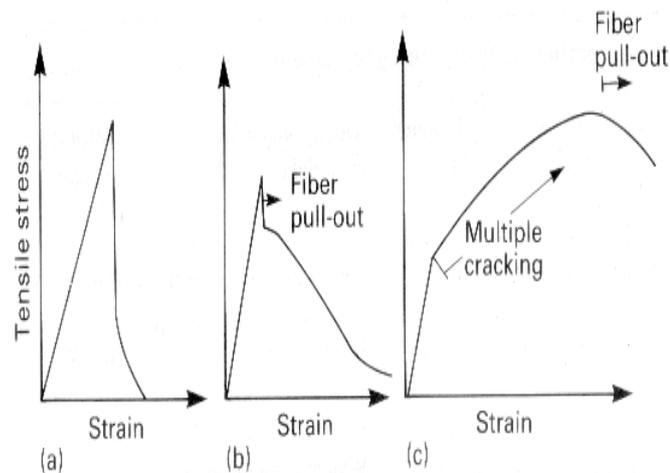


Figure 2.3 : Trois possibilités de relation contrainte-déformation du composite matrice-fibres [82].

2.4.1. Comportement en phase élastique

Jusqu'aux premières fissures de la matrice de béton, on peut admettre que les fibres et la matrice se comportent élastiquement et qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les deux composants du béton fibré. Dans ces conditions, la contrainte dans le matériau composé juste avant la fissuration de la matrice, σ_f , et la déformation correspondante ε_{bf} sont reliées par l'expression suivante :

$$\sigma_{bf} = E_b \cdot (1 - \rho_f) \cdot \varepsilon_{bf} + E'_f \cdot \rho_f \cdot \varepsilon_{bf} \quad (2.1)$$

Où E_b est le module d'élasticité du béton.

ρ_f est la fraction de volume en % occupé par les fibres (proportion de fibres utilisées).

E'_f est le module d'élasticité équivalent des fibres dans la direction des contraintes de tractions. Ce module est égal au module d'élasticité des fibres E_f seulement si les fibres sont suffisamment longues et alignées dans la direction des contraintes.

En général, E'_f est de l'ordre du tiers du module réel E_f ($E'_f = \frac{1}{3} E_f$) [85].

A partir de l'équation (2.1), et en prenant en compte le fait que $E'_f = \frac{1}{3} E_f$ et que ρ_f est une fraction inférieure à 10%, on peut déduire que la contrainte du matériau composé à laquelle apparaissent les premières fissures ne sera pas substantiellement différente de la résistance à la traction de la matrice. Cette déduction est soutenue par les travaux de Boulekbeche [88] et de Chemrouk [89].

Les résultats de l'expérimentation [80] vont dans le même sens la présence des fibres ne change significativement les propriétés de la matrice de béton qu'après les premières fissures.

2.4.2. Comportement en Phase inélastique - effet de la fissuration

Le matériau composé peut supporter d'avantage de chargement après fissuration de la matrice uniquement si la résistance à l'arrachement des fibres au niveau de la fissure est plus grande que la charge ayant causé la fissuration. La résistance à l'arrachement des fibres dépend de la contrainte moyenne d'adhérence entre les fibres et la matrice, le nombre de fibres traversant la fissure et la longueur et le diamètre des fibres. Ce n'est donc pas surprenant que le dosage ρ_f et l'élanement l_f/d_f aient une influence importante sur le comportement après fissuration du béton fibré. Une contrainte d'adhérence plus faible et/ou une quantité du produit $\rho_f \cdot l_f/d_f$ plus faible résultent en un comportement tel que montré Figure 2.3 (b).

Au niveau de la section fissurée, la matrice de béton ne résiste à aucune traction et les fibres reprennent donc la totalité de la charge reprise par le matériau composé (béton fibré). Avec l'augmentation de la charge, les fibres transfèrent les contraintes en excès vers la matrice de béton voisine à travers l'adhérence. A son tour la matrice voisine se fissure et

le processus de démultiplication des fissures continue jusqu'à éventuellement rupture des fibres ou destruction de l'adhérence locale, résultant en l'arrachement des fibres.

Le processus de démultiplication des fissures est un signe clef pour s'assurer du maximum de performance d'un type de fibres résistant dans une matrice de béton fragile. Avec une fissuration multiple, il est possible d'atteindre une contrainte maximale (peak stress) assez importante pour le béton fibré et plus particulièrement une déformation importante par comparaison à celles causant les premières fissures, ce qui est en soit un objectif souhaité dans toute conception en béton armé [90]. Une fissuration multiple réduit les ouvertures de fissures et garde ainsi l'élément de structure servicible. Le degré de démultiplication des fissures est amélioré avec l'augmentation de la fraction volumique de fibres, avec l'amélioration de l'adhérence fibres-matrice et en augmentant l'élancement l_f/d_f des fibres.

En résumé, un béton renforcé en fibre se casse graduellement. Les fibres agissent uniquement après fissuration de la matrice, et apporte au béton une meilleure ténacité, une meilleure ductilité et une meilleure résistance aux chocs et abrasions. Ce sont ces qualités qui favorisent le béton renforcé en fibres dans les applications, même si la résistance à la rupture par traction peut aussi être améliorée par l'ajout de fibres ; des recherches dans ce domaine sont en cours afin de quantifier l'amélioration de la résistance à la fissuration.

Les autres effets avantageux liés à l'ajout de fibres dans les bétons sont nombreux :

- Les fibres peuvent remplacer le treillis soudé, afin de maîtriser la fissuration de retrait
- Les fibres retardent la microfissuration. Elles empêchent le retrait au jeune âge et s'opposent au faïençage (apparition de nombreuses fissures très fines qui forment un réseau hexagonal ou octogonal). Le retrait du béton peut être diminué de 35 % si l'on ajoute 1,5 % de fibres par volume dans un mélange béton ordinaire [91].

Lorsque la charge appliquée au béton s'approche de la charge de rupture, les fissures se propagent parfois rapidement en ouverture et en longueur. Les fibres noyées dans le béton permettent de bloquer le développement de cette fissuration en la couturant (Figures 2.4 et 2.5).

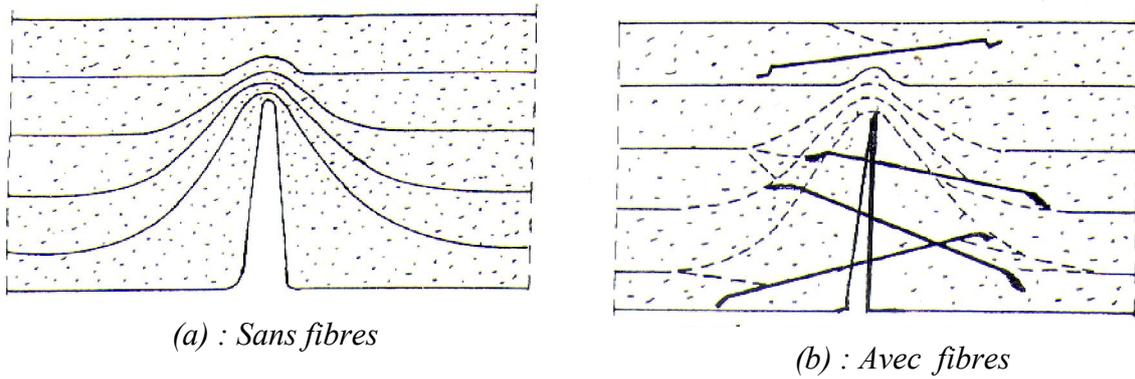


Figure 2.4 : Rôles des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton [89].

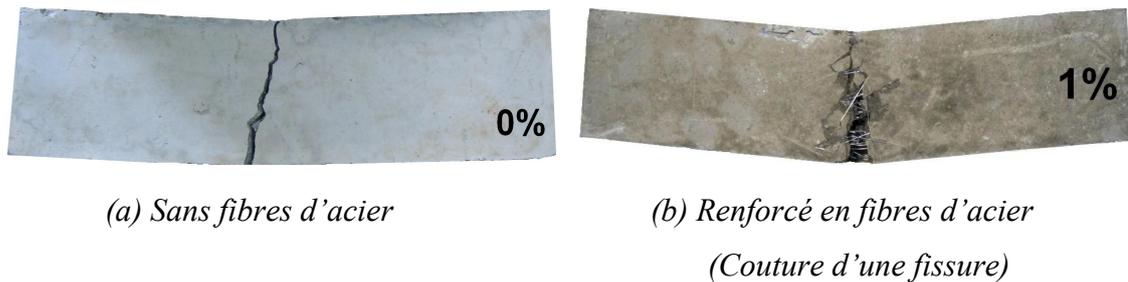


Figure 2.5 : Fissuration en béton à hautes performances [89].

- Les fibres réduisent le fluage, c'est-à-dire la déformation du béton avec le temps sous une contrainte constante. Par exemple, le fluage en traction d'un béton renforcé de fibres d'acier peut représenter seulement 50 à 60 % de celui d'un béton ordinaire et le fluage en compression, 10 à 20 %.

2.5. Fabrication des bétons de fibres

Le béton renforcé en fibres peut être produit en ajoutant les fibres directement dans le malaxeur simultanément au gravillon, sable et ciment. Malaxer le mélange pendant quelques secondes avant d'introduire l'eau de gâchage et continuer le malaxage pour une durée n'excédant pas 75 secondes. Il ne faut jamais introduire les fibres en premier dans le malaxeur. Pour obtenir une distribution uniforme des fibres dans le béton, une maniabilité élevée du béton frais est nécessaire. Cette maniabilité requise peut être obtenue en limitant le pourcentage ρ_f (%) en fibres et en limitant leur élancement l_f/d_f . Donc pendant que pour des considérations de performances mécaniques il est souhaitable d'utiliser des dosages élevés en fibres ayant des élancements l_f/d_f élevés, les considérations de maniabilité limitent les valeurs maximales de ces deux paramètres. Cependant, pour

améliorer les caractéristiques de mise en place du béton fibré, les adjuvants superplastifiants peuvent être utilisés.

2.6. Propriétés et utilisation des différents types de fibres

Les fibres les plus utilisées sont synthétiques : en acier, en verre ou en matériau polymère. Certaines propriétés sont données dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : propriétés physiques et caractéristiques mécaniques des fibres couramment utilisées comme renforts dans les bétons

Type	Polypropylène	Verre	Acier
L (mm)	6-20	20-50	20-60
D (mm)	0.02-0.2	0.015	0.2-0.75
E (GPa)	5-10	80	200
Fr (GPa)	0.3-0.4	2-4	1-1.5
Prop %	4-8	4-6	1-4

2.6.1. Fibres d'acier

Les fibres d'acier de forme ronde sont produites à partir fil de fer de diamètre variant entre 0.2mm et 0.75mm. Il existe aussi des fibres ayant des formes plates avec des sections variant entre 0.15mm et 0.40mm d'épaisseur et entre 0.25 mm et 0.90mm en largeur.

Les fibres munies de crochets à chaque extrémité sont celles qui présentent le plus d'avantages à cause de leur bonne adhérence mécanique. Elles sont fabriquées en acier étiré à froid, ayant une résistance à la traction minimale de 1100 MPa. Elles se présentent sous forme de petites plaquettes de fibres (30 à 40 fibres), accolées avec un produit soluble dans l'eau, ce qui facilite leur incorporation dans le béton et le malaxage. Au contact de l'eau de gâchage, les fibres se libèrent aléatoirement dans le mélange de béton frais. Ces fibres travaillent par déformation des crochets qui se redressent lors du glissement de la fibre dans la matrice (Figure 2.6), c'est le type de fibres qui a été utilisé dans nos essais (Figure 2.7)

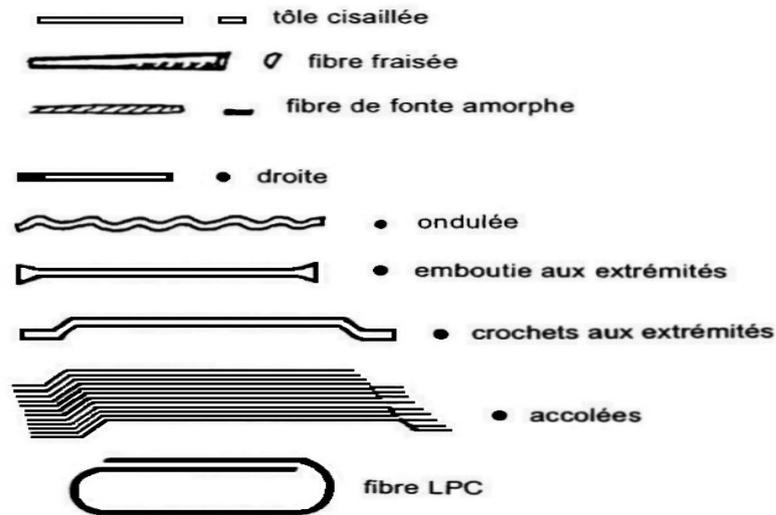


Figure 2.6 : Types et formes de fibres d'acier utilisées [91].

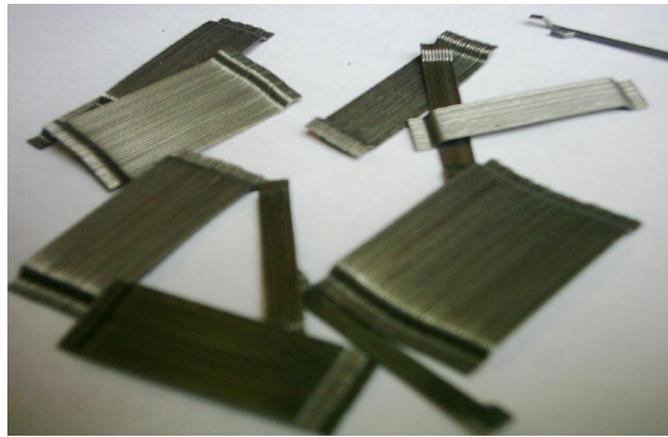


Figure 2.7 : Fibres d'acier utilisées dans nos essais.

La rupture du béton fibré ayant toujours par arrachement des fibres, l'utilisation des fibres de haute adhérence améliore la résistance à l'arrachement et par conséquent améliore les propriétés mécaniques du matériau composé.

Les proportions d'un mélange normal en béton à base de fibres varient généralement entre 1 à 3% par volume bétonné ; les fibres ont des longueurs qui varient entre 20 et 60mm. L'élanement, défini comme étant le rapport longueur/diamètre (l_f / d_f), est un paramètre important dans le sens où il traduit les deux caractéristiques d'une fibre qui sont la longueur et le diamètre. Pour une efficacité optimale, ce paramètre doit varier entre 50 et 75 [85]. Les dosages élevés en fibres longues donneraient des performances mécaniques meilleures si les fibres pouvaient être distribuées uniformément.

Les problèmes de la maniabilité et de la distribution uniforme deviennent plus aigus avec l'augmentation du taux et du rapport d'aspect des fibres.[Martinie et Roussel 2010, Perrot, Lecompte et al. 2012].

L'amélioration de la résistance à la flexion avec l'utilisation des fibres d'acier varie de moins de deux fois pendant que les résistances à la fissuration excessive et à la ductilité peuvent être améliorées jusqu'à vingt fois. C'est pourquoi ces fibres trouvent leur application dans de nombreux domaines , par exemple les bétons de dallage industriels et les bétons autoplaçants, dans les pistes d'aérodrome, dans les dalles de compression pour planchers, dans les bétons projetés des tunnels et des talus, dans les bétons préfabriqués pour les panneaux de façades.

2.6.2. Fibres de Verre

Les fibres de verre sont essentiellement utilisés dans les matériaux composites a matrice polymère. Dans le domaine du génie civil, elles sont utilisées dans des mélanges 'sable fin - ciment' fortement dosés en ciment. Un exemple de mortier renforcé de fibres de verre :

Sable/Ciment : 0.5

Eau/Ciment : 0.3

Fraction volumique de fibres de verre : 4 à 6%

La fibre de verre est cependant sensible aux attaques par les alcalins présents dans la pâte de ciment avec comme conséquence une perte de résistance avec le temps. Les fibres de verre sont essentiellement utilisées pour la production d'éléments préfabriqués à sections fines tels que les murs rideaux et les éléments collés sur les façades des constructions.

2.6.3. Fibres Organiques

Les fibres organiques comprennent les fibres synthétiques telles que les polypropylènes et les fibres naturelles tels que le sisal, la steppe ou la fibre du palmier

La dernière décennie a vu les fibres synthétiques se multiplier pour les utiliser comme fibres de renforcement du béton. Ces fibres ont l'avantage d'être légères et sont chimiquement plus inertes que les fibres de verre ou d'acier ; elles sont aussi moins coûteuses. Cependant, elles ont une adhérence moins bonne avec la matrice de béton et présentent un module d'élasticité plus faible par comparaison aux autres fibres et par conséquent, elles ne donnent pas les mêmes résultats si elles sont utilisées dans les mêmes proportions que les autres types de fibres.

Les fibres synthétiques à base de polypropylène ont des longueurs de 12 mm pour celles utilisées dans les bétons de granularité supérieure à 10 mm et de 6 mm pour celles utilisées avec des bétons de granularité jusqu'à 10 mm. Elles ont un diamètre de 18 μm (0.018mm), un module d'élasticité variant entre 6000 MPa et 9000 MPa et une résistance à la traction entre 300 et 400 MPa. Ces fibres améliorent la cohésion du béton à l'état frais, limitent la fissuration causée par le retrait et les mouvements thermiques, augmentent la résistance aux chocs et surtout améliorent la perméabilité du matériau durci. Ces fibres ne se substituent pas au renforcement conventionnel utilisé dans le béton ordinaire. Elles sont utilisées dans les bétons de dallage, de chaussées, de parking et de pistes ; dans ces bétons les fibres synthétiques jouent surtout le rôle d'anti-fissurant. Elles sont utilisées dans les bétons et mortiers soumis aux chocs, dans les bétons nécessitant une forte cohésion à l'état frais tels que les bétons pompés, les bétons projetés à travers les failles et le béton devant être placés en pente. Les fibres synthétiques sont aussi utilisées dans les mortiers de chape pour l'étanchéité et dans les mortiers d'enduits pour limiter la fissuration de retrait et des mouvements thermiques. Les dernières recherches sur les fibres en polypropylène dans le béton ont montré leur efficacité contre les incendies. Les fibres, en brûlant, constituent des conduites pour l'évacuation de la chaleur, et donc réduisent le phénomène de l'écaillage du béton sous l'effet des chaleurs. Ceci semble être intéressant particulièrement pour les tunnels où des résistances de béton élevées sont souvent utilisées.

Les problèmes de malaxage et de la dispersion uniforme des fibres peuvent être atténués par l'utilisation des adjuvants superplastifiants. Les fibres synthétiques peuvent dans beaucoup de cas d'applications remplacer les autres fibres minérales telles que l'amiante, matériau cancérigène maintenant interdit dans la plupart des pays.

Le Tableau 2.2 présente les caractéristiques physico-mécaniques de certaines fibres [92].

Tableau 2.2 : Propriétés physico-mécaniques des fibres

Fibres	Densité	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Elongation à la rupture (%)
Acier	7.8	1000 - 3500	200	3 - 4
Verre	2.6	2000 - 4000	70 - 80	2 - 3.5
Asbestos	3.4	3500	196	2-3
Carbone	1.8	Jusqu'à 4500	100 à 300	0.5
Kevlar	1.5	3500 - 3600	65 - 133	2.1 - 4
Polypropylène	0.9	300 - 500	5 - 5	20
Palmier	0.5	72	3	-
Sisal	1.5	300 - 600	13 - 26	3
Cellulose	1.5	900	71	-
Nylon	1.1	900	2 - 4	13 - 15
Coton	1.5	400 - 700	4.8	3 - 10

2.7. Applications des bétons de fibres

Le Béton de Fibres Métalliques « BFM » est utilisé dans de nombreuses applications, seul ou en combinaison avec un renforcement [86]. L'application du BFM sans renforcement est utilisée généralement dans des pièces minces tels que le revêtement, les panneaux, canalisations, tunnels, les dallages industriels et les talus.

Les fibres sont aussi employées pour supporter d'autres éléments structuraux tels que les armatures, les câbles de précontraintes et les structures en acier [93].

Parmi les principales applications à base de béton de fibres on peut citer :

- Les structures hydrauliques et portuaires, barrages, retenues d'eaux,
- Pistes d'atterrissage, revêtements de voies et parking, quais d'entrepôts,
- Bétons projetés (tunnels, pentes) et pieux forés, plates-formes de ponts,
- Panneaux de façades, corniches, cloisons...,
- Eléments préfabriqués de structure (voussoirs, pannes...),
- Plancher industriel, coque de coupole, chapes,
- les structures soumises à explosions et les ouvrages parasismiques.

La réparation des chaussées est un des exemples où le béton de fibres peut être utilisé pour assurer la durabilité de la structure. La technique consiste à couvrir les chaussées par une

couche en béton de fibres. Une expérience effectuée sur une autoroute au Canada montre que la couche de réparation en béton de fibres est restée en bon état de service 8 ans après réparation, tandis qu'il a fallu refaire la réparation sur les couches en béton non fibré 8 mois après. La présence de fibres dans les couches de surfacage permet de lutter contre les forces de traction et les contraintes de cisaillement dans les zones fissurées qui causent le décollement des couches du support [94].

2.8. La formulation des BFM

L'optimisation de la composition des BFM est un passage obligé dans l'ingénierie de ce matériau. La formulation de ces matériaux ne peut pas se résumer à l'introduction directe d'un certain pourcentage de fibres, dans un béton ayant été préalablement optimisé sans fibres. En effet, cette introduction perturbe l'arrangement granulaire de la matrice, ce qui a pour double conséquence de diminuer la maniabilité du matériau, et d'altérer sa compacité. Il est évident que cette perturbation est d'autant plus importante que le pourcentage de fibres est élevé, et que pour des dosages très faibles allant de 15 à 30 kg /m³ (<0.5% du volume de béton), la formulation de la matrice peut rester inchangée. Par contre, pour des BFM que l'on peut réellement considérer comme des composites fibrés en terme de fonctionnement mécanique, c'est-à-dire comportant au moins 50 kg /m³ de fibres, il est impératif de formuler la matrice. Il existe une méthode expérimentale de formulation largement validée et utilisée en France [95].

Description de la méthode

Il s'agit de la méthode Baron-Lesage qui a été développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, il y a une quinzaine d'années, pour optimiser le squelette granulaire des bétons non fibrés. Cette méthode est fondée sur trois hypothèses principales largement vérifiées par l'expérience :

- Pour un rapport eau /liant fixé au départ, le béton le plus maniable est celui qui a le squelette granulaire (G + S) le plus compact
- Les proportions optimales en granulats dépendent peu de la nature et du volume du liant
- L'introduction de fibres métalliques ne modifie pas les deux premières hypothèses.

De manière pratique, la méthode se décompose en trois étapes :

- Le cahier des charges d'un BFM permet généralement de fixer :
 - Le rapport eau /liant
 - Le diamètre du plus gros granulats

- La géométrie et les dimensions de la fibre
- Le pourcentage de fibres
- La maniabilité souhaitée
- On fait varier le rapport massique $S/(S + G)$ (S : sable, G : granulats), et on détermine pour chaque valeur de ce rapport la maniabilité correspondante. On trace alors la courbe maniabilité fonction du rapport $S/(S + G)$, et on détermine le rapport optimal qui correspond à la meilleure maniabilité.
- Si la maniabilité correspondant à l'optimum du squelette minéral est différente de la maniabilité fixée par le cahier des charges, il suffit alors soit d'augmenter ou de diminuer le volume de liant, soit d'ajouter un superplastifiant s'il n'y a en avait pas initialement ou d'en augmenter ou d'en diminuer la quantité, pour atteindre cette maniabilité souhaitée.

La maniabilité peut se déterminer suivant différentes méthodes expérimentales.

Ainsi, il existe divers appareils qui permettent de déterminer, au travers de paramètres différents, cette maniabilité. L'objectif, ici, n'est pas de réaliser une présentation exhaustive de ces appareils, mais d'évoquer les deux plus connus et les plus utilisés en France, en l'occurrence le cône d'Abrams et le maniabilimètre LCL

- *Le cône d'Abrams*. Il peut être qualifié d'essai « statique », puisqu'il met en évidence l'aptitude du béton à se mettre en place sous l'effet de la pesanteur. La maniabilité y est caractérisée par une hauteur d'affaissement.
- *Le maniabilimètre LCL* est quant à lui un essai « dynamique » qui met en évidence l'aptitude du béton à se mettre en place sous vibration. La maniabilité est alors caractérisée par un temps d'écoulement.

Dans le cas des BFM, il est préférable d'utiliser le second appareil, et ceci pour deux raisons :

- Lorsque le pourcentage de fibres est relativement important il devient très difficile d'observer des affaissements significatifs , ce qui rend imprécise la détermination du squelette minéral optimal (courbe plate).
- Le volume de matériau testé avec le cône d'Abrams est relativement faible, en l'occurrence 6 litres, alors que le maniabilimètre LCL opère sur 30 litres, ce dernier permet donc d'accéder à une information plus représentative du comportement rhéologique du BFM frais, surtout lorsque les fibres métalliques incorporées sont longues (quelques dizaines de millimètres)

La maniabilité souhaitée s'obtient soit en ajustant la quantité de liant, soit en faisant varier la quantité de superplastifiant. Le choix entre ces deux possibilités dépend de leurs conséquences respectives :

- L'augmentation de la quantité de liant a un double intérêt. D'une part, elle permet un meilleur enrobage des fibres, ce qui aura pour conséquence un meilleur fonctionnement mécanique ultérieur de celle-ci dans la matrice durcie et, d'autre part, elle conduit à une finition plus aisée de la surface des structures en BFM, et à une surface moins « hérissée » de fibres, tant dans les parties coffrées, que dans les autres. Par contre, cela conduit à augmenter les retraites thermiques et hydrauliques, le fluage, ainsi que l'exothermie du BFM, et peut donc occasionner des problèmes mécaniques.
- Les superplastifiants sont généralement des produits couteux.

2.9. La mise en œuvre des BFM

Les méthodes actuelles de formulation des BFM permettent d'obtenir des BFM à la maniabilité souhaitée, même lorsque le pourcentage de fibres incorporées est important. Il est donc permis de penser que les BFM ne présentent pas de problèmes de mise en œuvre plus importants que les bétons non fibrés. Ceci s'avère globalement vrai, si ce n'est que certains aspects technologiques spécifiques aux BFM doivent être pris en considération si l'on veut réaliser un bon bétonnage. Par contre, et ceci constitue un point capital dans l'ingénierie des BFM, les caractéristiques mécaniques ultérieures du BFM in situ sont fortement dépendantes de sa mise en œuvre, et du type de structure considéré [95].

Ces spécificités peuvent se décliner de la manière suivante :

- L'orientation préférentielle des fibres
- Les effets de voûte, ou d'écran
- Les effets de cheminée
- La ségrégation des fibres
- L'appauvrissement en fibres
- La relation entre le rapport d'aspect (longueur /diamètre) de la fibre et la maniabilité du BFM

2.9.1. Orientation préférentielle des fibres

Cette orientation a plusieurs origines qui sont principalement :

- La technique de mise en œuvre adoptée

- Les effets liés à l'écoulement du BFM.

On s'intéresse ici aux BFM mis en œuvre en laboratoire pour confectionner des éprouvettes de petites dimensions. Du fait de la manière dont le BFM est prélevé par l'outil servant à remplir le moule, de la forme de celui-ci, de la manière dont l'outil introduit le BFM dans le moule, de la petitesse de ce dernier qui exclut un écoulement important du BFM, les fibres sont orientées, préférentiellement, perpendiculairement à la surface du moule par où le BFM est introduit.

Cette orientation préférentielle augmente avec le rapport longueur de fibre sur volume de BFM contenu dans l'outil. Elle constitue un élément essentiel de la représentativité du comportement mécanique d'un BFM de laboratoire par rapport à celui du même BFM utilisé pour une application industrielle donnée.

2.9.2. Effets de voûte, ou d'écran

Ces effets de voûte apparaissent lorsqu'un obstacle s'oppose au déplacement des fibres. Dans ce cas-là, des fibres peuvent s'accumuler et former un paquet qui induisent de la ségrégation.

On rencontre ce problème lorsqu'un BFM est coulé dans une structure comportant des armatures traditionnelles, et que les espacements entre les armatures sont plus petits ou très peu supérieurs à la longueur des fibres.

Il peut intervenir également lorsqu'un BFM est coulé entre deux parois d'un moule ou d'un coffrage, parois distantes d'une longueur voisine ou inférieure à celle des fibres.

2.9.3. Effets de cheminée

Ce phénomène apparaît lorsqu'un BFM assez visqueux, et contenant un pourcentage de fibres important (supérieur à 50 kg/m³), est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante.

La pénétration de l'aiguille dans le BFM provoque un écoulement local de celui-ci le long de l'aiguille, et une orientation des fibres parallèlement à la surface de celle-ci (du fait des lignes de courant créées par la vibration, et du déplacement de l'aiguille). Dans le cas d'un pourcentage élevé de fibres, leur enchevêtrement va donc créer, autour de l'aiguille, une sorte « d'enveloppe » rigide (par effet de voûte), qui constitue, lorsque l'aiguille est sortie du BFM, un écran empêchant la matrice de combler de manière satisfaisante le trou laissé par l'aiguille. On observe alors, à l'emplacement initial de l'aiguille de la laitance ou, à l'extrême, un trou non comblé.

2.9.4. Ségrégation des fibres

Ce phénomène apparaît lorsqu'on utilise un BFM très fluide pour éléments structurels de hauteur importante, tel une colonne ou une poutre de grande hauteur. Il a la même origine que celle relative à la ségrégation des gros granulats d'un béton, c'est-à-dire la pesanteur.

Il est d'autant plus important que le poids unitaire de la fibre augmente et que sa surface spécifique diminue. En effet, plus la surface spécifique de la fibre augmente, plus les frottements exercés sur elle par la matrice sont importants et en ralentissent la « chute ».

2.9.5. Appauvrissement en fibres

Ce problème intervient principalement dans le cas des bétons projetés. En effet, lorsque la fibre est projetée à l'aide d'une lance de projection, elle acquiert une certaine énergie cinétique en arrivant sur la paroi que l'on désire renforcer. Cette paroi étant habituellement peu déformable, les fibres vont avoir tendance à rebondir sur cette paroi. Ce rebond va être, dans le cas de la technique de projection par voie sèche, beaucoup plus important que dans celui de la technique de projection par voie humide car, dans ce dernier cas, la fibre étant enrobée d'une matrice visqueuse, le choc de la fibre sur la paroi est en grande partie amorti par des phénomènes visqueux liés à la matrice.

2.9.6. Relation entre le rapport longueur/ diamètre de la fibre et la maniabilité du BFM

Pour la majeure partie des applications industrielles actuelles ou potentielles, la maniabilité des BFM est un paramètre primordial. En effet, un BFM développé en laboratoire en utilisant des méthodes et techniques « artisanales » de mise en œuvre, aussi performant soit-il d'un point de vue mécanique, ne sera jamais développé industriellement s'il ne se met pas en œuvre correctement avec les techniques classiques de chantier ou d'usine (cas de la préfabrication). Des études expérimentales antérieures [96-98] ont montré que le rapport longueur/diamètre des fibres cylindriques joue un rôle central dans la maniabilité d'un BFM. Ainsi, pour un dosage en fibres donné, plus ce rapport est grand plus la maniabilité du BFM est mauvaise et plus le risque formation de pelotes de fibres au sein de la matrice est grand.

On peut expliquer ce phénomène de la manière suivante :

- Si on raisonne à longueur de fibre donnée et pour un même dosage, plus la fibre a un diamètre petit, plus la surface spécifique de la fibre est importante, et plus le nombre de fibres est grand. La surface spécifique plus grande conduit à des frottements plus

importants entre la fibre et la matrice, alors que le plus grand nombre de fibres conduit à une probabilité plus grande de contacts entre fibres. Ces deux facteurs expliquent la perte de maniabilité observée lorsque le rapport longueur/diamètre de la fibre augmente.

- Pour un rapport d'aspect supérieur à 15, la fraction volumique maximale qu'un empilement de fibre peut atteindre est inversement proportionnelle à son rapport d'aspect [99,100].

Un autre paramètre intervient : le poids unitaire de la fibre. En effet, plus la fibre est lourde, plus elle aura tendance, sous l'effet de la pesanteur (avec ou sans vibration) à quitter la gaine de pâte de ciment qui l'enrobe, pour venir en contact avec les granulats, ce qui accroît les frottements entre la fibre et la matrice, les frottements secs entre la fibre et les granulats étant beaucoup plus importants que les frottements de cette fibre avec le fluide visqueux que constitue la pâte de ciment fraîche.

Ceci induit une méthode de formulation connue des spécialistes des BFM : à maniabilité fixée, on peut soit introduire un dosage important de fibres courtes, soit un dosage faible de fibres longues.

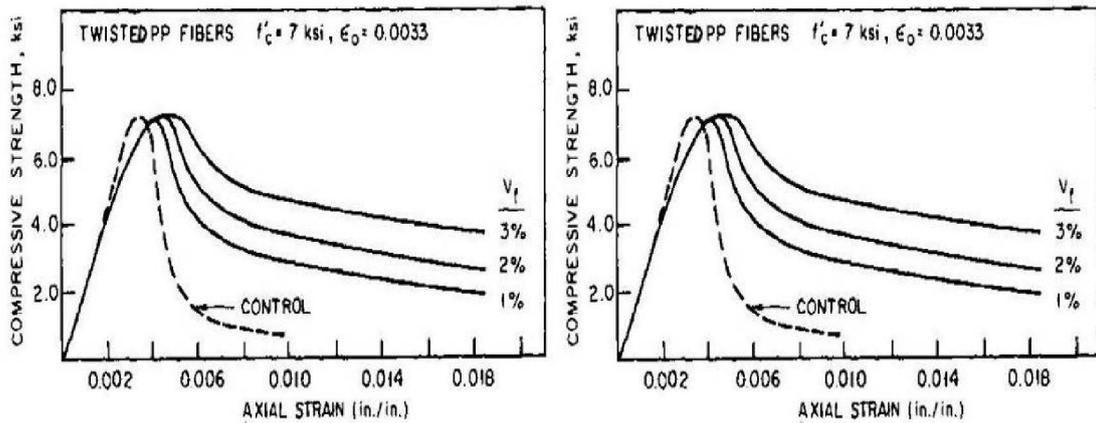
2.10. Comportement mécanique des BFM

2.10.1. Comportement à la compression

La présence des fibres n'a pas une influence significative sur la résistance à la compression des BFM. Dans ce sens, des résultats contradictoires ont été rapportés, pendant que [89,101-107] proposent une amélioration de 10 à 20 % de la résistance à la compression, d'autres travaux ont confirmé une diminution [84,108-112]. Cette diminution est d'autant plus grande que le pourcentage des fibres est important.

La porosité des BFM peut être augmentée par la présence des fibres, et ainsi abaisser la résistance [111].

Cependant, la présence des fibres augmente la déformation à la rupture et la ductilité (Figure 2.8) [102,113], et ce aussi bien pour le béton ordinaire que pour le béton à hautes performances (Figure 2.9) [104].



(a) Selon [102]

(b) Selon [113]

Figure 2.8: Courbe contrainte-déformation en compression des bétons ordinaires

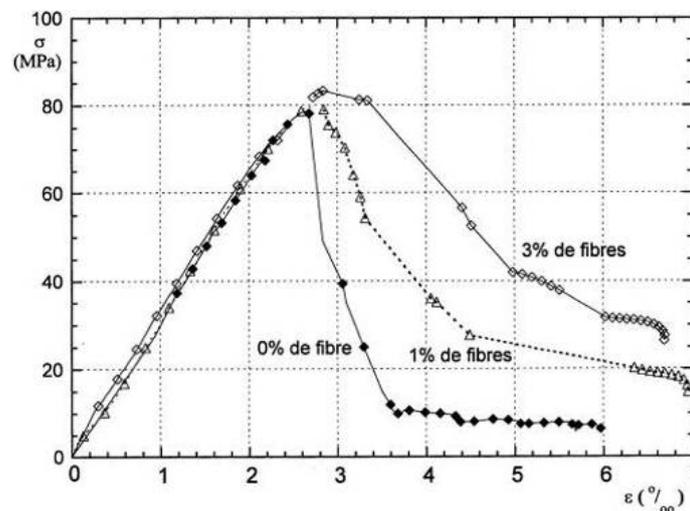


Figure 2.9: Courbe contrainte-déformation en compression des BHP [104].

L'observation des diagrammes contrainte-déformations (Figure 2.8 et 2.9), montre que :

- le comportement pré-pic est quasi identique pour les bétons avec et sans fibres,
- le comportement post-pic est sensiblement influencé par l'introduction des fibres qui augmentent la déformation avant rupture.

D'autres part, la résistance à la compression des BHP fibrés f_{cf} est exprimée dans certains travaux en fonction de la résistance de la matrice f_c et du volume de fibres ρ_f . Par exemple Wafa et Ashour [114] dans leur travail sur les propriétés mécaniques du béton à hautes performances renforcé de fibres :

$$f_{cf} = f_c + 3,53 \cdot \rho_f \quad (\text{MPa}) \quad (2.2)$$

Une relation donnant la contrainte à la compression f_c du composite en fonction de l'orientation des fibres et de leur longueur a été proposée par Lim et al [115] :

$$f_c = f_{cm} \cdot \rho_m + \alpha \cdot \eta_l \cdot f_{ft} \cdot \rho_f \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

f_{mc} : contrainte en compression de la matrice, f_{ft} : contrainte de traction de la fibre,

α : facteur d'orientation, ρ_f : volume des fibres, ρ_m : volume de la matrice.

η_l : facteur de longueur, $\eta_l = 0.5$ si $l_f < l_c$, $\eta_l = 1$ si $l_f \geq l_c$, l_c : longueur critique de la fibre

2.10.2. Comportement en traction des BFM

Étudions le cas où la fissuration est gouvernée principalement par des contraintes macroscopiques de traction. On peut schématiquement distinguer trois étapes dans le processus de fissuration d'un volume de béton soumis à des contraintes macroscopiques de traction ; - une première étape de microfissuration diffuse au sein de tout le volume de béton, une seconde étape au cours de laquelle les microfissures vont se connecter pour créer une ou plusieurs macrofissures, et la dernière étape qui correspond à la propagation d'une ou de plusieurs macrofissures conduisant à la rupture du volume de béton considéré.

L'élaboration du concept d'action des fibres aux deux échelles (microfissuration et macrofissuration) a permis, en 1987 [117] d'aboutir à une compréhension claire de l'intervention des fibres dans les différentes étapes du processus de fissuration en traction d'un BFM. Durant les trois étapes de fissuration évoquées précédemment, les fibres métalliques interviennent de la manière suivante :

- durant la phase de microfissuration diffuse, les fibres métalliques peuvent « coudre » les microfissures actives et retarder l'apparition de la localisation ; on observe, alors, une augmentation de la contrainte au pic et de la ductilité à l'échelle du matériau.
- durant la phase de propagation des macrofissures actives, les fibres métalliques peuvent également « coudre » ces macrofissures, assurant, ainsi, une capacité portante et une ductilité plus grandes à l'échelle de la structure.

Il est bien évident que, dans la plupart des cas, la géométrie optimale de la fibre métallique qu'il faut utiliser pour agir sur la micro ou sur la macrofissuration active sera différente.

En effet, dans le cas où les fibres doivent agir sur les microfissures, il est nécessaire que ces fibres soient nombreuses et de petit diamètre. Pour des raisons de maniabilité du

matériau, fortement liée au rapport longueur/diamètre de la fibre, les fibres doivent également être courtes.

Dans le cas où l'on veut que les fibres agissent sur les macrofissures, la longueur de la fibre doit être suffisamment grande pour assurer un ancrage correct de celle-ci dans la matrice. Pour les mêmes raisons de maniabilité, les fibres longues ne pourront s'utiliser qu'en pourcentage beaucoup plus faible que les fibres courtes.

Il faut noter que ce qui précède relève de « règles générales », auxquelles il faut apporter quelques nuances

- Ce respect du pourcentage important de fibres courtes ou du pourcentage faible de fibres longues n'est vrai que si la maniabilité est un paramètre important dans la mise en œuvre du béton, ce qui est le cas pour les BFM coulés, pompés, ou projetés par voie humide. Dans le cas où cette maniabilité n'est pas un paramètre important, comme par exemple dans le cas d'un BFM très « sec » et compacté au rouleau, ou dans le cas du SIFCON (Steel Infiltrated Fiber Concrete), on peut introduire un pourcentage élevé de fibres longues et de faible diamètre, ce qui permet d'agir à l'échelle du matériau et à l'échelle de la structure, avec une seule dimension de fibre.
- La longueur de la fibre à utiliser est fortement dépendante des caractéristiques mécaniques de la matrice. Ainsi, si la matrice est très compacte et très adhérente aux fibres, une fibre considérée comme courte pourrait a priori agir correctement à la fois au niveau des micro- et des macrofissures.

2.10.3. Module d'élasticité

Le module élastique d'un BFM varie légèrement par rapport à celui d'un béton sans fibres métalliques. La variation du module élastique est négligeable pour des bétons contenant un dosage volumique des fibres inférieur à 1.5 % [118,119].

2.10.4. Comportement des BFM vis-à-vis du cisaillement

Dans la conception des structures en béton, la résistance au cisaillement est assurée par les cadres ou étriers. Cependant, la résistance au cisaillement peut être insuffisante si la configuration du chargement était différente de celle prévue dans le développement de la méthode de conception, comme le cas d'un séisme, ou dans les cas où les contraintes de construction ou d'espace peuvent rendre difficile de placer le renforcement exigé dans les sections critiques.

Plusieurs études ont démontré l'efficacité des fibres dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du béton. Les fibres d'acier ont plusieurs avantages par comparaison aux cadres. Premièrement, les fibres sont aléatoirement distribuées dans la masse du béton à un espacement beaucoup plus étroit. Deuxièmement, la première fissure de traction et la résistance ultime à la traction ont été améliorées par la présence des fibres, ainsi une distribution uniforme des contraintes est observée [112,121].

Des poutres sans armatures transversales et renforcées avec 2 % de fibres se rompent par cisaillement diagonal, montrent une augmentation de la résistance au cisaillement ultime jusqu'à 183 % et modifient le type de rupture en flexion grâce à l'efficacité des fibres en effort tranchant [122].

La résistance à la compression du béton joue un rôle important dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des poutres en béton armé renforcées avec des fibres d'acier. Les fibres se sont avérées plus efficaces dans les bétons à hautes performances que dans les bétons ordinaires, en augmentant à la fois la charge ultime et la ductilité. Ceci est dû à l'amélioration de l'adhérence du couple fibre-matrice [123-125,187].

Plusieurs études sur le béton de fibres métalliques ont mis en évidence la possibilité et les limites d'utilisation des fibres comme remplacement partiel ou total des armatures transversales. En effet, la mise en place des cadres prend du temps et peut conduire à un ferrailage si dense qu'il rend difficile la mise en œuvre du béton. Ces études ont été effectuées sur poutres ou sur des éprouvettes dont la géométrie favorise le cisaillement (Figure 2.10) [101,126, 127].

Majdzadeh [127] a effectué des essais sur des éprouvettes dont la forme particulière favorise la rupture par cisaillement. Le béton témoin présente un comportement quasi élastique, qui finit par une rupture brutale, alors que le renforcement par les fibres métalliques améliore la résistance au cisaillement, la ductilité et la valeur de la déformation à la rupture. Des augmentations de 58, 107 et 140 % de la résistance au cisaillement par rapport au béton témoin sont observées pour des dosages de fibres de 0.5, 1 et 1.5 % respectivement (Figure 2.11)

Il est possible d'obtenir des performances comparables de la résistance ultime au cisaillement en utilisant des fibres d'acier en remplacement des cadres pour des dosages convenables en fibres métalliques (1 à 2 %), bien qu'une utilisation couplée soit plus

appropriée parce que les cadres permettent une plus grande capacité de déformation au delà de la limite élastique, comme le montre la Figure 2.12 (a) [113].

Pour les poutres testées en flexion, les cadres ont un apport de 47 % par rapport aux poutres sans armatures transversales, alors qu'en présence de fibres avec un dosage optimal de 1 % en fibres, la résistance à l'effort tranchant a augmenté de 64 %. Une combinaison des cadres avec 0.5 % de fibres donnait un apport de 96 % (Figure 2.12 (b)) [127].

Casanova [128] a étudié la possibilité de remplacer les cadres par des fibres, il conclut qu'un BFM dosé à 1.25 % de fibres a un comportement équivalent à 0.2 % de cadres en acier.

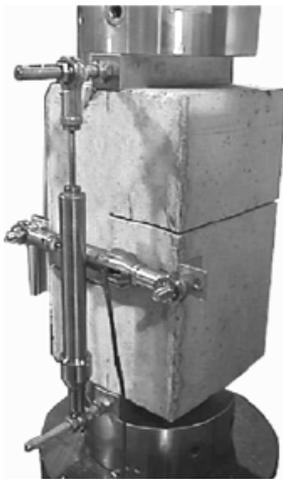


Figure 2.10: Eprouvette de cisaillement

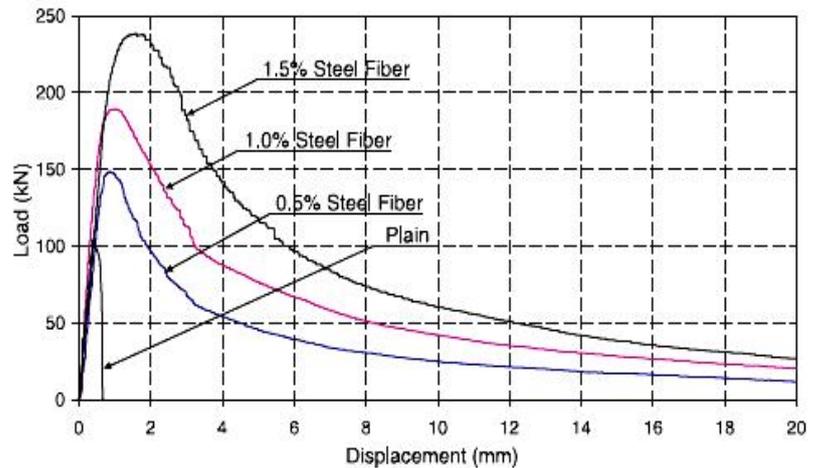
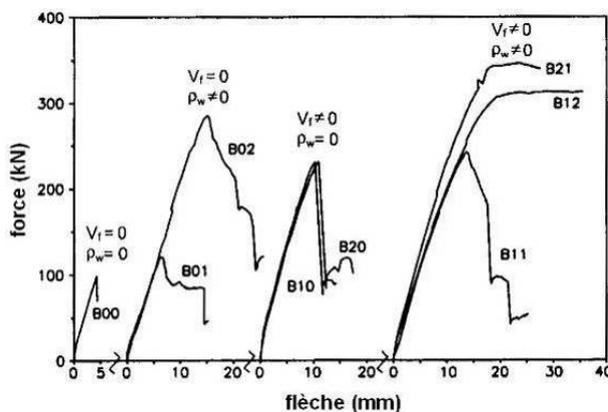
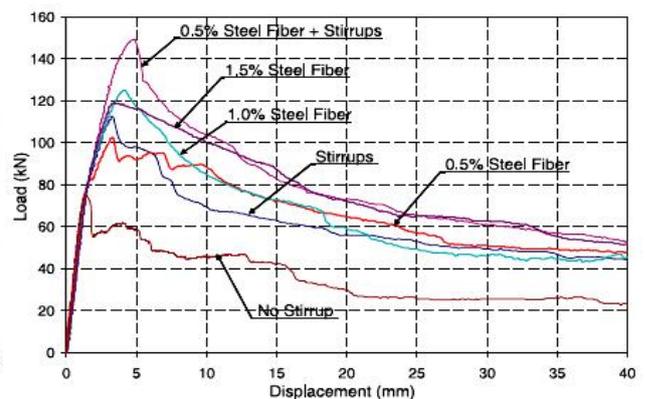


Figure 2.11: Résistance au cisaillement d'éprouvette en béton [127]



(a) Selon [113]



(b) Selon [127]

Figure 2.12 : Résistance au cisaillement de poutres en béton armé

2.10.5. Ductilité des BFM

Le caractère fragile du béton est un paramètre qui entraîne des problèmes de conception et de dimensionnement pour certains types de structures, d'où l'idée de maîtriser cette fragilité. La ductilité du matériau, caractérisée par son comportement post pic, est une indication importante de la capacité des fibres à absorber de grandes quantités d'énergie après fissuration. C'est une propriété qui distingue le béton non fibré du béton fibré.

La résistance à la flexion des BFM est nettement améliorée par l'insertion des fibres; une amélioration de 50 à 100 % pour des fibres de longueur 30 mm et de 300 % pour des fibres de longueur 60 mm de la résistance à la flexion est apportée [129,103,105,130]. Au stade de la première fissuration, la résistance à la flexion reste à peu près inchangée et peu différente de celle du béton témoin quel que soit le pourcentage de fibres. Atassi [131] a montré que la charge ultime de flexion atteinte pour un dosage de 1 % de fibres à ancrage total est de 220 %. Pour la fibre ondulée la reprise est de 170 %.

Shah [132] et Swamy [133] ont proposé la relation suivante pour prédire la résistance ultime à la flexion d'un béton fibré:

$$f_{cc} = A.f_m.(1 - \rho_f) + B.\rho_f.\frac{l_f}{d_f} \quad (2.4)$$

A et B constantes, A dépend de la matrice et B de la contribution des fibres.

f_m : résistance de la matrice, ρ_f : volume des fibres, l_f/d_f : élancement de la fibre.

De la même manière, Plusieurs études [135-137] donnent une évolution de la résistance ultime proportionnelle du composite en fonction du taux de fibre

2.11. Autres propriétés des BFM

2.11.1. Fluage

Le fluage du matériau engendre une redistribution des efforts au sein de la structure.

Les mécanismes qui en sont à l'origine portent toujours à controverse [138-140], et sont liés à la matrice. Les chargements appliqués étant généralement faibles (de l'ordre de 30% de la résistance au jour d'application de la charge), les macrofibres n'ont pas à jouer leur rôle de couture. Le fluage a été relativement peu étudié dans le cas des bétons de fibres,

mais les essais réalisés montrent en effet peu de différence avec un béton ordinaire [141,142]. Dans le cas d'un béton optimisé avec une forte teneur en fibres, il est probable que l'augmentation de la quantité de pâte provoque une augmentation du fluage

2.11.2. Retrait

Le retrait, ou plutôt les retraits du béton sont à l'origine d'une fissuration qui peut être importante. On entend par retrait les déformations d'origine thermique ou hydrique du béton. Acker propose trois mécanismes élémentaires pour décrire les différents retraits (endogène, hydrique, thermique) [143]. Ces phénomènes sont donc dus à la pâte de ciment, et leurs conséquences dépendent des conditions aux limites mais aussi du squelette granulaire.

De nombreux essais ont été réalisés mais il faut les étudier avec précaution. En effet, on compare généralement un béton blanc et des bétons de fibres. La compacité n'étant pas optimisée, la teneur en air peut être très différente. Ceci explique des résultats souvent contradictoires d'un article à l'autre. Il demeure que les fibres semblent avoir peu d'influence sur l'amplitude des retraits, mais qu'en revanche elles améliorent la répartition de la fissuration dans le cas de retraits empêchés [144-146].

En ce qui concerne l'amplitude des retraits, il est plus efficace de travailler sur la composition de la pâte. On a ainsi récemment obtenu des bétons à très faible retrait [148]. Il faut souligner que dans le cas du retrait dit "plastique" (dessiccation prématurée en surface), l'addition de fibres synthétiques limite la fissuration. Mais le même résultat peut aussi être obtenu par une bonne cure.

2.11.3. Résistance au feu

Le bâtiment semble pouvoir fournir un large champ d'applications des bétons de fibres car il utilise des éléments préfabriqués peu ferrailés. La tenue au feu des éléments de structure est alors une des préoccupations majeures. A priori, le fait que les fibres soient courtes et apportent un renforcement discontinu doit permettre une bonne tenue au feu grâce au pouvoir isolant du béton. Cependant la question reste entière en ce qui concerne les sections fissurées. Peu d'essais ont été réalisés concernant ces problèmes, mais les bétons de fibres semblent montrer un comportement satisfaisant [148-150].

2.11.4. Résistance à la fatigue

Des études expérimentales mettent en évidence une nette augmentation de la résistance à la fatigue avec l'incorporation de fibres dépendant du type et du dosage. Les BFM ont une résistance à la fatigue d'environ 65 à 90 % plus grande que la résistance statique à 2 millions de cycles [151,152]. Les essais effectués sur prismes prefissurés renforcés avec 0,5 % de fibres, soumis aux cycles de chargement entre 10 et 80 % de la résistance statique, montrent que la durée de vie (100 000 cycles en moyenne) est la même pour les deux séries de prefissuration.

2.11.5. Comportement dynamique

L'arrachement d'une fibre peut 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 [153]. On peut en distinguer deux catégories : les séismes et les chocs (mous ou durs). Les deux types d'action ont été étudiés et ont montré une augmentation de l'énergie dissipée grâce aux fibres. En ce qui concerne les simulations de séismes, on retrouve des résultats du même ordre que pour les chargements cycliques évoqués plus haut [154-159]. 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 maximal appliqué [160-166]. Bailly suggère que cette augmentation reflète un mécanisme de structure (multifissuration) couplé à une augmentation de l'énergie dissipée lors de l'arrachement dynamique d'une fibre. Dans le cas d'une combinaison de fibres avec des armatures traditionnelles, on observe une augmentation importante du pic d'effort notamment avec un BHP.

2.11.6. 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

[167-171]. 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 [172]. Enfin, les fibres affleurant à la surface se corrodent rapidement, ce qui nuit à l'aspect des parements et est particulièrement néfaste pour les applications en bâtiment, même si la rouille ne se propage pas en profondeur. Afin de remédier partiellement à ces problèmes, on peut utiliser des fibres traitées contre la corrosion.

2.12. Comportement à l'effort tranchant des poutres en béton de fibres

Différents travaux de recherche, ont étudié la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier, et des modèles analytiques ont été développés [123,173-175].

Cucchiara et al [176] ont évalués l'effort tranchant ultime d'une poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier (V_u), par la somme de la contribution du béton comprimé (V_c), des aciers transversaux (V_s) et des fibres d'acier (V_f), comme suit :

$$V_u = V_c + V_s + V_f \quad (\text{KN}) \quad (2.5)$$

L'action des fibres dans une poutre en béton armé peut être schématisée par la Figure 3.13.

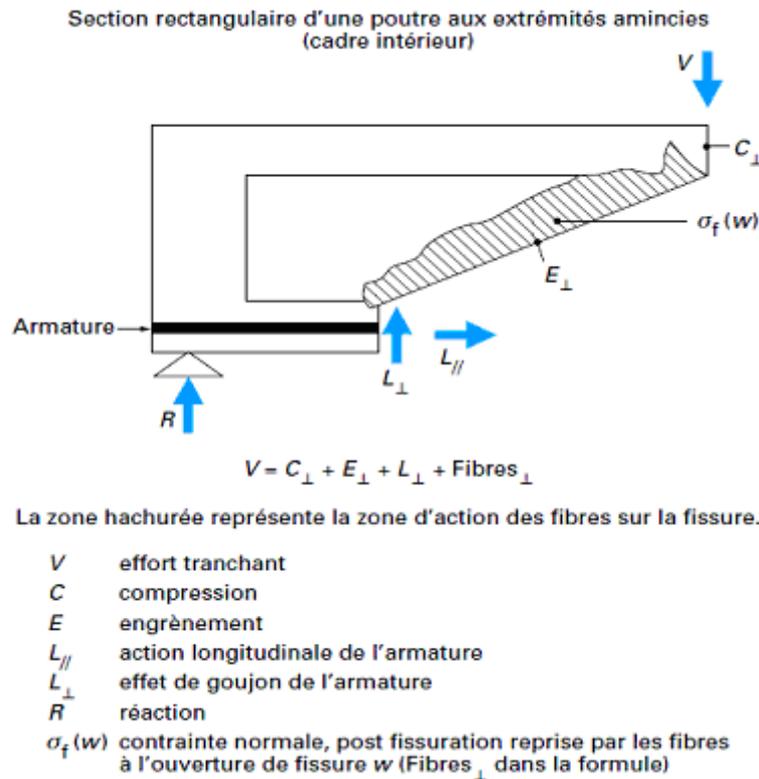


Figure 2.13 : Action des fibres dans la reprise de l'effort tranchant [95].

Divisons les termes de l'équation (2.5) sur la section du béton « b.d » on obtient une nouvelle équation qui donne la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé renforcées en fibres d'acier (v_u) :

$$v_u = v_c + v_s + v_f \quad (\text{MPa}) \quad (2.6)$$

Le Tableau 2.3 présente les différents modèles existants dans littérature qui déterminent la contribution des fibres d'acier (v_f) à la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier, et qui ont été utilisés dans notre étude expérimentale au chapitre 06.

Tableau 2.3: Contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant

Auteurs	Modèles	Explication
Narayanan et Darwish [123]	$v_f = 0.41 \cdot \tau \cdot F \quad (2.7)$	$F = \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \cdot V_f \cdot k_f$ v_f = résistance à l'effort tranchant supportée par les fibres d'acier τ = la contrainte moyenne de liaison de la matrice-fibre = 4.15 MPa F = facteur de fibres l_f / d_f = élancement de fibres V_f = fraction volumique de fibres (%). k_f = coefficient de forme de la fibre. $k_f = 1.2$ pour les fibres à crochets
Swamy et al [173]	$v_f = 0.37 \cdot \tau \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (2.8)$	$\tau = 4.15$ MPa (proposée par [123]).
Al-Ta'an et Al-Feel [174]	$v_f = \frac{8.5}{9} \cdot k \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (2.9)$	$k = 1.2$
Lim et Oh [175]	$v_f = 0.5 \cdot \tau \cdot V_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \cdot \text{ctg} \alpha \quad (2.10)$	α = inclinaison entre l'armature longitudinale et la fissure diagonale d'effort tranchant, estimée à 45°

Les quatre modèles présentés au Tableau 2.3, montrent que la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant dépend essentiellement de fraction volumique des fibres, de ses caractéristiques géométriques (longueur /diamètre), et de la contrainte d'interface matrice-fibre qui détermine la résistance à l'arrachement de la fibre.

Les investigations expérimentales publiées, montrent que l'addition des fibres d'acier aux poutres en béton armé, avec une fraction volumique suffisante, améliore la résistance à l'effort tranchant, parce qu'elle augmente la résistance à la traction, retarde la formation et la croissance des fissures a cause de la plus petite distance entre les fibres comme celle respectée pour les armatures transversales, ce qui implique une grande efficacité pour le contrôle et la distribution des fissures de traction.

En particulier, Narayanan et Darwish [123] observent que le type de fissures développé dans une poutre en béton armé renforcée en fibres d'acier et soumise à l'effort tranchant, est similaire à celui développé dans une poutre avec armatures transversales et sans fibres.

PARTIE II

INVESTIGATIONS EXPERIMENTALES

Chapitre 03
***Effet des fibres d'acier sur le comportement
structural du Béton avec référence particulière
au BHP : Programme expérimental***

Chapitre 03

Effet des fibres d'acier sur le comportement structural du Béton avec référence particulière au BHP : Programme expérimental

3.1. Introduction

Après avoir passé en revue dans un premier chapitre les travaux de recherche portant sur le comportement à l'effort tranchant des éléments de structures en béton armé et les paramètres qui affectent cette sollicitation et dans un deuxième chapitre le comportement physico-mécanique du béton de fibres métalliques et l'apport que peuvent apporter les fibres à ce comportement, un programme expérimental est tracé pour étudier l'utilisation des fibres dans le béton à hautes performances et leurs effets sur le comportement structural de ce matériau ; en particulier sur la servicibilité et la ductilité du matériau et sur le comportement en effort tranchant des éléments de structure en BHP renforcé de fibres d'acier. Ce programme expérimental a été mené à deux échelles, l'échelle du matériau et l'échelle de la structure et a concerné aussi bien le béton à hautes performances que le béton ordinaire pour comparaison.

A l'échelle du matériau, les essais de compression simple et de fendage ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de (11x22cm) fabriquées en béton à hautes performances sans et avec fibres d'acier et en béton ordinaire sans et avec fibres d'aciers.

A l'échelle de la structure, des essais de flexion quatre-points ont été effectués sur 24 séries de poutres ; un total de 70 poutres faites des deux types de béton, ordinaire et de hautes performances, avec et sans fibres d'aciers, ont été testées.

Le programme expérimental entrepris dans le présent travail y compris les matériaux et les matériels utilisés, la confection des corps d'épreuve (spécimens de poutres) et enfin la procédure d'essai et les équipements utilisés sont décrits dans ce chapitre. Après un travail préliminaire de formulation et de caractérisation des matériaux, établi au laboratoire de l'université Hassiba Ben Bouali à Chlef en Algérie, la campagne d'essais expérimentaux a été réalisée au Laboratoire d'Ingénierie des MATériaux de Bretagne « LIMATB » de l'Université de Bretagne-Sud à Lorient en France.

Les paramètres d'étude dans la présente investigation expérimentale sont les suivants :

- L'influence du dosage en fraction volumique des fibres d'acier sur la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé de hautes performances de 65 MPa de résistance à 28 jours. Cinq fractions volumiques de fibres sont utilisées ($\rho_f = 0, 0.5, 1, 2$ et 3%).
- L'influence de l'élanement des fibres d'acier sur la résistance à l'effort tranchant du BHP. Deux élanements sont utilisés ($l_f/d_f = 65$ et 80).
- L'influence des armatures transversales sur la résistance à l'effort tranchant du béton armé de hautes performances. Deux séries des poutres sont testées, poutres avec armatures transversales et poutres sans armatures transversales.

A titre comparatif, les mêmes essais ont été entrepris sur un béton ordinaire de 35 MPa de résistance à 28 jours.

3.2. Développement des bétons à hautes performances

Les Bétons à Hautes Performances (BHP) ont d'abord été utilisés pour leur haute résistance. Cette caractéristique facilement mesurable a fait des progrès énormes à partir des années quatre-vingt. Elle est passée de 30/35 MPa à plus de 100 MPa pour les bétons à très hautes performances et même plus puisque l'on parle dans la littérature récente de béton à ultra hautes performances qui peut atteindre ou dépasser les 150 MPa.

Les gains de résistance ne sont pas les seuls avantages de ces bétons qui tirent leurs propriétés de leur microstructure très dense, d'une forte réduction de leur porosité et d'un réseau capillaire non connecté. Ces bétons sont, en fait, des matériaux à très haute compacité. Du fait de leur porosité extrêmement réduite, les BHP sont plus résistants aux agents agressifs et donc présentent une meilleure durabilité que le béton ordinaire à long terme. Ils permettent ainsi d'optimiser les constructions, de réaliser des structures, et donc des ouvrages, soumises à des contraintes élevées ou sujettes à des environnements sévères (agressions marines, effets du gel, climat sévère, attaques chimiques telles que les sulfates, etc.).

Hautes performances signifient aussi facilité de mise en œuvre et souplesse d'adaptation aux contraintes d'exécution des ouvrages. En effet, les BHP offrent aussi des qualités intéressantes à l'état frais (rhéologie, pompabilité, etc.) et des performances exceptionnelles aux jeunes âges, ce qui permet par exemple d'accélérer les cadences de

fabrication en usine de préfabrication ou sur chantier ou de pomper le matériau sur de longues distances. En effet, des résistances de 15 à 20 MPa peuvent être atteintes en 24 heures permettant ainsi de décoffrer rapidement mêmes les éléments de structures vulnérables à leur poids et de réutiliser le même coffrage pour avancer la cadence de construction. Ils permettent d'obtenir une certaine esthétique architecturale aux ouvrages, un aspect qui a longtemps fait défaut au béton ordinaire, et pérennise leur servitude et leur durabilité, en réduisant relativement les coûts de maintenance et d'entretien à long terme.

Ces performances nettement améliorées sont essentiellement dues à:

- la réduction de la quantité d'eau, réalisée grâce à l'ajout de superplastifiants ;
- l'optimisation de la répartition granulométrique des composants par ajout d'ultrafines.

Cette amélioration des performances est donc due aux récentes avancées technologiques dans le domaine des matériaux, en particulier le développement d'adjuvants plastifiants efficaces qui permettent des formulations de béton avec une forte réduction du dosage en eau tout en conservant une maniabilité adéquate, et l'utilisation d'ultrafins qui complètent les vides du squelette granulaire entre les grains de ciment améliorant ainsi la compacité.

3.3 Sélection des ingrédients du mélange pour un BHP

En général, le béton à hautes performances est préparé en sélectionnant de façon très rigoureuse chacun des ingrédients qui le constituent. La performance et la qualité de chacun des ingrédients que l'on utilise pour fabriquer un BHP deviennent critiques au fur et à mesure qu'augmente la résistance visée. Cependant, l'absence de méthode de formulation des BHP est évidente et ce n'est pas avec n'importe quel granulat, n'importe quel ciment et n'importe quel adjuvant réducteur d'eau que l'on peut fabriquer un BHP structurellement et économiquement fiable. Dans ce qui suit, et à travers la littérature existante [176], un cheminement est proposé afin d'aider à l'élaboration d'un béton à hautes performances en général.

Ce cheminement consiste surtout à sélectionner soigneusement les ingrédients du mélange, du fait qu'il n'existe pas de 'recettes' connues [177] pour l'obtention de ce matériau.

3.3.1- Ciment

Le choix du ciment portland pour le BHP est important. Pour obtenir de bonnes résistances mécaniques, il est souhaitable de mouler le clinker finement. La surface spécifique du

ciment doit être de l'ordre de 3500 à 4000 cm^2/g ; elle est d'autant plus importante que la finesse est élevée et dans ce sens, le risque d'obtenir une prise instantanée dès le gâchage est élevé. Une finesse élevée peut aussi entraîner une forte chaleur d'hydratation qui induit des contraintes thermiques et donc une fissuration de peau surtout dans les pièces massives. Le ciment utilisé dans ce travail de recherche est de type « CEM I 52.5 N CE CP2 NF » qui a été fourni par le groupe Lafarge (cimenterie de St Pierre La cour de Laval-France). La masse volumique de ce ciment est de $3160 \text{ kg}/\text{m}^3$, sa granulométrie est comprise entre 0 et $100 \mu\text{m}$ et sa surface spécifique est de $3520 \text{ cm}^2/\text{g}$, donc rentrant dans la gamme des ciments pouvant formuler à un BHP.

3.3.2 Granulats

Les granulats occupent environ 70% du volume du béton et donc ont une influence directe sur les propriétés de ce matériau, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci.

a- Granulats fins : sable

Le sable servant à la fabrication d'un BHP doit avoir un module de finesse supérieur ou égal à 2.8. Un sable ayant un module de finesse inférieur à 2.5 rend le béton collant et donc difficile à compacter et moins résistant [176]. Ce type de sable a une surface spécifique plus importante et donc nécessite plus d'eau. La granulométrie du sable n'a pas d'influence à court terme vu que le BHP contient en général une proportion importante d'éléments fins. Leur influence est surtout sur la quantité d'eau requise et dans ce sens, augmenter légèrement le module de finesse est toujours souhaité. Les grains de sable doivent avoir une forme arrondie ou à la limite régulière de façon à ne pas contenir des particules plates ou allongées. La surface spécifique sera ainsi réduite ce qui réduira la quantité d'eau requise. La forme très angulaire demande beaucoup d'eau et doit être évitée. De plus, la forme arrondie ou sphérique, telle le sable roulé, augmente la compacité du matériau et par conséquent augmente la résistance et améliore la durabilité du matériau. Pour la présente étude expérimentale, un sable roulé de la région de Loire de classe granulaire 0/4 (mm) a été utilisé. Le module de finesse de ce sable a été mesuré à une valeur comprise entre 2.9 et 3.1. Ce sable présente par ailleurs une demande en eau inférieure à 0.5% de sa masse.

b- Gros granulats

Les granulats concassés ont une rugosité supérieure à celle des granulats roulés, ce qui favorise l'adhérence entre la pâte de ciment et le granulat et ainsi donne une meilleure résistance ; le gain en compacité des formes arrondies étant contrecarré par la mauvaise adhérence des granulats roulés (sphériques). Cependant les formes très anguleuses chez les

granulats concassés «poinçonnent » la pâte de ciment en présence de chargement. Une angularité accentuée demande aussi beaucoup d'eau pour être maniable. Ainsi pour le BHP, le granulats idéal doit être concassé, propre, de forme régulière, à angularité réduite et contenant le moins possible de particules plates ou allongées du fait de la faible résistance au plan de fissuration de ces dernières [177,178].

Pour la taille maximale du granulats, les travaux ont montré [177,179] que pour une résistance optimale du béton avec une quantité de ciment élevée et un rapport E/C faible, cette dimension doit être gardée entre (9.5 - 12.5) mm. Ceci s'explique par le fait qu'il y aura peu de concentration de contraintes autour des particules de tailles moyennes. Aussi, réduire la dimension maximale du granulats, c'est réduire ses plans de faiblesse pour qu'il ne se casse pas sous des résistances de plus en plus élevées. En effet, le granulats ne doit pas se casser avant la pâte de ciment dans un béton durci. Donc une résistance élevée du granulats contribue à obtenir un béton résistant. En outre, les granulats concassés ont une rugosité supérieure à celle des granulats roulés, ce qui favorise l'adhérence entre la pâte de ciment et le granulats et ainsi donne une meilleure résistance, pourvu que le granulats se soit recouvert d'un film de poussière. En se basant sur ces recommandations, le granulats qui a servi à confectionner les bétons à hautes performances de la présente étude a consisté en un quartz concassé de classe granulaire 4/15 mm. Ce gravier présente une demande en eau de l'ordre de 2 à 3% de sa masse.

3.3.3 Fluidifiants (superplastifiants)

Pour diminuer la quantité d'eau de gâchage et pour défloculer des grains de ciment, l'industrie de la construction utilise des fluidifiants performants qui sont en fait des produits de la chimie organique formés essentiellement à base de naphthalène ou de mélanine. Ces adjuvants, souvent connus sous le nom de « superplastifiants » conduisent à une réduction sensible de la quantité d'eau de gâchage puisque'une forte part de celle-ci n'est plus, comme dans le béton ordinaire, piégée dans les floques des grains de ciment et la totalité de l'eau rendue utile à la maniabilité.

Il faut noter, toutefois, que pour les ciments riches en C_3A , cette fluidification est difficile à maintenir dans le temps, ce qui semble le cas du ciment Portland fabriqué en Algérie. Le dosage en superplastifiants recommandé varie entre 1% et 3% du poids du ciment utilisé, selon la réactivité du ciment ; un ciment très réactif a besoin de beaucoup d'eau pour être maniable et donc un dosage élevé en superplastifiant. Un surdosage en superplastifiant diminue considérablement la quantité d'eau mais présente toutefois, des effets secondaires

néfastes à la qualité du béton par la suite tels la ségrégation, l'air entraîné, le ressuage et le retard de prise. Il est intéressant de fractionner l'ajout de superplastifiants [180] en 1/3 de la quantité avec l'eau de gâchage pour assurer la dispersion des grains de ciment et les 2/3 restant à la fin du malaxage. Ce procédé permettra une utilisation rationnelle du fluidifiant. L'adjuvant utilisé dans le présent travail est un superplastifiant de nouvelle génération dénommé 'CHRYSO Fluide Optima 206', haut réducteur d'eau, fait à base de polycarboxylate. Il a la particularité d'améliorer l'ouvrabilité du béton sans induire un retard de prise.

3.3.4. Ajouts minéraux ultrafins

Les ajouts minéraux pouvant être utilisés partiellement avec le ciment sont :

- Produits de broyage : Fillers calcaires et Fillers siliceux.
- Fumées de silice.
- Cendres volantes.
- Laitiers de hauts fourneaux.

L'utilisation des trois derniers types d'ajouts permettra aussi de résoudre des problèmes liés à l'environnement en valorisant des sous-produits industriels. L'utilisation des cendres volantes et du laitier permet de diminuer la quantité de chaleur qui se dégage lors de la prise rapide du béton et d'éviter un gradient thermique élevé nuisible aussi bien à l'évolution de réaction d'hydratation qu'à l'état du matériau en durcissement. Les ajouts minéraux réduisent les phénomènes de ressuage et de ségrégation générés par l'emploi de superplastifiants. Deux types d'ajouts ultrafins ont été utilisés dans cette étude pour à la fois densifier la pâte de ciment et donc densifier le béton et aussi pour augmenter le contenu en pâte afin de permettre aux fibres de se mouvoir avec une relative facilité dans le béton frais.

a- Laitier des hauts fourneaux

Le laitier des hauts fourneaux utilisé dans la confection des bétons à hautes performances a été fourni par l'entreprise Ecocem en France. C'est un sous-produit non métallique résultant de la production de fer, sous forme d'une poudre compacte grise. Il donne aux bétons une meilleure compacité, améliorant ainsi ses propriétés mécaniques, que ce soit à court terme (résistance mécanique) ou bien à long terme (durabilité). L'utilisation du laitier permet aussi de réduire la cinétique de gain de résistance et donc réduire la quantité de chaleur qui se dégage lors du durcissement rapide du béton afin d'éviter un gradient

thermique élevé. Ce laitier a été micronisé (broyé très finement), afin d'obtenir un D50 de $5.97\mu\text{m}$ et une surface spécifique de $7000\text{ cm}^2/\text{g}$.

b- Fillers calcaires

Le filler calcaire est élaboré à partir des matériaux calcaires, de dolomites ou de calcites finement broyé, de couleur grise. Il a pour rôle de remplir les vides entre les granulats et sont des fillers essentiellement passifs. Le type de filler calcaire utilisé dans la formulation du béton, est du «Betocarb®HP-EB », fabriqué par le Groupe Omya-Meac en France.

Son utilisation répond beaucoup plus à un besoin d'augmenter la pâte de béton frais à l'intérieur de laquelle se déplaceront les fibres sans beaucoup de gêne par les granulats.

3.3.5. Eau

Pour gâcher les différents types de bétons, l'eau potable de robinet a été utilisée.

3.3.6. Fibres d'acier

Les fibres d'acier utilisées pour le renforcement du béton, sont des fibres « Dramix » fabriquées par la société Bekaert, à partir de fil d'acier tréfilé. Elles comportent des crochets aux deux extrémités, pour améliorer leurs ancrages dans le béton, et sont accolées en plaquettes au moyen d'une colle à base d'acétate de polyvinyle (Figure 3.1), qui se dissout facilement au contact de l'eau de gâchage. Les caractéristiques géométriques et physico-mécaniques des fibres d'acier (65 /35) et (80 /60) utilisées dans ce travail expérimental sont présentées au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Caractéristiques des fibres d'acier utilisées dans les bétons

Forme	Section	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Elancement (l_f/d_f)	Résistance à la traction (MPa)	Poids (g)	Nombre de fibre par kg
	Circulaire	35	0.54	65	1100	0,070	14500
	Circulaire	60	0.75	80	1100	0,217	4600

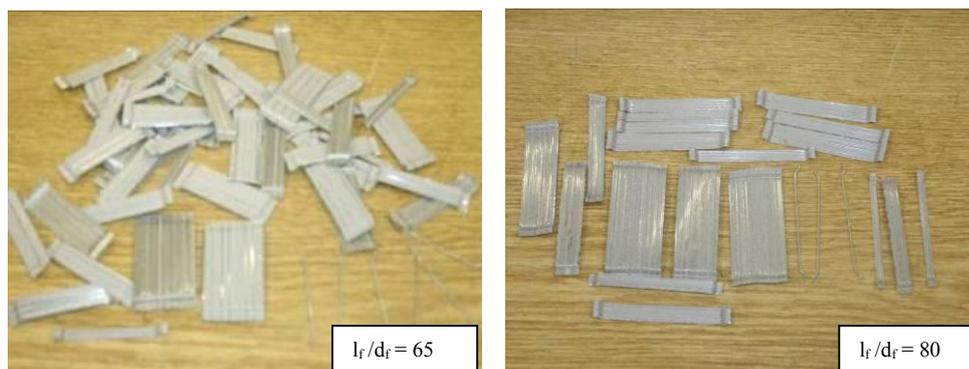


Figure 3.1 : Fibres d'acier utilisées.

3.4 Formulations des bétons

Les différentes compositions, qui ont servi à formuler les bétons de cette étude expérimentale, sont définies dans le Tableau 3.2. Les compositions ont été optimisées en vue de satisfaire à la fois une ouvrabilité conforme aux recommandations usuelles, et un comportement mécanique adéquat du béton à l'état durci, c'est-à-dire des résistances en compression et en traction qui avoisinent les valeurs visées.

Tableau 3.2 : Composition des bétons expérimentés (Kg /m³)

Bétons	ρ_f (%)	Gravier (4/15)	Sable (0/4)	Ciment	Laitier (10%)	Filler calcaire	Fibres	Eau	Superplastifiant	E/C	Affaissement (Cm)
BO	0	945	860	275	/	55	0	165	/	0.6	12
BOF 1-65	1	918	860	275	/	55	78	165	8.25 (3%)	0.6	15
BOF 2-65	2	891	860	275	/	55	156	165	8.25 (3%)	0.6	14
BHP	0	1029	700	382.5	42.5	90	0	148.8	9.56 (2.5%)	0.38	15
BHPF 0.5-65	0.5	1015.5	700	382.5	42.5	90	39	148.8	11.47 (3%)	0.38	25
BHPF 1-65	1	1002	700	382.5	42.5	90	78	148.8	11.47 (3 %)	0.38	19
BHPF 1-80	1	1002	700	382.5	42.5	90	78	148.8	11.47 (3 %)	0.38	19
BHPF 2-65	2	975	700	382.5	42.5	90	156	148.8	11.47 (3 %)	0.38	16
BHPF 2-80	2	975	700	382.5	42.5	90	156	148.8	11.47 (3 %)	0.38	16
BHPF 3-65	3	948	700	382.5	42.5	90	234	148.8	11.47 (3%)	0.38	17

L'étude expérimentale s'est basée sur dix formulations de bétons : un béton ordinaire sans fibres d'acier, deux bétons ordinaires avec fibres d'acier en deux quantités différentes, un béton à hautes performances sans fibres d'acier et six bétons à hautes performances avec fibres d'acier en quantités et caractéristiques différentes (voir Tableau 3.3). L'objectif étant de réaliser une étude comparative entre ces formulations afin d'évaluer l'effet des

fibres d'acier sur le comportement physico-mécanique d'un élément de structure en béton armé de hautes performances. Le Tableau 3.3 présente les dénominations des bétons fabriqués.

Tableau 3.3 : Dénomination des bétons fabriqués.

Bétons	Dénominations
Béton Ordinaire	BO
Béton Ordinaire Fibré avec $\rho_f^* = 1 \%$ et $l_f/d_f^{**} = 65$	BOF 1-65
Béton Ordinaire Fibré avec $\rho_f = 2 \%$ et $l_f/d_f = 65$	BOF 2-65
Béton à Hautes Performances	BHP
Béton à Hautes Performances Fibré avec $\rho_f = 0.5 \%$ et $l_f/d_f = 65$	BHPF 0.5-65
Béton à Hautes Performances Fibré avec $\rho_f = 1 \%$ et $l_f/d_f = 65$	BHPF 1-65
Béton à Hautes Performances Fibré avec $\rho_f = 1 \%$ et $l_f/d_f = 80$	BHPF 1-80
Béton à Hautes Performances Fibré avec $\rho_f = 2 \%$ et $l_f/d_f = 65$	BHPF 2-65
Béton à Hautes Performances Fibré avec $\rho_f = 2 \%$ et $l_f/d_f = 80$	BHPF 2-80
Béton à Hautes Performances Fibré avec $\rho_f = 3 \%$ et $l_f/d_f = 65$	BHPF 3-65

* Fraction volumique des fibres ** Elancement des fibres (longueur /diamètre)

3.5. Caractéristiques des armatures de renforcement

En béton armé, les armatures en acier sont utilisées pour reprendre les efforts de traction et dans des cas plus spécifiques pour participer à la résistance en compression.

Les armatures utilisées dans les poutres sont fabriquées et façonnées par l'entreprise « FIMUREX PLANCHERS », à Landaul en France. Dans le cadre de ce travail expérimental qui consiste en un essai de flexion quatre points sur des poutres en béton armé, renforcées en traction par deux barres de Haute Adhérence, HA8 et HA10. Des essais de traction sont effectués sur ces barres pour déterminer leurs caractéristiques physico-mécaniques. Ces essais sont entrepris à température ambiante sur une machine Instron 8803. Les mesures de déformation courante sont réalisées via un extensomètre de longueur de jauge 12.5 mm avec une plage de variation de ± 5 mm. La Figure 3.2 présente un exemple de montage d'essai sur un spécimen de barre de renforcement à haute adhérence. Un mouchetis a été déposé sur la zone étudiée pour une analyse par corrélation d'image (Gom-Aramis).

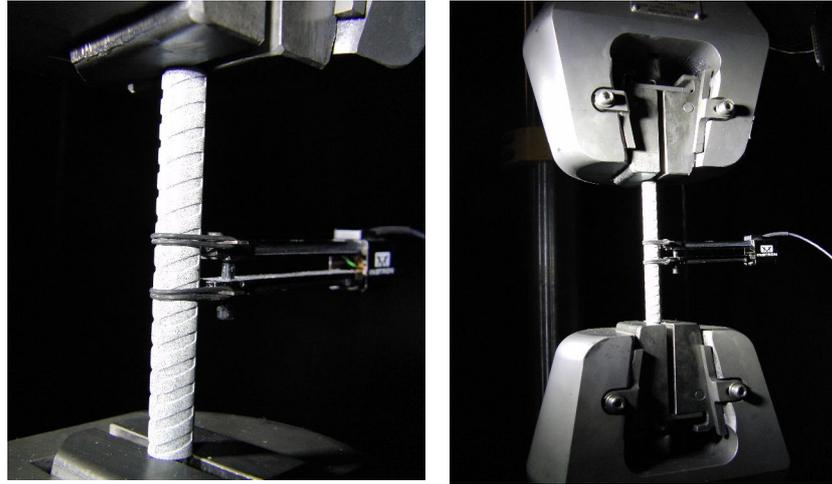


Figure 3.2 : Montage d'essai de traction directe

La Figure 3.3 présente la courbe expérimentale contraintes-déformations des aciers de renforcement utilisés.

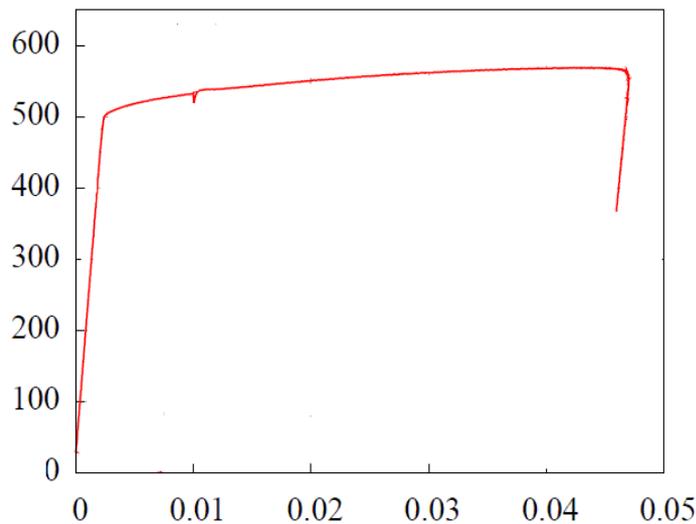


Figure 3.3 : Contrainte-déformation des aciers HA10

Un premier calcul du module d'Young fournit une valeur comprise entre 216500 MPa pour la première pente et 191000 MPa pour la seconde pente, ce qui est en accord avec la littérature. La limite d'élasticité en contrainte est environ de 500 MPa pour les éprouvettes usinées. Pour l'éprouvette brute, on observe que la contrainte sort d'un comportement élastique linéaire à partir d'environ 450 MPa, avec une plastification forte à partir de 500 MPa.

Un exemple de calcul des déformations des aciers par le logiciel Gom-Aramis est présenté à la Figure 3.4.

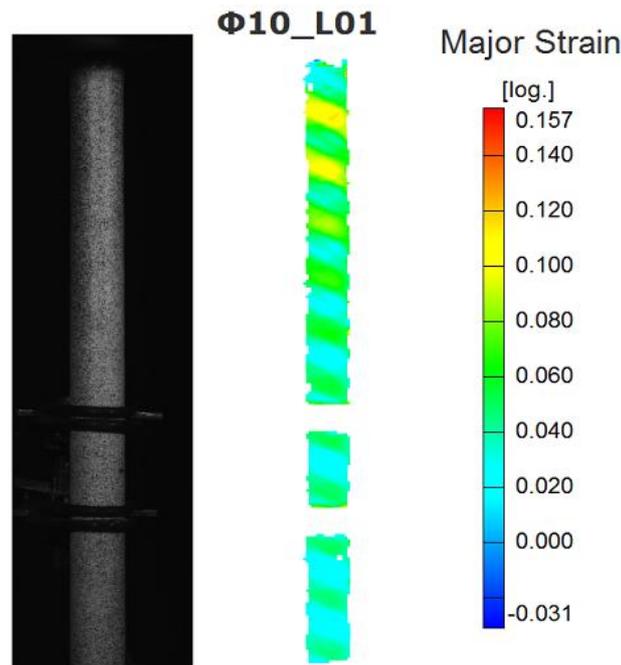


Figure 3.4 : Montage d'essai de traction directe

3.6. Fabrication et conservation des corps d'épreuve

Un malaxeur à axe horizontal, de capacité 100 litres (Figure 3.5 (a)), a été utilisé pour mélanger les bétons destinés pour la fabrication des spécimens de poutres à tester et pour la préparation des éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm destinées au contrôle des propriétés du matériau durci. Ainsi le protocole de fabrication ci-dessous a été suivi:

Béton Ordinaire

- Malaxage à sec du mélange (gravier + sable + ciment + filler calcaire) pendant 1 min
- Ajout de l'eau et malaxage pendant 2 mn.

Béton Ordinaire Fibré

- Malaxage à sec du mélange (gravier + sable + ciment + filler calcaire + fibres) pendant 2 min.
- Ajout de 2 /3 de l'eau de gâchage et malaxage pendant 2 min.
- Ajout de 1 /3 de l'eau de gâchage mélangé de superplastifiant et malaxage pendant 3 min.

Béton à Hautes Performances

- Malaxage à sec du mélange (gravier + sable + ciment + laitier + filler calcaire) pendant 1 min.
- Ajout de 2 /3 de l'eau de gâchage et malaxage en 2 min.

- Ajout de 1 /3 de l'eau de gâchage mélangé de superplastifiant et malaxage en 2 min.

Béton à Hautes Performances Fibré

- Malaxage à sec du mélange (gravier + sable + ciment + laitier + filler calcaire + fibres) en 2 min.
- Ajout de 2 /3 de l'eau de gâchage et malaxage pendant 2 min.
- Ajout de 1 /3 de l'eau de gâchage mélangé de superplastifiant et malaxage pendant 3 min



(a)

(b)

Figure 3.5 : Malaxage à sec du mélange contenant des plaquettes de fibres

Le processus de malaxage des ingrédients à sec en présence des fibres décrit ci-dessus (Figure 3.5b) a été choisi pour permettre une bonne dissolution des plaquettes de fibres et une bonne dispersion des fibres dans le mélange, ce qui n'est pas vérifié lorsque les plaquettes sont ajoutées en dernier lieu avec la dernière proportion d'eau de mélange. Ce procédé de mélange a assuré une certaine distribution uniforme des fibres dans le mélange béton.

La Figure 3.6 montre la répartition des fibres dans le béton.



65 /35

80 /60

Figure 3.6: Distribution des fibres dans le béton frais

La vibration du béton des poutres sans fibres se fait à l'aide d'une aiguille vibrante de diamètre égal à 25 mm et un taux de vibrations par minute de 13000 VPM. Le béton de fibres d'acier destiné à la fabrication des poutres est vibré à travers les parois externes du coffrage pour éviter l'effet de cheminée (§.2.9.3), à l'aide d'une grosse aiguille vibrante à air comprimé, de diamètre égal à 50 mm (Figure 3.7 (b)). La vibration des éprouvettes cylindriques de béton est réalisée sur une table vibrante (Figure 3.7 (c)).



(a): *Vibration des bétons sans fibres*



(b): *Vibration des bétons de fibres*



(c): *Table vibrante*

Figure 3.7 : Coulage et vibration des bétons

Les coffrages étaient confectionnés en peaux de coffrage contreplaquées filmées, mouillées avant chaque coulage par une couche d'huile de décoffrage (Figure 3.8). Toutes les poutres sont démoulées 24 heures après le coulage et sont stockées à l'air libre dans le laboratoire, jusqu'au jour de l'essai. Les éprouvettes sont curées dans une chambre à hygrométrie contrôlée à $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ et $90\% \pm 5\%$.



(a): Avec armatures transversales



(b): Sans armatures transversales



(c): Après coulage (béton frais)



(d): Après décoffrage (béton durci)

Figure 3.8: Coffrage et coulage des poutres

3.7 Propriétés des bétons fabriqués

3.7.1 Propriétés à l'état frais

A la fin du malaxage de chaque type du béton, la maniabilité est mesurée à travers l'affaissement au cône d'Abrams (Figure 3.9) et la masse volumique moyenne est déterminée. Les résultats sont synthétisés dans le Tableau 3.4.

Tableau 3.4: Caractéristiques à l'état frais des bétons expérimentés

Béton	Masse volumique (kg /m ³)	Affaissement (cm)	Observation
BO	2292	12	Très Plastique
BOF 1-65	2462	16	Fluide
BOF 2-65	2460	14	Très Plastique
BHP	2392	15	Très Plastique
BHPF 0.5-65	2479	25	Fluide
BHPF 1-65	2515	19	Fluide
BHPF 1-80	2552	19	Fluide
BHPF 2-65	2587	16	Fluide
BHPF 2-80	2532	16	Fluide
BHPF 3-65	2560	17	Fluide



Figure 3.9: Mesure de l'affaissement du BHP

3.7.2. Propriétés à l'état durci

Avant d'effectuer les essais sur les éprouvettes cylindriques des bétons, un surfacage mécanique des deux extrémités de l'éprouvette a été entrepris à l'aide d'une rectifieuse, afin d'obtenir des surfaces planes et parallèles (Figure 3.10). Pour chaque type de béton, les caractérisations physico-mécaniques suivantes ont été déterminées (Tableau 3.5).

- Résistance moyenne de compression,
- Résistance moyenne de traction par fendage,
- Module d'élasticité

Les essais de compression pour les « BHP et BHPF » ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques 11x22 cm, provenant des mêmes gâchées que les poutres. Les essais de compression ont été pilotés en effort, sur une presse de capacité 3000 kN avec une vitesse

de chargement de 5 kN/s. Pour les « BO et BOF » nous avons utilisé une presse " Instron 8803" de capacité 500 kN, pilotée en déplacement.

Lors d'un essai de compression, un dispositif de mesure composé de trois capteurs de déplacement, a été utilisé pour mesurer les déformations axiales de l'éprouvette (Figure 3.11). Les essais de traction par fendage sont effectués sur la presse Instron 8803 (Figure 3.12).

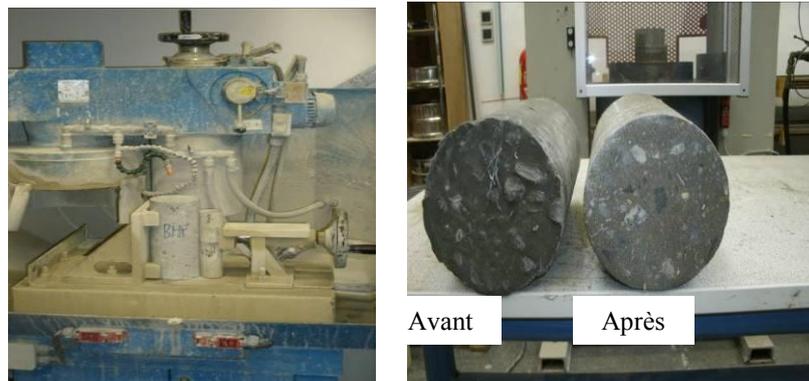


Figure 3.10: Machine rectifieuse



Figure 3.11: Essai de compression et dispositif utilisé



Figure 3.12: Essai de traction par fendage

3.7.2.1. Comportement des bétons en compression

Les courbes typiques obtenues lors des essais de compression sur cylindres $\varnothing 11$ cm x H.22 cm, sont données aux Figure 3.13 à Figure 3.15. Les résultats de résistance à la compression et de module d'élasticité des différents bétons sont donnés dans le Tableau 3.5.

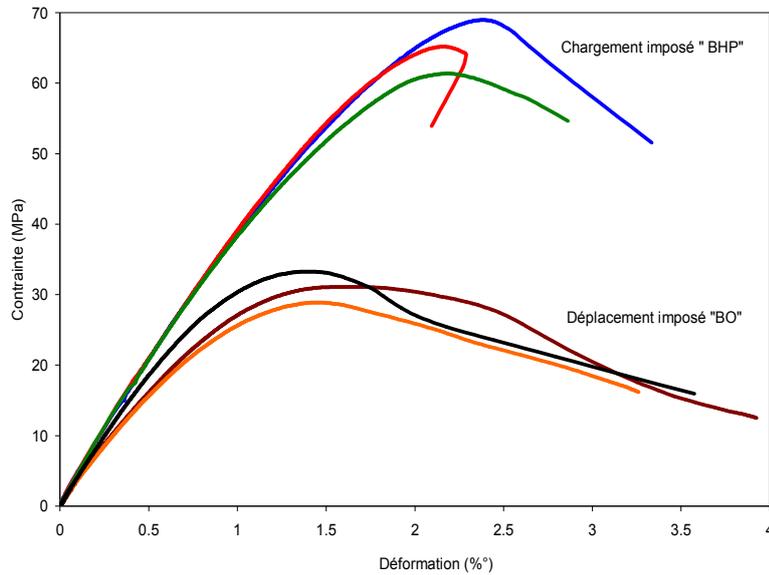


Figure 3.13 : Comportement à la compression des bétons non fibrés (BO et BHP)

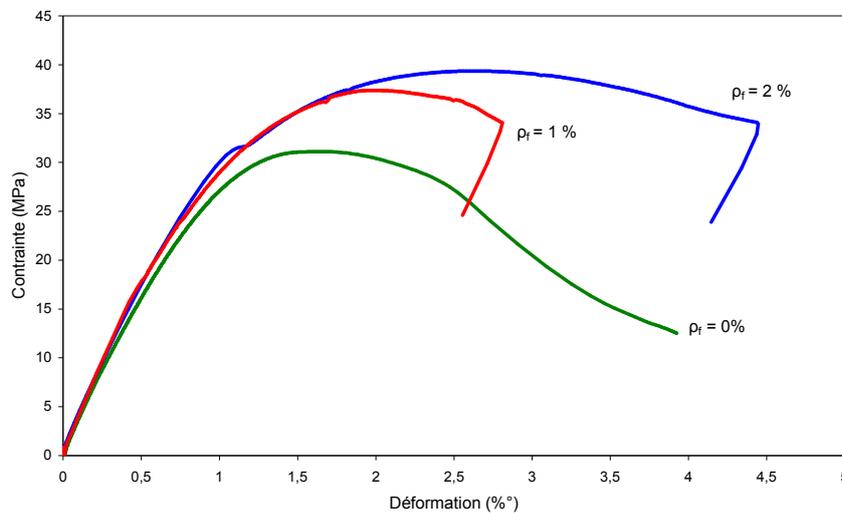


Figure 3.14 : Comportement à la compression des bétons ordinaires fibrés (BOF)

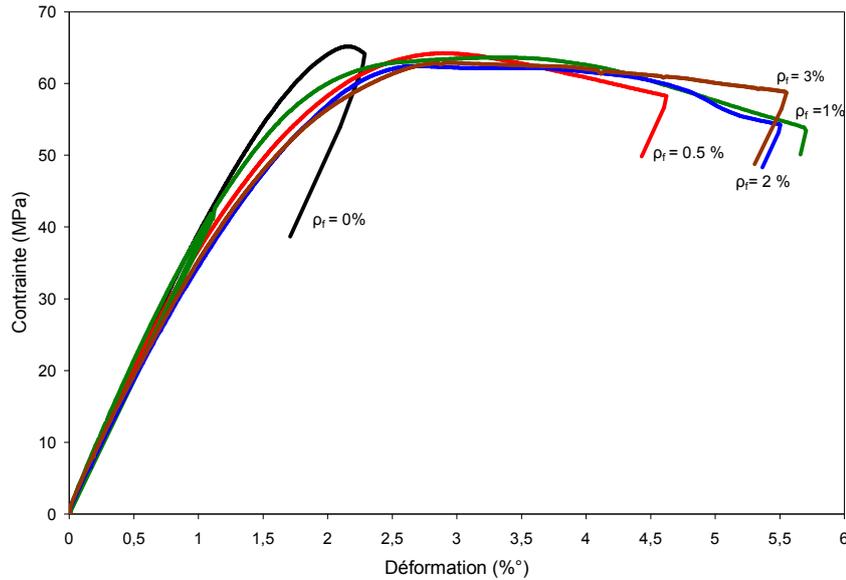


Figure 3.15 : Comportement à la compression des bétons à hautes performances fibrés (BHPF - $l_f/d_f = 65$).

La Figure 3.13 concerne les bétons non fibrés et montre des résultats classiques :

- Le comportement pré-pic est quasi-linéaire pour les deux types de bétons (BO et BHP), avec une rigidité plus grande pour le BHP.
- La déformation au pic de contrainte augmente avec la résistance à la compression du béton.
- La déformation ultime diminue lorsque la résistance à la compression augmente, ce qui traduit une diminution de la ductilité.

Les résultats sur les bétons fibrés (Figure 3.14 et 3.15) révèlent que la présence de fibres dans les bétons a un effet non significatif sur la résistance à la compression des bétons. Ceci est en accord avec la littérature [88,184] où l'effet des fibres sur la résistance à la compression n'est pas réellement apparent. Les variations de résistance obtenues dans le présent travail sont du même ordre de grandeur que la variabilité observée entre deux éprouvettes d'une même gâchée. En revanche, les fibres apportent clairement de la ductilité au matériau, dès 0,5% de fibres. A partir de 1%, l'ajout de fibres supplémentaires influence relativement peu la ductilité des BHP en compression.

Comme on peut le voir (Tableau 3.5), le comportement élastique des éprouvettes varie très peu avec le taux de fibres. En revanche, le module d'élasticité des BHP est supérieur à celui des bétons traditionnels, ce qui est un résultat classique. Dans la littérature, le module d'élasticité est relié à la résistance à la compression, par des lois de type $E_c = E_c(f_c^k)$, où k est compris entre 1/3 et 1 selon les modèles [17,177,185,186].

La Figure 3.16 compare l'ensemble de nos points expérimentaux sur les bétons non fibrés, avec quatre modèles de la littérature.

On peut voir que le modèle proposé par l'Eurocode 2 [185], $E_c = 9.5(f_c + 8)^{1/3} [GPa]$, est le plus fidèle à nos résultats, avec un rapport moyen E_{c-Test} / E_{c-EC2} de 1.04 et un écart type de 0.04

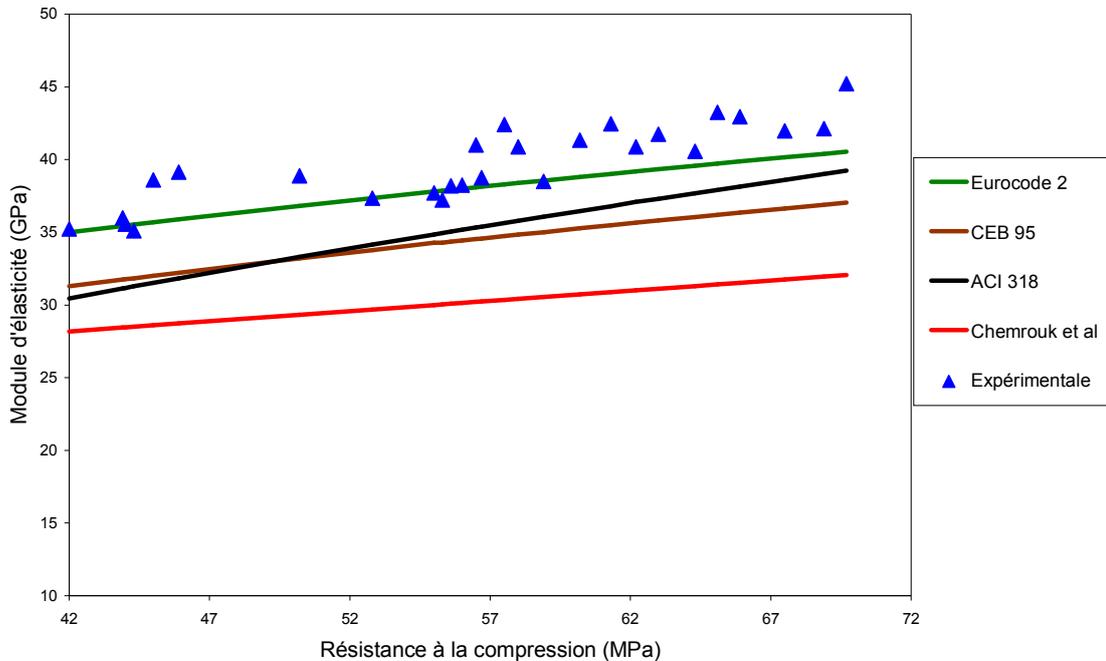


Figure 3.16 : Module d'élasticité mesuré et calculé du BHP

3.7.2.2. Comportement des bétons en traction

La mesure directe de la résistance à la traction d'un béton n'est pas facile parce qu'elle exige l'utilisation d'un montage complexe. Cette résistance est donc généralement calculée en utilisant des mesures indirectes telles que la mesure de la résistance en flexion selon la norme NFP 18-407 : 1981 (Bétons-Essais de flexion) ou la résistance au fendage selon la norme NFP 18-408 : 1981 (Bétons- Essais de fendage). Généralement, la résistance à la traction du béton croît avec celle à la compression, mais dans des proportions différentes. Pour les bétons les plus résistants, le rapport f_{tj} / f_{cj} peut atteindre 1/20 par comparaison à $\sim 1/12$ pour les bétons ordinaires d'après la littérature [20, 58, 181,182].

On peut rappeler, à partir des résultats présentés au Tableau 3.5, que contrairement à la résistance à la compression, la présence de fibres contribue à une légère amélioration de la résistance des bétons à la traction, particulièrement en présence de quantité élevée de

fibres. Cette amélioration a atteint 35% et 39% pour les bétons BHPF 2-80 et BHPF 3-65 qui sont les formulations où les deux paramètres influents des fibres, ρ_f et l_f/d_f , sont les plus élevés. Ceci est en phase avec la littérature sur le béton de fibres [88,183,184].

Tableau 3.5 : Synthèse des caractéristiques mécaniques des bétons

Caractéristiques mécaniques	BO	BOF 1-65	BOF 2-65	BHP	BHPF 0.5-65	BHPF 1-65	BHPF 1-80	BHPF 2-65	BHPF 2-80	BHPF 3-65
$f_c(MPa)$	31.5 ± 2.4*	36.5 ± 2.6	39.3 ± 1.3	65 ± 3	64.2 ± 1.4	64 ± 1.5	60 ± 2.6	63.1 ± 1.9	65 ± 2.7	62.2 ± 2.4
$E_c(GPa)$	38.7	38.2	37.4	42.3	41.6	41.6	41.3	42.1	42.7	41.3
$f_t(MPa)$	3.2	4.4	5.1	5.9	5.3	6.6	6.7	7.4	8.0	8.2

*Ecart type

3.8. Description des corps d'épreuve

La longueur totale des poutres est de 110 cm avec une portée entre appui de 90 cm ; leur section est rectangulaire de dimensions 10 x 15 cm. Les poutres sont chargées en flexion quatre points, avec l'application de deux forces concentrées distantes de 30 cm, la distance de chaque force par rapport à l'appui (portée d'effort tranchant) est de 30 cm ($a = 30$ cm).

Le ferrailage longitudinal est constitué de deux armatures T8 dans la zone comprimée, et deux armatures T10 dans la zone tendue. Le ferrailage transversal, quand il existe, est sous forme de cadres en T6 espacés de 10 cm (Figure 3.20).

Un enrobage de 10 mm a été utilisé lors du coulage des poutres, donnant une hauteur utile de la section $d=13.5$ cm. La géométrie de chargement adoptée donne un rapport 'portée d'effort tranchant sur hauteur utile' (a/d) égal à 2.2, ce qui assure un comportement sous charge en effort tranchant pour les spécimens de poutres. Le pourcentage d'armatures longitudinales reste constant pour toutes les poutres, égal à 1.16 %. Le taux d'armatures transversales, quand elles sont présentes, est égal à 0.56%.

Les spécimens de poutres sont placés sur un bâti approprié pour être soumises à la flexion quatre points. Il s'agit d'une machine Zwick/Roell équipée d'un vérin hydraulique.

La machine se compose d'une traverse supérieure mobile et d'une traverse inférieure qui permet de mettre en place les spécimens d'épreuve. La charge du bâti de flexion de la presse d'essai est limitée à 250 kN. La charge est appliquée de façon monotone croissante jusqu'à la ruine de la poutre. La poutre est posée sur deux appuis, un appui fixe et l'autre mobile. Un capteur de déplacement LVDT de 100 mm de course « WA100 ».

(Figure 3.17) a été placé au milieu de la poutre dans la face tendue, pour mesurer les flèches à mi-portée. Une caméra numérique Aramis a été utilisée pour enregistrer le champ de déformation des points d'un mouchetis sur toute la zone de la poutre étudiée, ainsi que l'évolution des fissures lors de l'essai (Figure 3.18). L'analyse des champs de déformation et de l'évolution des fissures est effectuée par un software Gom-Aramis pour aboutir aux déformations et aux ouvertures de fissures.



Figure 3.17 : Capteur de déplacement LVDT- WA100

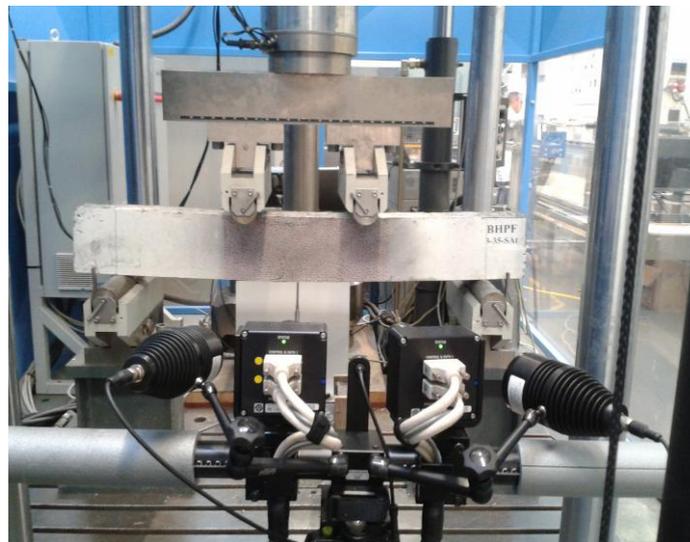


Figure 3.18 : Essai de flexion quatre points enregistré par une Caméra numérique.

Les jauges utilisées pour mesurer les déformations locales des armatures sont de type KYOWA de 5 mm de longueur (Figure 3.19).

Dans les poutres contenant des armatures transversales, trois jauges ont été collées sur les barres ; une jauge collée au centre de l'armature longitudinale tendue et deux jauges collées à mi-hauteur des deux cadres, situés en deuxième et en troisième position par rapport au premier cadre de l'extrémité (Figure 3.20).

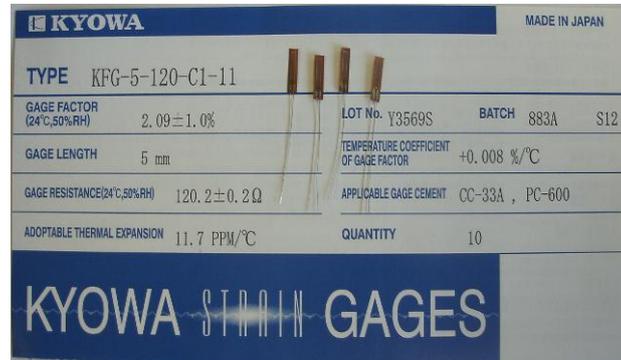


Figure 3.19 : Type des jauges utilisé

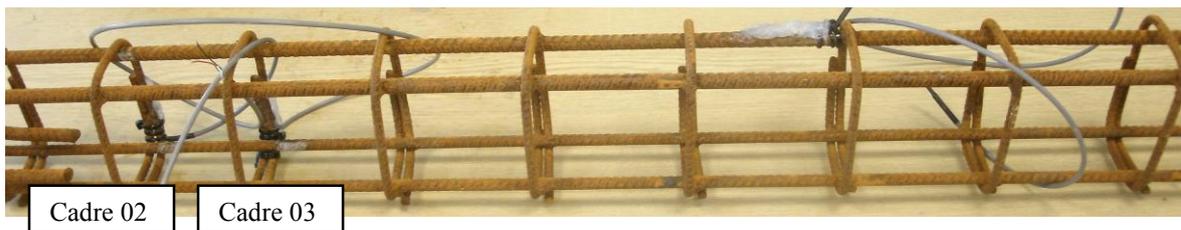


Figure 3.20: Collage des jauges de déformations sur les armatures

L'analyse des images numériques se fait à l'aide d'un logiciel Gom-Aramis qui nous permet d'obtenir le champ de déformations sur toute la zone étudiée, la déformation du béton, la charge de première fissuration de flexion et d'effort tranchant, les ouvertures, l'espacement et la longueur des fissures.

Le Tableau 3.6 présente la nomenclature des différentes poutres fabriquées et testées à la flexion quatre points.

Tableau 3.6 : Nomenclature des différentes poutres testées à la flexion quatre points

Poutres	Abréviations
04 Poutre en Béton Ordinaire avec Armatures transversales	BO-At
04 Poutre en Béton Ordinaire Sans Armatures transversales	BO-SAt
03 Poutre en Béton Ordinaire Fibré de 1% et $l_f/d_f = 65$, avec Armatures transversales	BOF 1-65-At
02 Poutre en Béton Ordinaire Fibré de 2% et $l_f/d_f = 65$, avec Armatures transversales	BOF 2-65-At
03 Poutre en Béton Ordinaire Fibré de 1% et $l_f/d_f = 65$, Sans Armatures transversales	BOF 1-65-SAt
02 Poutre en Béton Ordinaire Fibré de 2% et $l_f/d_f = 65$, Sans Armatures transversales	BOF 2-65-SAt
04 Poutre en Béton à Hautes Performances avec Armatures transversales	BHP-At
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 0.5 % et $l_f/d_f = 65$, avec Armatures transversales	BHPF 0,5-65-At
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 1% et $l_f/d_f = 65$, avec Armatures transversales	BHPF 1-65-At
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 1% et $l_f/d_f = 80$, avec Armatures transversales	BHPF 1-80-At
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 2% et $l_f/d_f = 65$, avec Armatures transversales	BHPF 2-65-At
02 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 2% et $l_f/d_f = 80$, avec Armatures transversales	BHPF 2-80-At
02 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 3% et $l_f/d_f = 65$, avec Armatures transversales	BHPF 3-65-At
04 Poutre en Béton à Hautes Performances Sans Armatures transversales	BHP-SAt
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 0.5 % et $l_f/d_f = 65$, Sans Armatures transversales	BHPF 0,5-65-SAt
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 1% et $l_f/d_f = 65$, Sans Armatures transversales	BHPF 1-65-SAt
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 1% et $l_f/d_f = 80$, Sans Armatures transversales	BHPF 1-80-SAt
03 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 2% et $l_f/d_f = 65$, Sans Armatures transversales	BHPF 2-65-SAt
02 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 2% et $l_f/d_f = 80$, Sans Armatures transversales	BHPF 2-80-SAt
02 Poutre en Béton à Hautes Performances Fibré de 3% et $l_f/d_f = 65$, Sans Armatures transversales	BHPF 3-65-SAt

Le travail expérimental est résumé dans l'organigramme ci-dessous (Figure 3.21).

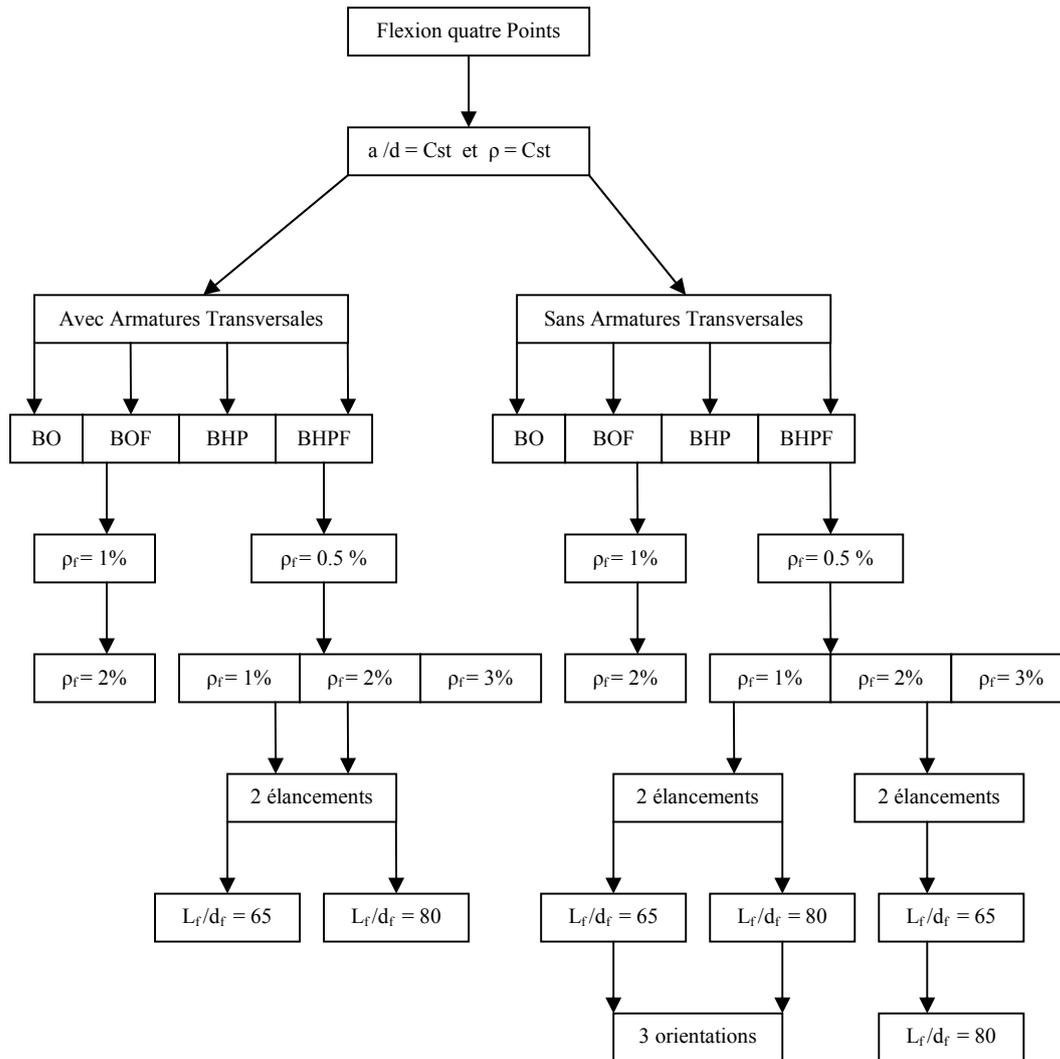


Figure 3.21 : Organigramme du travail expérimental

Chapitre 04
***Effet des fibres d'acier sur le comportement
en flexion des poutres en béton à hautes
performances***

Chapitre 04

Effet des fibres d'acier sur le comportement en flexion des poutres en béton à hautes performances

4.1. Introduction

Pour qu'une structure en béton armé soit servicable, les flèches et les déformations locales sous charges de service réelles doivent être limitées à des niveaux admissibles. De même, les fissures ne doivent pas être excessivement ouvertes et les endommagements locaux et éclatements du béton doivent être empêchés. La servicibilité concerne donc le comportement de la structure sous les charges de service qui sont supposées faibles, pour les besoins d'étude, pour que les résultats d'une analyse élastique, autrefois seul outil de calcul, soient applicables. Ceci veut dire que les déformations sont supposées être suffisamment faibles pour être proportionnelles aux contraintes et ce pour les deux matériaux composant le béton armé, l'acier et le béton.

Dans le passé, le problème de la servicibilité était traité d'une manière conservatrice en limitant les contraintes dans le béton et dans les aciers de renforcement sous les charges de service à des valeurs excessivement basses, sans se soucier de l'aspect économique. Aujourd'hui, les critères de conception prennent en considération l'aspect économique, en plus des aspects de sécurité et de durabilité, et donc les matériaux de construction se retrouvent sollicités à leur extrême capacité de résistance. Comme conséquence, les comportements en fissuration, en déformation et en flèche excessive sont plus critiques que par le passé et donc nécessitent d'être contrôlés avec acuité. Les besoins de s'assurer que les fissures dans un élément en béton armé sont étroites, fines et convenablement distribuées et les flèches ne sont pas exagérées sous les charges de service se font grandement sentir. Dans ce sens, les fibres d'acier peuvent apporter une certaine amélioration à la limitation des ouvertures de fissures par leur effet de coutures efficaces. A l'état ultime, les fibres d'acier peuvent améliorer la ductilité et la capacité portante en reprenant une partie de l'effort à l'état post-fissuré, particulièrement pour le béton à hautes performances qui développe une meilleure adhérence avec l'acier de renforcement en général. Comme outils d'analyse, la théorie élastique classique reste applicable en béton armé pour étudier sa servicibilité et a permis de dériver des modèles directement applicables pour le calcul des flèches et des ouvertures de fissures.

Dans ce chapitre, un ensemble de poutres en béton armé, se différenciant par la présence ou l'absence d'armatures d'effort tranchant (cadres), par la présence ou l'absence de fibres d'acier en quantités différentes et par le type de béton de confection (béton ordinaire, béton à hautes performances), ont été testées en flexion quatre points jusqu'à la ruine. Durant l'essai, une attention particulière a été accordée à l'évolution de la fissuration en flexion (ouverture, espacement et longueur) au moyen d'un logiciel Gom-Aramis pour le traitement d'images prises par la caméra numérique durant l'essai, au comportement global des spécimens de poutres à travers l'étude de la flèche à mi-travée, et au comportement local grâce au suivi des déformations dans les armatures longitudinales de traction et dans le béton en compression. Cette analyse expérimentale permettra d'évaluer l'influence des fibres d'acier sur le comportement en flexion des poutres en béton armé, en particulier celles en béton à hautes performances.

4.2. Comportement à l'état de service des poutres en BHP armé renforcées de fibres d'acier

4.2.1. Développement des fissures de flexion – Moment de fissuration

La cause d'une fissuration d'un élément en béton est toujours liée à la faible résistance du matériau béton vis-à-vis de la traction. Ainsi, quand la contrainte de traction dans le béton atteint sa résistance à la traction, des micro-fissures se forment à l'intérieur du béton. Rapidement, ces micro-fissures se développent en macro-fissures qui se propagent vers l'extérieur. Après développement complet de la première fissure dans un élément en béton armé, la contrainte dans le béton de la zone fissurée se réduit à zéro et est transmise aux aciers; le schéma ci-dessous illustre ce principe [85].

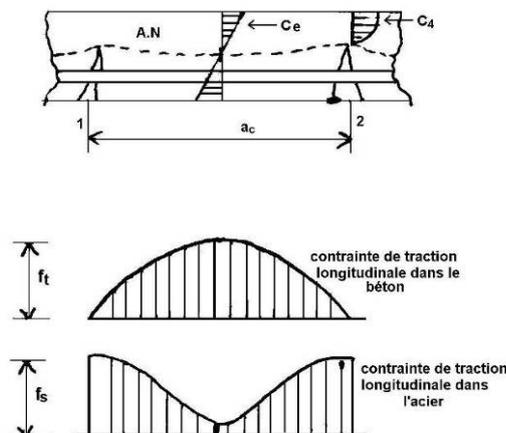
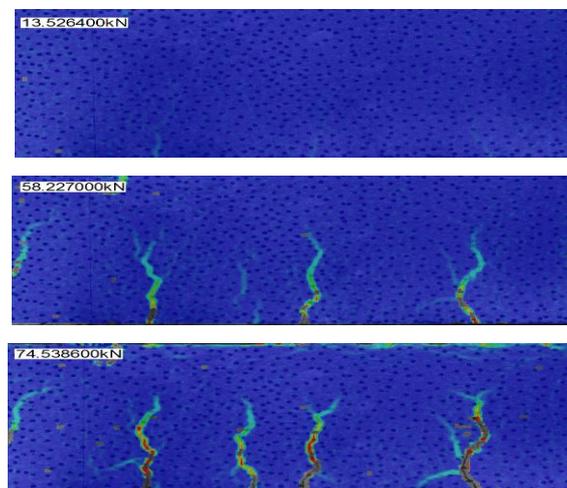


Figure 4.1 : Principe de transmission de contrainte du béton vers l'acier

Avant l'apparition de la première fissure de flexion, l'effet des fibres d'acier est considéré comme négligeable et le comportement à la flexion est comparable pour l'ensemble des poutres étudiées, c'est la phase de relaxation des fibres. Tant que le moment de flexion agissant sur la poutre est suffisamment faible pour que la contrainte de traction dans le béton n'excède pas le module de rupture f_t du matériau (résistance à la traction du béton mesurée par flexion), alors aucune fissuration ne se forme dans la zone tendue et la section entière non-fissurée participe à la résistance au moment agissant et fournit la rigidité de la poutre pour s'opposer au mouvement de flèche. A des niveaux de chargement relativement élevés, le moment de flexion (M) appliqué sur la poutre dépasse celui causant la fissuration de la section (M_{cr}) et dans ce cas des fissures de flexion se forment dans la zone tendue telle qu'en Figure 4.2. Ainsi, des fissures verticales se forment dans la région de moment fléchissant maximum au niveau de la zone la plus tendue de la section de poutre. Dès cet instant, les fibres d'acier orientées dans le sens longitudinal de la poutre (sens des contraintes de traction) et qui sont perpendiculaires à la direction des fissures, commencent à travailler par couture des deux faces de la fissure. Au fur et à mesure du chargement, les fibres se trouvent sollicitées par des contraintes de traction de plus en plus importantes jusqu'à rupture. A l'état ultime, les fibres d'acier se dilatent et leurs crochets d'extrémité se redressent pour devenir droits et finissent par s'arracher du béton au niveau des faces d'une fissure donnée. Dans cette phase ultime, le composé « matrice de béton-fibre » est considéré comme inélastique. Les illustrations de la Figure 4.2, qui ont été obtenues par l'analyse Gom–Aramis des images vidéo, montrent le développement des fissures en fonction du chargement appliqué durant l'essai pour des poutres sans fibres d'acier et avec fibres d'acier en quantités ρ_f et élancements l_f/d_f différents.



BHP ($\rho_f = 0\%$)

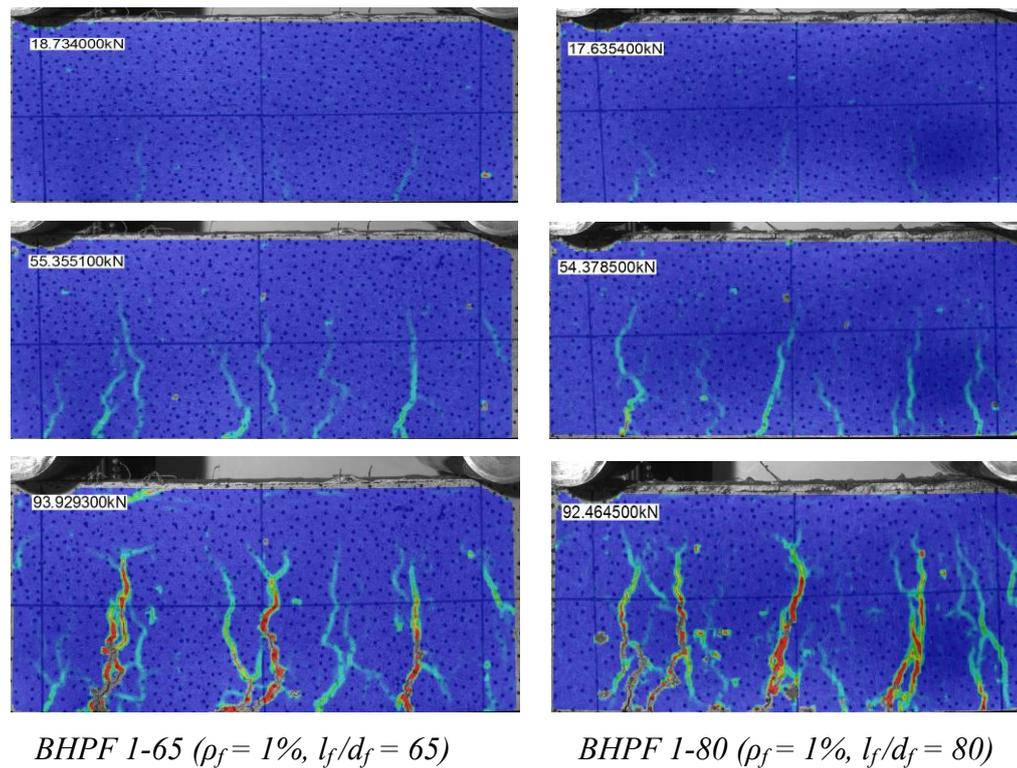


Figure 4.2 : Développement des fissures dans la zone de flexion des poutres en BHP avec et sans fibres – différence dans le nombre de fissures et leur espacements-

Les premières fissures de flexion et donc le moment de fissuration dépendent du module de rupture du béton qui exprime la résistance à la traction du matériau. La première fissure de flexion est apparue à un niveau de chargement variant entre 5 et 20% pour le béton ordinaire et entre 10 et 30% pour le béton à hautes performances. Cette légère différence d'apparition des fissures dans les deux types de béton, légèrement retardée dans le BHP, est en fait liée à la différence de résistance à la traction, et donc de module de rupture, des deux matériaux, légèrement améliorée chez le BHP (30 à 40% d'amélioration voir Tableau 3.5) par comparaison à celle du BO. La présence des fibres a retardé légèrement l'apparition des fissures dans les deux types de béton. En effet, les fibres semblent retarder la transformation des micro-fissures non visibles en macro-fissures visibles à l'œil nu et donc comptabilisables. Cette observation est appréciable à travers les résultats du moment de fissuration des spécimens de poutres testées, présentés au Tableau 4.1. Le même Tableau 4.1 donne les moments de fissuration calculés par quatre règlements universels de conception et de calcul des structures en béton armé, qui sont le règlement

américain ACI 318 [17], le règlement européen Eurocode 2 [185] et le règlement canadien CSA [187]. Ce moment de flexion causant la première fissuration du béton (M_{cr}) est calculé par l'expression suivante :

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_u}{y_t} \quad (4.1)$$

Où :

I_u = moment d'inertie de la section non-fissurée équivalente

y_t = distance de l'axe neutre à la face de traction.

f_r = module de rupture du béton donnée par :

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \quad \text{pour le ACI 318}$$

$$f_r = \max \left[f_{ctm}, \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm} \right] \quad \text{pour l'Eurocode 2}$$

Avec h hauteur de la section et f_{ctm} résistance à la traction axiale moyenne du béton, prise comme :

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left[1 + \left(\frac{f'_c}{10} \right) \right]$$

$$f_r = 0,30\sqrt{f'_c} \quad \text{pour le règlement CSA}$$

Tableau 4.1 : Moment de fissuration expérimental et théorique

Poutres	M_{u-Test} (KN.m)	$M_{cr-Test}$ (KN.m)	$M_{cr-Théorique}$ (KN.m)			$M_{cr-Test} / M_{cr-Théorique}$		
			ACI	EC2	CSA	ACI	EC2	CSA
BO	11.23	1.38	1.30	1.64	0.63	1.06	0.84	2.19
BOF-1-65	12.59	1.69	1.40	1.82	0.68	1.21	0.93	2.48
BOF-2-65	12.32	1.95	1.46	1.91	0.71	1.33	1.02	2.75
BHP	13.20	1.66	1.87	2.44	0.91	1.29	0.68	2.65
BHPF-0.5-65	13.23	2.11	1.86	2.43	0.90	1.13	0.87	2.34
BHPF-1-65	14.14	2.61	1.86	2.43	0.90	1.40	1.07	2.90
BHPF-1-80	13.92	2.85	1.80	2.37	0.87	1.58	1.20	3.27
BHPF-2-65	13.81	2.83	1.85	2.41	0.89	1.53	1.17	3.16
BHPF-2-80	16.09	3.15	1.87	2.44	0.91	1.68	1.29	3.46
BHPF-3-65	14.46	3.00	1.83	2.40	0.89	1.63	1.25	3.37
Moyenne						1.38	1.03	2.86
Ecart type						0.21	0.20	0.45
C.V						0.15	0.19	0.16

Une examination étroite des résultats du Tableau 4.1 montre qu'à l'exception du règlement Canadien CSA, les règlements Eurocode 2 et ACI 318 prédisent des moments de fissuration plus ou moins réalistes si l'on considère la nature hasardeuse et aléatoire du processus de fissuration en béton armé en général. Ces prédictions sont toutes basées sur le module de rupture du béton (résistance à la traction par flexion), lequel paramètre est calculé différemment dans les trois règlements comme illustré ci-dessus. Dans ce sens, le modèle proposé par le règlement Canadien CSA sous estime grandement la valeur du module de rupture avec une valeur moyenne de 2.42 MPa pour le présent béton à hautes performances qui a une résistance moyenne à la traction autour de 6 MPa. Le règlement ACI 318 utilise un module de rupture juste en deçà de la valeur réelle, avec une valeur moyenne de 5 MPa, et aboutit donc à des valeurs de moment de fissuration légèrement en dessous des valeurs réelles. Parmi les trois règlements, l'Eurocode semble être le plus réaliste en utilisant un module de rupture moyen de 6.5 MPa et donc proche de la résistance à la traction du présent BHP ; ce règlement aboutit à des moments de fissuration relativement proche de la réalité pour le présent BHP. Il est cependant utile de noter, que pendant que le modèle de l'Eurocode surestime légèrement le moment de fissuration du béton sans fibres en raison de la présence possible des microfissures qui précipitent le développement des ces microfissures en macro fissures visibles à l'œil nu une fois le matériau mis sous charge ; la présence des fibres en revanche, retarde un tant soit peu le développement des microfissures en macro fissures une fois le chargement appliqué et donc le même modèle de l'Eurocode sous estime les moments de fissuration en présence de fibres. Il apparaît clair donc que la présence des fibres en quantité suffisante retarde l'apparition des fissures dans le béton en général et dans le béton à hautes performances en particulier.

4.2.2. Espacement et ouvertures des fissures – Mesures expérimentales

Les Figures 4.3 et 4.4 présentent l'évolution des ouvertures maximales des fissures avec les charges appliquées pour les poutres faites des différents bétons avec et sans fibres d'aciers. Selon les résultats obtenus dans cette étude expérimentale, les fibres retardent l'apparition des fissures comme exprimés par les moments de fissuration du Tableau 4.1 et réduisent considérablement leur développement aussi bien en ouverture (Figures 4.3 et 4.4) qu'en longueur (Tableau 4.2). En effet, en plus d'être relativement étroites par l'effet de couture des fibres, les fissures sont moins longues dans les poutres contenant des

fibres d'acier, exprimant ainsi une profondeur d'axe neutre plus importante et donc une zone de béton comprimé plus importante, qui traduisant une meilleure servicibilité vis-à-vis de la fissuration. Dans ce sens, la limite de servicibilité en ouverture de fissure, couramment prise égale à 0.3 mm par certains règlements de conception en béton armé, a été atteinte à une charge de 55 KN dans la série des poutres en béton ordinaire sans fibres BO-At, soit à 75 % de la charge de rupture. En présence de fibres, cette limite de servicibilité n'a pas été atteinte à la rupture comme clairement illustré par les courbes charge-ouverture de fissure ci-dessous. Ceci insinue que le matériau béton fibré peut rester servicible jusqu'à la rupture en présence de fibres d'acier.

Pour les poutres faites en béton à hautes performances (BHP), cette limite de servicibilité vis-à-vis de la fissuration a été atteinte à une charge de 61 KN, représentant 70 % de la charge ultime, par comparaison aux poutres renforcées en fibres d'acier, pour lesquelles cette limite n'a pas été atteinte à la rupture et les poutres sont restées servicibles avec des fissures très fines et efficacement couturées par les fibres d'acier. D'une manière générale, Les poutres en béton armé sans fibres ont développé peut de fissures mais avec des ouvertures importantes pendant que celles contenant des fibres d'acier ont développé beaucoup de fissures mais qui sont restées très fines en ouverture, et ce aussi bien en béton ordinaire qu'en béton à hautes performances, comme illustré par les courbes ci-dessous. Cependant, l'effet des fibres dans la limitation du développement des fissures, aussi bien en ouverture qu'en longueur, se ressent mieux dans le béton à hautes performances grâce à la meilleure qualité d'adhérence fibres-béton.

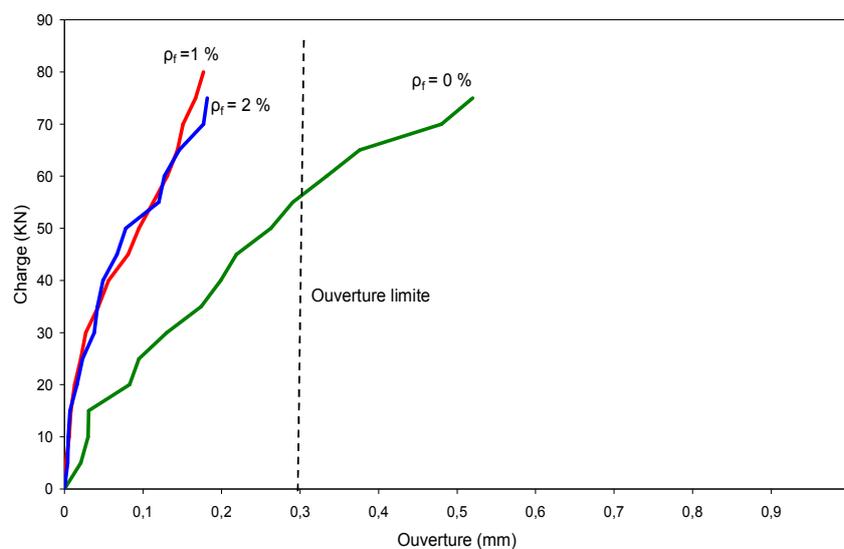


Figure 4.3 : Charge-ouverture maximale de fissures des poutres en BOF.

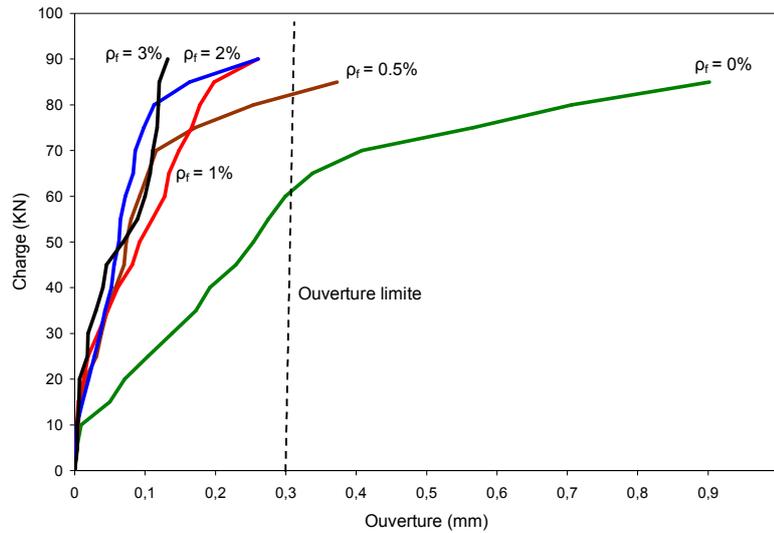


Figure 4.4 : Charge-ouverture maximale de fissures des poutres en BHPF.

Le Tableau 4.2 montre la charge causant la première fissure de flexion (P_f), la longueur (L_f) l'espacement (S_f) et le nombre des fissures (N_f) le long de la zone de flexion ciblée par la caméra et analysée par Gom-Aramis.

Tableau 4.2: Longueur et espacement des fissures des poutres

Poutres	P_f (KN)	L_f (mm)	S_f (mm)	N_f (mm)
BO	9.20	84.21	82.32	7
BOF 1-65	11.27	71.88	42.44	9
BOF 2-65	13.00	65.44	38.62	13
BHP	11.00	120.39	57.24	8
BHPF 0.5-65	14.00	54.58	27.34	11
BHPF 1-65	17.40	41.90	26.16	12
BHPF 1-80	19.00	41.20	29.59	13
BHPF 2-65	18.87	45.11	17.73	14
BHPF 2-80	21.00	41.29	22.98	15
BHPF 3-65	20.00	43.53	21.37	14

4.2.3. Estimation des ouvertures de fissures – Evaluation des modèles existants

En raison de la complexité du phénomène de fissuration, qui est un processus hasardeux, hautement variable et influencé par plusieurs facteurs, les méthodes actuelles qui permettent de calculer les ouvertures de fissures pour les comparer aux valeurs limites sont basées essentiellement sur des constatations expérimentales. Dans ce sens, les modèles mathématiques les plus appliqués à travers le monde, et qui sont le modèle Américain (ACI), le modèle Britannique (BS8110) et le modèle Européen (Eurocode 2) prennent en considération pratiquement les mêmes paramètres influents de manières plus ou moins différentes.

L'enrobage des aciers de traction et leur contrainte (ou déformation) sont les deux paramètres reconnus comme étant les plus influents. La distance entre le point considéré pour évaluer l'ouverture de la fissure et la barre la plus proche est aussi importante ; plus la barre est éloignée de la fissure plus celle-ci est ouverte. Ce paramètre est considéré différemment d'un règlement à l'autre. La contrainte des aciers est calculée en se basant sur l'analyse élastique d'une section fissurée. Alternativement, elle peut être estimée selon le règlement ACI 318 à $0.60f_c$. Les fissures de flexion sont ouvertes au maximum à la surface du béton et se rétrécissent en profondeur jusqu'à un minimum au niveau de l'interface acier-béton. Ceci justifie l'hypothèse de non glissement acier-béton et supporte la dépendance entre la fissure et la distance à la barre la plus proche. Cette hypothèse de non glissement se trouve d'avantage confortée par les aciers présentant des déformations à leur surface telle que les barres à haute adhérence.

4.2.3.1. Méthode de BS8110

La méthode de calcul des ouvertures de fissure présentée dans le règlement britannique BS8110 [18] est en fait celle développée par Beeby [188]. La formule se présente comme suit :

$$W_{max} = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + 2 \left[\frac{a_{cr} - c_{min}}{h - x} \right]} \quad (4.2)$$

où :

c_{min} = enrobage minimum aux aciers tendus

h = hauteur totale de la section

x = profondeur de l'axe neutre, calculée en se basant sur les hypothèses d'une section fissurée.

a_{cr} = distance à partir du point considéré à la surface de la barre la plus proche.

ε_m = déformation moyenne au niveau où la fissuration est considérée ; cette déformation est calculée en tenant compte des effets du fluage comme ci-dessous :

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{b_t (h-x)(a'-x)}{3 E_s A_s (d-x)} \quad (4.3)$$

Avec :

$\varepsilon_1 = \frac{h-x}{d-x} \varepsilon_s$ = déformation au niveau considéré, calculée à partir des hypothèses d'une section fissurée et un module d'élasticité à long- terme (fluage).

b_t = largeur de la section de béton au niveau des armatures

a' = distance de la face de compression au point considéré pour la fissuration

A_s = section d'acier.

Une valeur négative de ε_m indique que la section est non-fissurée.

-Comme cas particuliers intéressants, il est utile de noter celui où $a_{cr} = c_{min}$, c'est-à-dire le cas où l'ouverture est à calculer en un endroit de la surface du béton directement au-dessous d'une barre. La formule précédente se simplifie à :

$$W = 3 c_{min} \varepsilon_m \quad (4.4)$$

Cette expression traduit clairement la proportionnalité d'une ouverture de fissure avec l'enrobage en béton, couche protectrice des aciers, et avec la déformation et donc la contrainte des aciers de traction.

-Le deuxième cas intéressant est celui où a_{cr} est assez grande devant c_{min} ; en négligeant c_{min} devant a_{cr} , on obtient la version simplifiée suivante :

$$W = \frac{3}{2} (h-x) \varepsilon_m \quad (4.5)$$

Pour une valeur donnée de ε_m , l'ouverture de la fissure dépend de la valeur de $(h-x)$, expression représentant la profondeur de la zone tendue du béton et donc représentant approximativement la longueur de la fissure. Si $(h-x)$ est assez petite telle que dans une dalle où l'épaisseur n'excède pas en général 200mm, alors les fissures ont moins de chance de dépasser la limite permise de 0.3mm. Ceci explique pourquoi une fissuration excessive ne se produit que très rarement dans les dalles.

4.2.3.2. Méthode de ACI

La méthode présentée dans le règlement Américain pour l'estimation de l'ouverture des fissures est reprise des travaux de recherche de Gergely et Lutz [189].

La formule du ACI [190] se présente comme suit :

$$W = 0,011 \cdot \beta \cdot f_s \cdot \sqrt[3]{d_c \cdot A} \cdot 10^{-3} \quad (4.6)$$

Où

f_s = la contrainte de traction des aciers calculée en se basant sur les hypothèses d'une section fissurée. Le règlement ACI permet de prendre $f_s = 0.60f_c$.

d_c = représente l'épaisseur de la couche d'enrobage, mesurée au centre de gravité de la barre proche de la face de traction.

β = représente le rapport entre la distance séparant la face de traction à l'axe neutre à celle séparant le centre de gravité des aciers à l'axe neutre. Le règlement ACI recommande de prendre $\beta = 1.2$

A = la section de béton tendu entourant une barre de traction, calculée comme étant la section totale effective du béton tendu enveloppant les aciers de traction et ayant même centre de gravité qu'eux divisée par le nombre de barres. Ce paramètre exprime l'influence de l'espacement des aciers dans la zone tendue, donc l'influence de la distance de la barre la plus proche du point où la fissure est calculée, a_{cr} , telle que considérée par le règlement BS8110. Un nombre important de barres réduit la valeur de 'A' et donc réduit l'ouverture de la fissure. Le paramètre 'A' exprime clairement, que pour un meilleur control de la fissuration, il est recommandé d'utiliser un nombre important de barres de petits diamètres et de les distribuer convenablement sur la zone tendue du béton. Cette procédure résulterait en une valeur faible du coefficient 'A' et donc une faible ouverture de fissure.

Les paramètres intervenant dans le modèle ACI sont illustrés par le schéma explicatif ci-dessous :

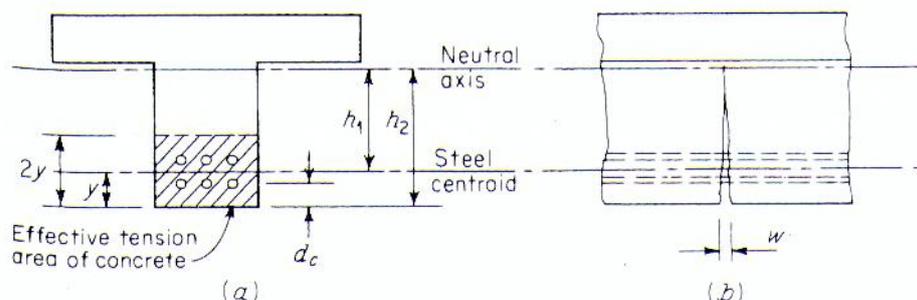


Figure 4.5 : paramètres géométriques – ouverture de fissures selon ACI

4.2.3.3. Méthode de l'Eurocode 2

Selon l'Eurocode 2 [185], l'ouverture d'une fissure peut être estimée par :

$$W_k = S_{rm} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4.7)$$

Avec :

S_{rm} = espacement moyen entre fissures. Pour des sections soumises à la flexion ou à la traction, cet espacement peut être estimé comme suit :

$$S_{rm} = 3.4c + 0.425k_1k_2\phi / \rho_{eff} \quad (4.8)$$

Où :

c = enrobage des armatures tendues.

$k_1 = 0.8$ pour les barres à haute adhérence et $k_1 = 1.6$ pour les barres rond-lisses.

$k_2 = 0.5$ en flexion et $k_2 = 1.0$ en traction pure.

ϕ = diamètre des barres.

ρ_{eff} = pourcentage effectif des armatures = A_s / A_{ceff}

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ = déformation moyenne des armatures, donnée par :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{k_t f_{ctm} (1 + n\rho_{eff})}{E_s \rho_{eff}} \quad (4.9)$$

Avec :

E_s = module d'élasticité des aciers.

$k_t = 0.6$ pour un chargement de courte durée.

f_{ctm} = résistance à la traction du béton.

n = coefficient d'équivalence = E_s / E_c

4.2.3.4. Méthode de RILEM TC 162-TDF

La méthode présentée dans le document technique RILEM TC 162-TDF [191] de conception des structures en béton armé renforcées en fibres d'aciers, pour l'estimation des ouvertures de fissures, est donnée par la formule suivante :

$$W_k = S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad (4.10)$$

Avec :

S_{rm} = espacement moyen entre fissures, donné par :

$$s_{rm} = (50 + 0.25.k_1.k_2.\frac{\phi}{\rho_r}).\frac{50}{\ell_f/d_f} \quad (4.11)$$

ℓ_f = longueur des fibres.

$K_1 = 0.8$ pour les barres à haute adhérence.

$K_2 = 0.5$ pour la flexion

d_f = diamètre des fibres.

La déformation moyenne ε_{sm} est donnée par l'équation :

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1.\beta_2.\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \right] \quad (4.12)$$

σ_s = contrainte dans les armatures tendues calculées sur la base d'une section fissurée.

σ_{sr} = contrainte dans les armatures tendues calculées sur la base d'une section non fissurée.

dans les conditions de chargement provoquant la première fissure.

β_1 = coefficient qui prend en compte les propriétés de l'adhérence, $\beta_1 = 1.0$ pour les barres à haute adhérence et $\beta_1 = 0.5$ pour les barres lisses,

β_2 = coefficient qui prend en compte la durée du chargement, $\beta_2 = 1.0$ pour un chargement de courte durée et $\beta_2 = 0.5$ pour un chargement de longue durée.

4.2.3.5. Comparaison des ouvertures des fissures expérimentales et théoriques

Le Tableau 4.3 et la Figure 4.6 donnent une comparaison entre les ouvertures de fissures des poutres sans fibres d'acier, mesurées par analyses Gom-Aramis des images digitales prise par la caméra durant l'essai et calculées à la charge de service, prise égale à 60% de la charge de ruine ultime comme suggérée par Rashid et Mansur [192], par les différents modèles revus ci-dessus. Cette étude comparative est aussi basée sur d'autres résultats expérimentaux pris de la littérature tels que ceux de Rachid et Mansour [192], ceux de Kumar et al [193], ceux de Maghsoud et Sharifi [194] et ceux de Hamrat et al [195].

Le Tableau 4.3 et la Figure 4.6 montrent que les trois règlements universels de conceptions en béton armé aboutissent à des ouvertures de fissures grandement dispersées. Parmi les trois, le modèle du règlement BS8110 aboutit à des prédictions relativement meilleures d'ouvertures de fissures, avec un rapport moyen

W_{Test} / W_{BS8110} de 0.99, même si les résultats semblent un peu dispersés tel que reflétés par un écart type de 0.18 et un coefficient de variation de 18%. Cependant, si l'on doit considérer la nature hasardeuse et imprévisible du processus de fissuration en béton

armé en général ainsi que le nombre de paramètres qui influent sur ce processus de 'déchirement', les estimations des ouvertures de fissures du BS8110 pourraient être considérées comme amplement satisfaisantes, y compris pour le béton à hautes performances. En revanche, si l'on considère la présence de fibres d'acier dans le béton, les résultats présentés au Tableau 4.4 montrent clairement que le modèle du BS8110, et malgré sa validité pour la fissuration du béton armé sans fibres, ne prend pas en considération la couture efficace de la fissuration par les fibres. Cette observation est clairement exprimée par les rapports W_{Test}/W_{BS8110} qui varient de 0.18 à 0.71 avec une moyenne de 0.45 pour tous les spécimens du Tableau 4.4. De ceci, on peut déduire clairement que le modèle du BS8110, bien que le plus réaliste des trois, ne prend pas en considération la présence des fibres, qui bloquent le développement des fissures et limitent leur ouverture, et a donc besoin de plus de raffinement pour prendre en considération l'effet de couture des fissures par les fibres. Selon les résultats du Tableau 4.3 pour les poutres en béton armé sans fibres, les prédictions des ouvertures de fissures de l'Eurocode 2 sont aussi relativement proches de celles mesurées avec un rapport moyen W_{Test}/W_{EC2} de 1.07. Cependant, l'écart type de 0.17 et le coefficient de variation de 16 % illustrent encore une fois une dispersion des résultats en raison de la nature imprévisible de la fissuration et du nombre de paramètres et leur degré d'influence sur le processus de fissuration. Les résultats du Tableau 4.3 indiquent que l'Eurocode 2 peut être utilisé pour estimer les ouvertures de fissures en béton armé sans fibres, et donc son modèle peut être extrapolé au béton à hautes performances sans fibres de couture de la même façon que le règlement britannique BS8110. En revanche, selon les résultats présentés au Tableau 4.4 pour les poutres en béton armé renforcé de fibres d'acier, le modèle de l'Eurocode 2 de la même façon que celui du BS8110 surestime amplement les ouvertures des fissures et ne prend pas en considération l'effet restreignant des fissures apportés par les fibres. Les valeurs W_{Test}/W_{EC2} de ce règlement varient entre 0.12 et 0.82 avec une valeur moyenne de 0.49 avec un écart type de 0.15 et un coefficient de variation qui dépasse 30%. Ce résultat exprime clairement la non-application de l'Eurocode 2 pour prédire les ouvertures de fissures du béton armé contenant des fibres, de la même façon que le BS8110. Les deux modèles ont besoin d'amendements pour prendre en considération l'effet de couture des fissures par les fibres.

A la différence des deux premiers règlements cités, le modèle proposé par le règlement américain ACI semble surestimer les ouvertures de fissures en béton armé sans fibres ; le rapport $W_{\text{Test}}/W_{\text{ACI}}$ varie de 0.6 à 1.20 avec une moyenne de 0.76 par comparaison aux deux autres règlements, avec des écarts types et des coefficients de variation comparables comme illustrés par les résultats du Tableau 4.3. Quand les fibres sont utilisées dans le béton, le modèle du ACI 318 est encore plus conservatif est prédit des ouvertures de fissures très exagérées comme illustré pas le Tableau 4.4. Les résultats du Tableau 4.3 et ceux du Tableau 4.4 concernant les ouvertures de fissures du béton armé sans fibres et avec fibres respectivement illustrent l'aspect conservatif du modèle Américain pour l'estimation des ouvertures de fissure en béton armé en général. Ce modèle exprime les ouvertures de fissures comme étant directement proportionnelles à la contrainte du renforcement longitudinal de traction et ne prend pas en considération la qualité de l'adhérence acier béton qui tend à restreindre ou même à retarder l'apparition d'une fissure. De plus, il ne semble pas non plus considérer l'aspect bénéfique de la présence des fibres en béton armé.

Tableau 4.3 : Ouvertures de fissures à la charge de service des poutres sans fibres

Auteurs	Poutres	f_c MPa	W_{Test} (mm)	$W_{Calculée}$ (mm)			$W_{Test} / W_{Calculée}$		
				ACI	EC2	BS8110	ACI	EC2	BS8110
Rachid [192]	A111	42.8	0.22	0.30	0.24	0.20	0.73	0.91	1.09
	A211	42.8	0.17	0.21	0.17	0.17	0.82	1.00	1.03
	B211	74.6	0.19	0.22	0.18	0.17	0.87	1.06	1.09
	B211a	73.6	0.18	0.22	0.18	0.18	0.82	1.00	1.02
	B311	72.8	0.18	0.28	0.18	0.20	0.64	1.00	0.90
	B312	72.8	0.19	0.27	0.18	0.20	0.69	1.08	0.97
	B313	72.8	0.15	0.28	0.15	0.20	0.54	0.97	0.76
	B321	77	0.18	0.28	0.19	0.20	0.63	0.97	0.89
	B331	72.8	0.18	0.29	0.19	0.20	0.63	0.96	0.88
	C211	85.6	0.24	0.27	0.19	0.20	0.91	1.25	1.20
	C311	88.1	0.24	0.27	0.18	0.20	0.88	1.33	1.20
	C411	85.6	0.23	0.29	0.18	0.21	0.79	1.30	1.11
	C511	88.1	0.22	0.27	0.14	0.18	0.82	1.55	1.21
D211	115	0.24	0.26	0.22	0.21	0.92	1.08	1.14	
E211	126	0.22	0.25	0.22	0.21	0.86	1.02	1.06	
Kumar [193]	C1	74*	0.22	0.26	0.21	0.22	0.85	1.07	0.99
	C2	74*	0.21	0.27	0.20	0.23	0.77	1.06	0.91
	C3	74*	0.22	0.23	0.17	0.21	0.97	1.33	1.06
	CS1	78*	0.17	0.25	0.20	0.22	0.67	0.84	0.77
	CS1	78*	0.23	0.27	0.20	0.23	0.84	1.17	1.00
	CS1	78*	0.18	0.23	0.17	0.21	0.79	1.08	0.86
Maghsoud [194]	BC6	73.7	0.30	0.41	0.30	0.32	0.73	0.98	0.93
	B6	71	0.29	0.39	0.28	0.31	0.74	1.03	0.93
	BC7	66.8	0.40	0.31	0.30	0.26	1.27	1.34	1.51
	B7	70.5	0.32	0.27	0.25	0.23	1.19	1.30	1.41
	BC8	77.7	0.38	0.32	0.26	0.29	1.17	1.46	1.31
	B8	71.8	0.31	0.32	0.25	0.29	0.96	1.25	1.08
Hamrat [195]	B-N10	40	0.21	0.22	0.17	0.18	0.97	1.23	1.19
	B-N12	40	0.17	0.20	0.15	0.17	0.83	1.13	1.03
	B-N14	40	0.16	0.25	0.17	0.20	0.64	0.92	0.80
	B-H10	85	0.19	0.23	0.18	0.19	0.81	1.06	0.98
	B-H12	85	0.15	0.23	0.17	0.19	0.65	0.88	0.79
	B-H14	85	0.14	0.25	0.18	0.20	0.56	0.79	0.69
Présente étude	BO-At	31.5	0.18	0.23	0.15	0.16	0.77	1.22	1.15
	BO-At	31.5	0.19	0.24	0.15	0.16	0.81	1.27	1.20
	BO-At	31.5	0.18	0.23	0.14	0.15	0.79	1.26	1.18
	BO-SAt	31.5	0.07	0.15	0.09	0.10	0.47	0.78	0.70
	BO-SAt	31.5	0.07	0.15	0.09	0.10	0.47	0.78	0.70
	BO-SAt	31.5	0.07	0.15	0.08	0.09	0.47	0.87	0.78
	BHP-At	65	0.17	0.26	0.17	0.19	0.65	1.00	0.92
	BHP-At	65	0.16	0.25	0.16	0.18	0.64	1.00	0.89
	BHP-At	65	0.19	0.26	0.17	0.18	0.74	1.14	1.04
	BHP-SAAt	65	0.09	0.18	0.10	0.12	0.50	0.90	0.75
	BHP-SAAt	65	0.10	0.19	0.11	0.13	0.53	0.91	0.77
BHP-SAAt	65	0.07	0.15	0.08	0.11	0.47	0.87	0.64	
Moyenne							0.76	1.07	0.99
Ecart type							0.15	0.17	0.18
C.V							0.20	0.16	0.18

* Résistance à la compression sur cube

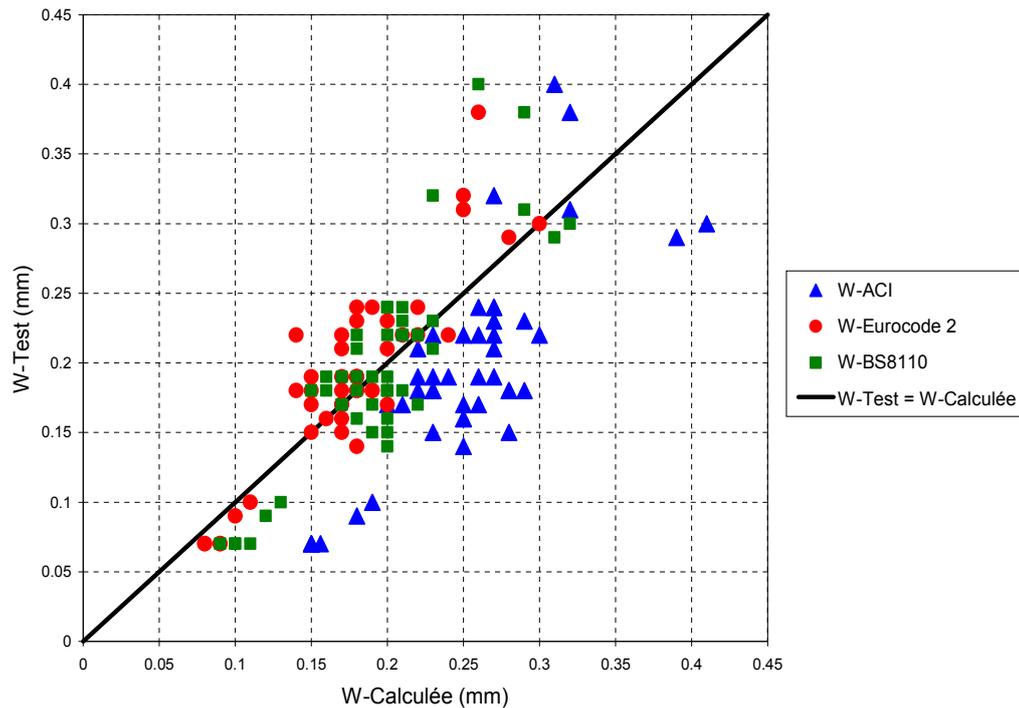


Figure 4.6 : Ouvertures de fissures expérimentales et calculées
- poutres sans fibres d'acier-

Comme synthèse des résultats concernant les ouvertures de fissures, les trois règlements universels de calcul en béton armé, et donc leurs modèles de prédiction des ouvertures de fissures, ne semblent pas prendre en considération les effets efficaces de couture des fissures par les fibres d'acier et leurs espacements relativement réduits. En conséquence, ces modèles ne semblent pas s'appliquer directement au béton armé renforcé de fibres. Dans ce sens, le document technique de Rilem TC-162-TDF [191] qui réellement prends en compte la présence des fibres dans l'estimation des ouvertures de fissures du béton armé contenant des fibres. Le modèle de Rilem considéré en équation (4.10) exhibe explicitement le paramètre d'élancement l_f/d_f des fibres dans le calcul des espacements de fissures (équation 4.11). Ce modèle de Rilem exprimé par les équations 4.10 à 4.12 donne de prédictions d'ouverture de fissure, pour les poutres renforcées de fibres, meilleures que celles des trois autres règlements discutés ci-haut, avec une valeur moyenne du rapport W_{Test}/W_{Rilem} de 0.76 comme illustré au Tableau 4.4. Cependant, la présentes étude et les travaux de la littérature [195,196] montrent que l'efficacité des fibres dans la couture des fissures dépend des trois paramètres fondamentaux qui sont la quantité de fibres, leur

élancement L_f/d_f et enfin leur orientation qui dépend de la maniabilité du béton à l'état frais.

Tableau 4.4 : Ouvertures de fissures à la charge de service des poutres avec fibres

Auteurs	Poutres	f_c MPa	W_{Test} mm	$W_{Calculée}$ (mm)				$W_{Test} / W_{Calculée}$			
				ACI	EC2	BS8	RILEM	ACI	EC2	BS	RILEM
Tan [197]	BF	41*	0.10	0.23	0.16	0.14	0.09	0.43	0.63	0.71	1.08
	CF	42*	0.08	0.27	0.19	0.15	0.11	0.30	0.42	0.55	0.74
	DF	42*	0.04	0.24	0.17	0.09	0.09	0.17	0.24	0.45	0.43
	EF	41*	0.02	0.25	0.17	0.05	0.10	0.08	0.12	0.38	0.21
Purkiss [198]	Fibres	69*	0.10	0.17	0.18	0.21	0.18	0.58	0.57	0.48	0.55
Vandewalle [199]	Beam2	42*	0.12	0.24	0.20	0.21	0.10	0.49	0.60	0.57	1.20
	Beam3	42*	0.10	0.23	0.19	0.20	0.10	0.43	0.52	0.49	1.04
	Beam4	42*	0.08	0.24	0.17	0.20	0.07	0.34	0.46	0.40	1.14
	Beam5	42*	0.10	0.23	0.21	0.20	0.08	0.43	0.48	0.50	1.19
Viktor [200]	S3-1-F05	56	0.09	0.20	0.16	0.20	0.13	0.45	0.58	0.46	0.70
	S3-2-F05	56	0.08	0.25	0.22	0.25	0.18	0.32	0.37	0.32	0.45
	S3-1-F10	48	0.07	0.23	0.20	0.23	0.19	0.30	0.35	0.31	0.37
	S3-2-F10	48	0.07	0.21	0.13	0.18	0.15	0.33	0.52	0.38	0.46
	S3-1-F15	52	0.02	0.14	0.04	0.11	0.10	0.14	0.46	0.18	0.21
	S3-2-F15	52	0.04	0.20	0.09	0.17	0.14	0.20	0.44	0.24	0.29
Hamrat [195]	B-F10	78	0.13	0.23	0.18	0.19	0.08	0.56	0.73	0.68	1.63
	B-F12	78	0.09	0.23	0.17	0.19	0.07	0.39	0.53	0.48	1.31
	B-F14	78	0.05	0.25	0.18	0.20	0.07	0.20	0.28	0.25	0.71
Présente étude	BOF-1-65-At	36.5	0.06	0.18	0.14	0.16	0.10	0.33	0.43	0.37	0.60
	BOF-1-65-SAt	36.5	0.07	0.18	0.14	0.16	0.10	0.39	0.50	0.44	0.70
	BOF-2-65-At	39.3	0.08	0.15	0.12	0.13	0.08	0.53	0.67	0.61	1.00
	BOF-2-65-SAt	39.3	0.09	0.14	0.11	0.13	0.10	0.64	0.82	0.69	0.90
	BHPF-0.5-65-At	64.2	0.07	0.19	0.16	0.17	0.11	0.37	0.44	0.41	0.64
	BHPF-0.5-65-SAt	64.2	0.09	0.18	0.15	0.16	0.11	0.50	0.60	0.56	0.82
	BHPF-1-65-At	64.0	0.03	0.19	0.16	0.17	0.11	0.16	0.19	0.18	0.27
	BHPF-1-65-SAt	64.0	0.07	0.18	0.15	0.16	0.12	0.39	0.47	0.44	0.58
	BHPF-1-80-At	60.0	0.07	0.19	0.16	0.17	0.09	0.37	0.44	0.41	0.78
	BHPF-1-80-SAt	60.0	0.05	0.20	0.17	0.18	0.10	0.25	0.29	0.28	0.50
	BHPF-2-65-At	63.1	0.06	0.17	0.13	0.15	0.09	0.35	0.46	0.40	0.67
	BHPF-2-65-SAt	63.1	0.05	0.17	0.14	0.15	0.10	0.29	0.36	0.33	0.50
	BHPF-2-80-At	65.0	0.10	0.20	0.17	0.19	0.09	0.50	0.59	0.53	1.11
	BHPF-2-80-SAt	65.0	0.09	0.20	0.16	0.18	0.09	0.45	0.56	0.50	1.00
BHPF-3-65-At	62.2	0.09	0.14	0.11	0.13	0.08	0.64	0.82	0.69	1.12	
BHPF-3-65-SAt	62.2	0.10	0.18	0.14	0.16	0.10	0.55	0.71	0.62	1.00	
Moyenne								0.38	0.49	0.45	0.76
Ecart type								0.13	0.15	0.14	0.21
C.V								0.34	0.31	0.31	0.28

* Résistance à la compression sur cube

Dans le modèle de Rilem, seul le paramètre élancement L_f/d_f est pris en considération, ce qui explique l'aspect quelque peu conservatif et peu fiable du modèle par rapport à la réalité. Les observations expérimentales (voir Figure 6.8 plus loin) ont montré que seules les fibres orientées dans la direction des efforts internes de traction participent

efficacement à la limitation des ouvertures de fissures. Ce sont donc la fraction volumique de fibres bien orientées qui participent à la couture des fibres avec leur ancrage dans le béton des deux faces d'une fissure. Dans ce sens, plus l'ancrage est important plus l'efficacité des fibres est meilleure. De plus, une fois une fissure formée, les fibres qui la traversent couturent ses deux faces pour la restreindre et donc transmettent l'effort de traction au béton de part et d'autre de cette fissure. Ces deux parties du béton de part et d'autre d'une fissure se déchirent à leur tour et ainsi de suite. Ainsi, plusieurs fissures se forment avec des espacements relativement plus petits en présence de fibres efficaces et efficaces dans la couture de ces dernières et la transmission des efforts vers le béton sein de part et d'autre d'une ouverture. Dans le présent travail, une proposition d'amendement du model de Rilem, prenant en considération les trois paramètres jugés importants (quantité de fibres ρ_f , leur orientation α et leur élancement L_f/d_f) à travers les observations et constatations expérimentales faites dans ce travail et ailleurs [195,196], est proposée dans cette étude comme donnée ci-dessous. La réduction de l'espacement des fissures en présence de fibres d'acier telle qu'explicitée ci haut est prise en considération par un coefficient de réduction k, pris conservativement égal à 0.8.

$$W_{RILEM-Corrigé} = (50 + 0.25k_1k_2 \frac{\phi}{\rho_r}) \cdot \frac{50.k}{\frac{\ell_f}{d_f} + \alpha \cdot \rho_f} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (4.13)$$

Où :

k : coefficient de réduction des espacements lié à la présence des fibres d'acier = 0.8

L_f/d_f = élancement des fibres.

ρ_f = volume des fibres (%)

α = facteur d'orientation calculé par la formule proposée par Soroushian [201] :

$$\alpha = 0.31 \cdot \frac{\ell_f}{b} + 0.64 \quad \text{Pour} \quad b > \ell_f \quad (4.14)$$

Avec :

ℓ_f = longueur de la fibre.

b = largeur de la poutre.

Le Tableau 4.5 et la Figure 4.7 donnent une comparaison entre les ouvertures de fissure mesurées et celles calculées par le modèle original de Rilem (équation 4.10) et par le modèle corrigé de Rilem (équation 4.13). Le modèle corrigé de Rilem a aussi été calibré

par des résultats pris de la littérature (voir Tableau 4.5) avec des conditions d'essais différentes de la présente étude. Les résultats du Tableau 4.5 montrent que le modèle corrigé est relativement plus fiable avec une moyenne du rapport $W_{\text{Test}} / W_{\text{RILEM-Corrigé}}$ de 0.96, même si ce modèle corrigé a encore besoin de plus de raffinement afin de réduire la dispersion des résultats.

*Tableau 4.5 : Comparaison entre ouvertures de fissures expérimentales et calculées
modèle de RILEM-Corrigé-*

Auteurs	Poutres	W_{Test} (mm)	W_{RILEM} (mm)	$W_{\text{RILEM-Corrigé}}$ (mm)	$W_{\text{Test}} / W_{\text{RILEM}}$	$W_{\text{Test}} / W_{\text{RILEM-Corrigé}}$
Tan [197]	BF	0.10	0.09	0.08	1.11	1.25
	CF	0.08	0.11	0.09	0.73	0.89
	DF	0.04	0.09	0.08	0.44	0.50
	EF	0.02	0.10	0.07	0.20	0.28
Purkiss [198]	Fibres	0.10	0.18	0.14	0.55	0.71
Vandewalle [199]	Beam2	0.12	0.10	0.08	1.20	1.50
	Beam3	0.10	0.10	0.08	1.00	1.25
	Beam4	0.08	0.07	0.06	1.14	1.33
	Beam5	0.10	0.08	0.06	1.25	1.67
Viktor [200]	S3-1-F05	0.09	0.13	0.10	0.69	0.90
	S3-2-F05	0.08	0.18	0.13	0.44	0.61
	S3-1-F10	0.07	0.19	0.14	0.37	0.50
	S3-2-F10	0.07	0.15	0.11	0.47	0.64
	S3-1-F15	0.02	0.10	0.09	0.20	0.22
	S3-2-F15	0.04	0.14	0.10	0.28	0.40
Hamrat [195]	B-F10	0.13	0.08	0.07	1.62	1.86
	B-F12	0.09	0.07	0.06	1.28	1.50
	B-F14	0.05	0.07	0.06	0.71	0.83
Présente étude	BOF-1-65-At	0.06	0.10	0.08	0.60	0.75
	BOF-1-65-SAt	0.07	0.10	0.08	0.70	0.87
	BOF-2-65-At	0.08	0.08	0.07	1.00	1.14
	BOF-2-65-SAt	0.09	0.10	0.08	0.90	1.12
	BHPF-0.5-65-At	0.07	0.11	0.08	0.64	0.87
	BHPF-0.5-65-SAt	0.09	0.11	0.08	0.82	1.12
	BHPF-1-65-At	0.03	0.11	0.08	0.27	0.37
	BHPF-1-65-SAt	0.07	0.12	0.08	0.58	0.87
	BHPF-1-80-At	0.07	0.09	0.07	0.78	1.00
	BHPF-1-80-SAt	0.05	0.10	0.07	0.50	0.71
	BHPF-2-65-At	0.06	0.09	0.07	0.67	0.86
	BHPF-2-65-SAt	0.05	0.10	0.08	0.50	0.62
	BHPF-2-80-At	0.10	0.09	0.07	1.11	1.43
	BHPF-2-80-SAt	0.09	0.09	0.07	1.00	1.28
	BHPF-3-65-At	0.09	0.08	0.06	1.12	1.50
BHPF-3-65-SAt	0.10	0.10	0.08	1.00	1.25	
Moyenne					0.76	0.96
Ecart type					0.21	0.26
C.V					0.28	0.27

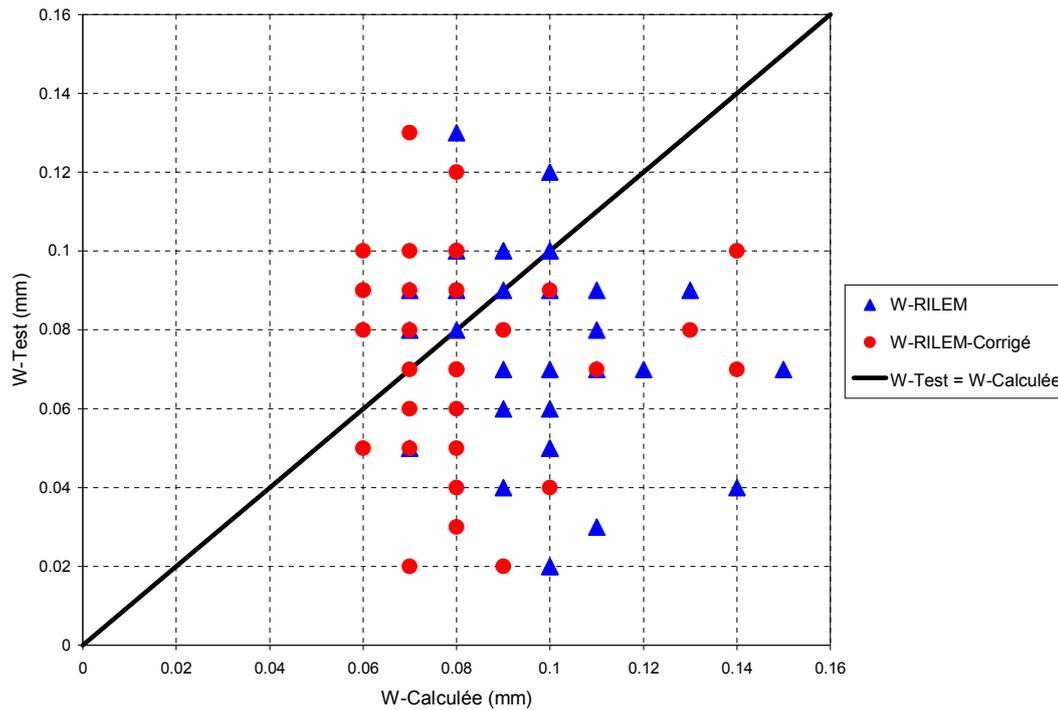


Figure 4.7 : Ouvertures de fissures des poutres renforcées de fibres d'acier
-Valeurs expérimentales et valeurs calculées par le modèle Rilem-corrigé-

4.2.4. Flèches des poutres en BHP renforcées de fibres d'acier

4.2.4.1. Etude des flèches

Le problème de la servicibilité liée aux flèches des éléments en béton armé devient de plus en plus inquiétant avec l'amélioration de la qualité des matériaux, leur utilisation à des niveaux de contraintes élevés et l'adoption de sections réduites. Il est donc devenu nécessaire d'imposer des limites pour les flèches des poutres et autres éléments fléchis dans le but de contrôler leur servicibilité et leur performance. Des flèches non contrôlées conduisent à des fissures dans les murs et cloisons, dans les revêtements, à des mauvaises évacuations des eaux de drainage et visuellement à une mauvaise esthétique due à l'aspect courbé et fléchissant des structures. Il est donc important de contrôler les flèches en vue d'une meilleure performance sous les charges de service. Les contrôles indirects en limitant les rapports portée/hauteur effective (L/d) ne sont plus suffisants et le calcul des flèches pour les comparer aux valeurs limites spécifiées par les règlements ou par d'autres considérations s'avère indispensable. Dans ce sens, la flèche à mi-travée d'une poutre soumise à la flexion quatre-points peut être calculée par la formule suivante :

$$f(\ell/2) = \frac{P.a}{4E_c.I} \left(\frac{L^2}{4} - \frac{a^2}{3} \right) \quad (4.15)$$

Où :

P = la charge totale appliquée

a = la portée de cisaillement, soit la distance entre le point d'application de la charge
et l'axe de l'appui

L = la portée de la poutre

E_c = le module élastique du béton

I = l'inertie d'une section de poutre

L'expression de la flèche illustre clairement que le problème particulier pour les structures en béton armé est la détermination de la rigidité en flexion EI d'un élément fait de deux matériaux ayant des propriétés et des comportements complètement différents que sont le béton et l'acier. En effet, quand le moment de flexion agissant sur un élément est suffisamment faible pour que la contrainte de traction dans le béton n'excède pas le module de rupture f_t (résistance à la traction du béton mesurée par flexion), alors aucune fissuration ne se formera dans la zone tendue et la section entière non-fissurée participera à la résistance à ces contraintes de traction et fournira la rigidité de la poutre pour s'opposer au mouvement de flèche. Le moment d'inertie est alors celui de la section non-fissurée équivalente, I_u , et E_c le moment d'élasticité à court terme.

A des niveaux de chargement relativement élevés, des fissures de flexion se forment dans la zone tendue ; des fissures diagonales peuvent aussi se former à l'état de service sous l'effet des contraintes d'effort tranchant. Dans la région fissurée d'une poutre, la position de l'axe neutre varie. Au niveau d'une fissure, il se situe au niveau calculé pour une section fissurée équivalente. Entre deux fissures, le béton n'est pas fissuré et l'axe neutre se rapproche de celui calculé pour une section non-fissurée équivalente. Donc, à cause de la fissuration de la zone tendue, le moment d'inertie effectif oscille entre sa valeur correspondant à la section fissurée équivalente à proximité des fissures et sa valeur correspondant à la section non-fissurée équivalente entre les fissures, avec probablement une transition graduelle entre ces deux valeurs extrêmes. Ce principe est retenu dans certains règlements de calcul en béton armé tel que le règlement Américain ACI 318 qui propose un moment d'inertie effectif I_e oscillant entre la valeur correspondant à la section

non-fissurée équivalente et celle correspondant à une section fissurée équivalente comme donnée ci-dessous :

$$I_e = (M_{cr}/M)^3 I_u + [1 - (M_{cr}/M)^3] I_{cr} \quad (4.16) \quad \text{et} \quad I_e < I_u$$

On peut voir à partir de l'expression de l'inertie effective que quand le moment agissant M est suffisamment grand devant le moment de fissuration M_{cr} calculé précédemment (Tableau 4.2), l'inertie effective I_e tend vers celle d'une section fissurée. La réduction de cette rigidité à la flexion au fur et à mesure que le moment agissant augmente et donc au fur et mesure que la fissuration se développe peut être illustrée par la figure suivante où la droite $E_c I_u$ représente la borne supérieure de cette rigidité et $E_c I_{cr}$ la borne inférieure.

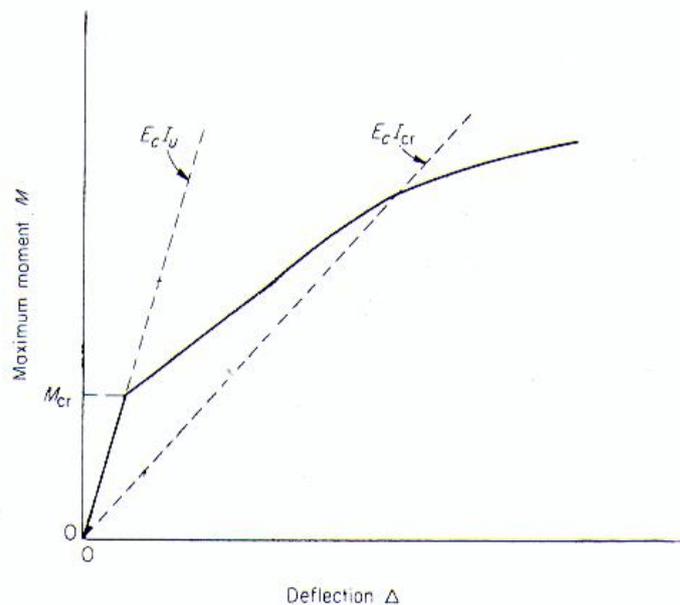


Figure 4.8 : Variation de la rigidité d'une poutre entre ses deux bornes extrêmes à l'état de service

L'apport de rigidité du béton tendu (appelé communément effet rigidifiant) qui contribue certainement à réduire la flèche à l'état de service reste qualitativement non quantifié même si des tentatives telle que celle de la notion d'inertie effective sont avancées dans certains règlements, le ACI 318 entres autres.

Dans la présente étude, les flèches des poutres ont été mesurées au fur et à mesure que le chargement augmente et ce jusqu'à rupture des spécimens. Les Figures 4.9 et 4.10

ci-dessous, présentent les courbes charge-flèche pour les poutres en béton ordinaire et celles en béton à hautes performances respectivement.

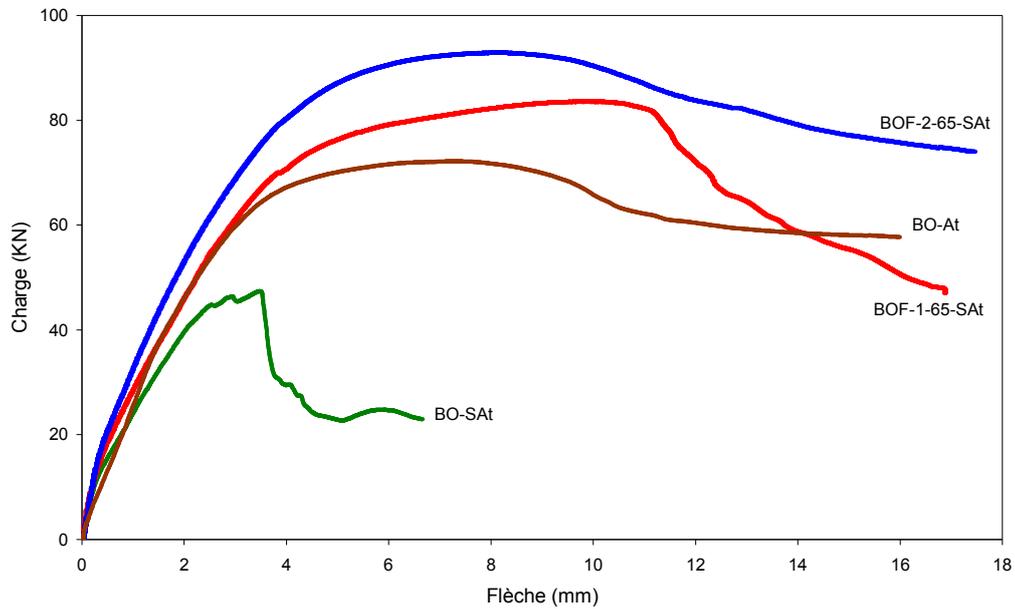


Figure 4.9 : Evolution de la flèche pour différentes poutres en béton ordinaire avec et sans fibres

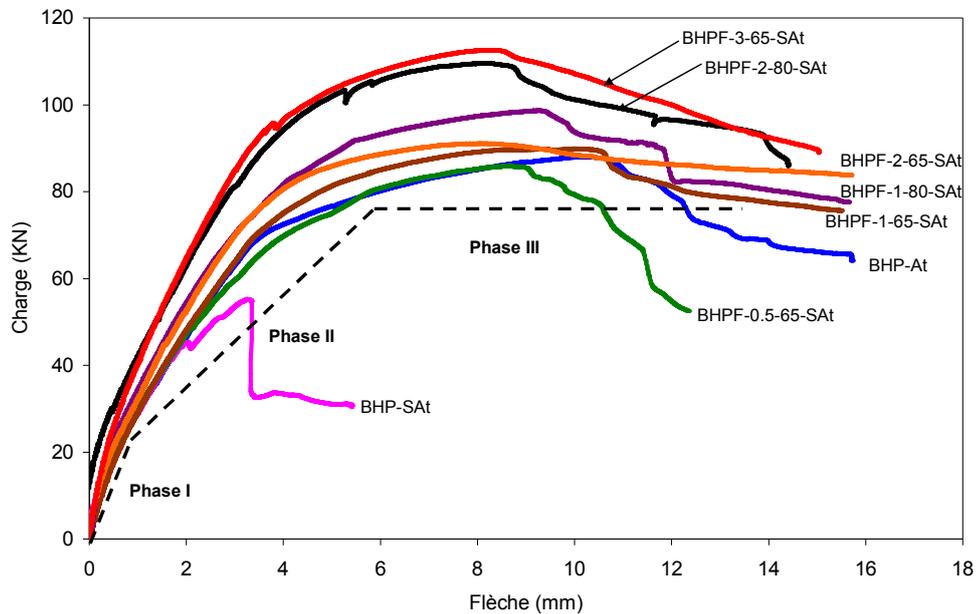


Figure 4.10 : Evolution de la flèche pour différentes poutres en béton à hautes performances avec et sans fibres

On peut voir sur les courbes des deux Figures 4.9 et 4.10 que dans toutes les étapes de chargement, les poutres renforcées en fibres d'acier présentent des flèches moins élevées

que les poutres sans fibres ou contenant une quantité insuffisante en fibres ($\rho_f = 0.5\%$). Les flèches ultimes ont été très importantes en présence de fibres d'acier ou en présence d'armatures transversales par comparaison à celles des poutres sans fibres et sans armature transversales. A partir des courbes charge-flèche, on peut lire un comportement en trois phases pour les spécimens de poutres contenant des fibres d'aciers ou des armatures transversales comme renforcement d'âme:

- Une phase quasi-linéaire avant l'apparition de la première fissure. Dans cette partie on ne note pas une variation de la rigidité en flexion pour toutes les poutres. En accord avec les conclusions d'autres études [123, 175,202], l'évolution de la rigidité avant fissuration ne semble pas dépendre des fibres puisque toutes les courbes se superposent ou presque.
- Une deuxième phase de linéarité avec rabattement des courbes suite à une réduction des rigidités, conséquence de l'apparition des premières fissures de flexion à un moment M_{cr} . Au-delà du début de la fissuration, et pour le même niveau de chargement, on constate moins de flèches pour les poutres à fort dosage en fibres, traduisant une rigidité relativement meilleure due à une fissuration couturée et donc gardée très fine par les fibres. Ce résultat est en accord avec les conclusions reportées dans la littérature [123, 175,202] qui stipulent que la rigidité post-fissuration peut être augmentée par la présence des fibres. Les poutres sans armatures transversales et sans fibres se sont rompues immédiatement après cette phase sans exhiber de comportement ductile notoire.
- Une troisième phase avant la rupture, correspondant à la plastification des armatures et des fibres d'acier et donc à un comportement ductile distingué. Cette phase commence à partir d'une limite de servicibilité de 3.6 mm telle que lue sur les courbes ; ce qui correspond à une flèche admissible de $L/250$, soit $900 / 250$. Les flèches ultimes ont atteint quatre fois la flèche admissible en présence de quantité suffisante de fibres ($\rho_f \geq 1\%$).

Le comportement charge-flèche des poutres aussi bien en béton ordinaire qu'en béton à hautes performances révèle que les fibres peuvent se substituer aux armatures transversales pour maintenir une rigidité suffisante et apporter une certaine ductilité avant la rupture. En présence de quantités importante de fibres (ρ_f de 2 à 3%), la rigidité et la ductilité peuvent même être meilleures qu'en présence d'armatures transversales. Ainsi, le remplacement des aciers de renforcement transversaux par les fibres d'acier influe positivement sur la rigidité de la flexion et sur le comportement plastique des

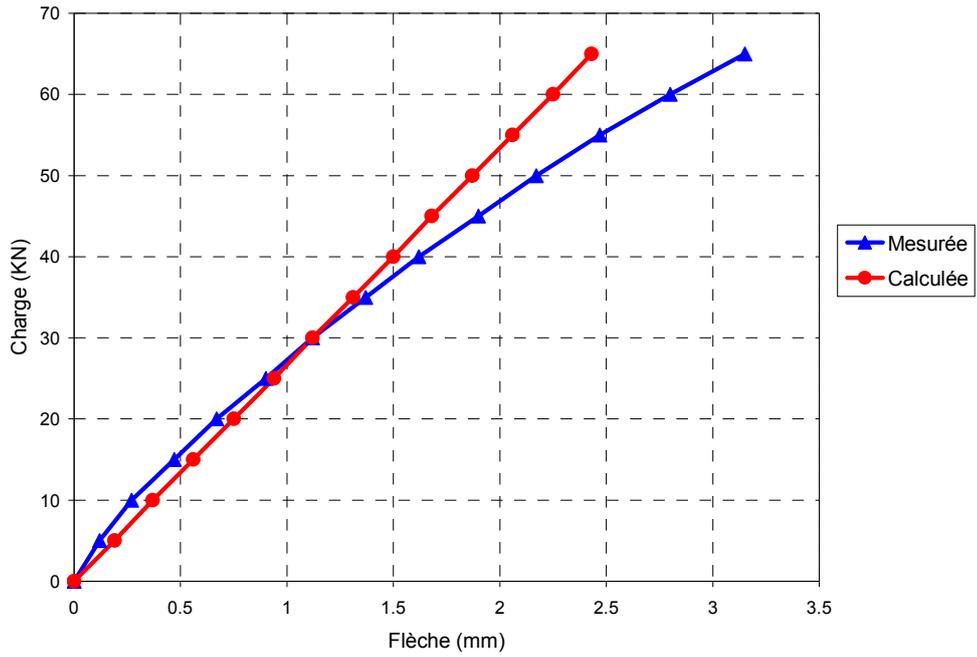
poutres en béton armés de hautes performances. La capacité portante s'en trouve aussi améliorée en présence de quantité suffisante de fibres ($\rho_f \geq 1\%$).

4.2.4.2. Comparaison des flèches expérimentales et théoriques – Mise en évidence de l'effet rigidifiant du béton tendu

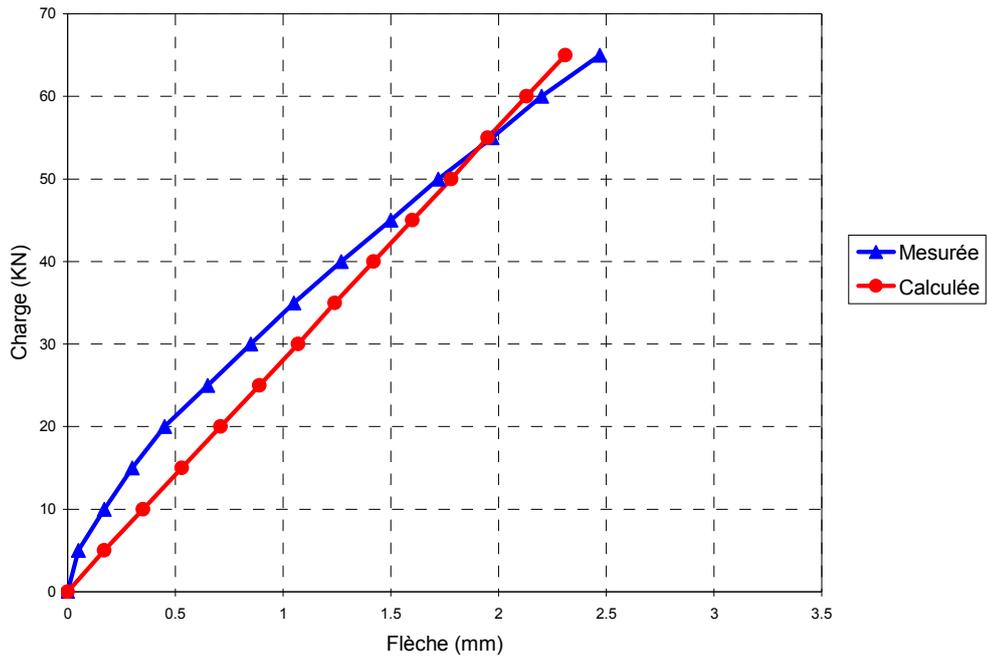
Les flèches des poutres ont été calculées par l'équation (4.15). Les charges étant de courtes durées d'application, donc il s'agit de flèches à court terme qui nécessitent l'utilisation du module d'élasticité instantané du béton E_c . Le module d'inertie utilisé dans le calcul des flèches est celui d'une section fissurée équivalente, I_{cr} , ce qui implique la négligence de l'effet rigidifiant du béton tendu dans les flèches calculées et conduit à des valeurs surestimées et donc conservatives de ces dernières à l'état de service, particulièrement avant fissuration excessive.

La Figure 4.11 présente une comparaison entre les flèches mesurées et calculées des poutres en BO et en BHP renforcées en fibres d'acier. Avant que les fissures ne développent suffisamment pour réduire la rigidité, la flèche mesurée est inférieure à celle calculée, du fait de la contribution du béton tendu à la rigidité de la poutre. Avec l'ouverture suffisante des fissures, l'effet rigidifiant du béton tendu diminue jusqu'à devenir négligeable et donc la flèche mesurée augmente pour dépasser celle calculée.

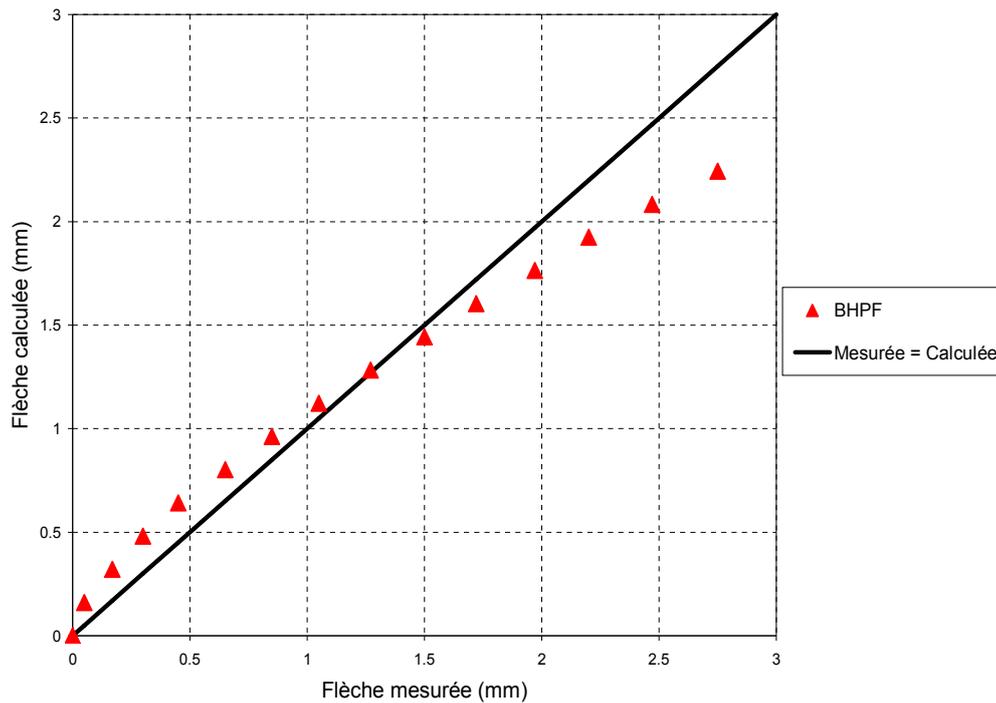
Pour le béton ordinaire renforcé de fibres Fig.4.11 (a), l'effet rigidifiant devient insignifiant ($f_{mes}=1.6\text{ mm}$; $f_{cal}=1.5\text{ mm}$) à partir d'une charge de service de 40 kN, soit 50 % de la charge ultime.



(a) : Poutre en BOF



(b) : Poutre en BHPF



(c) : Flèche calculée-flèche mesurée

Figure 4.11 : Comparaison entre les flèches mesurées et les flèches calculées des poutres en BHP fibré

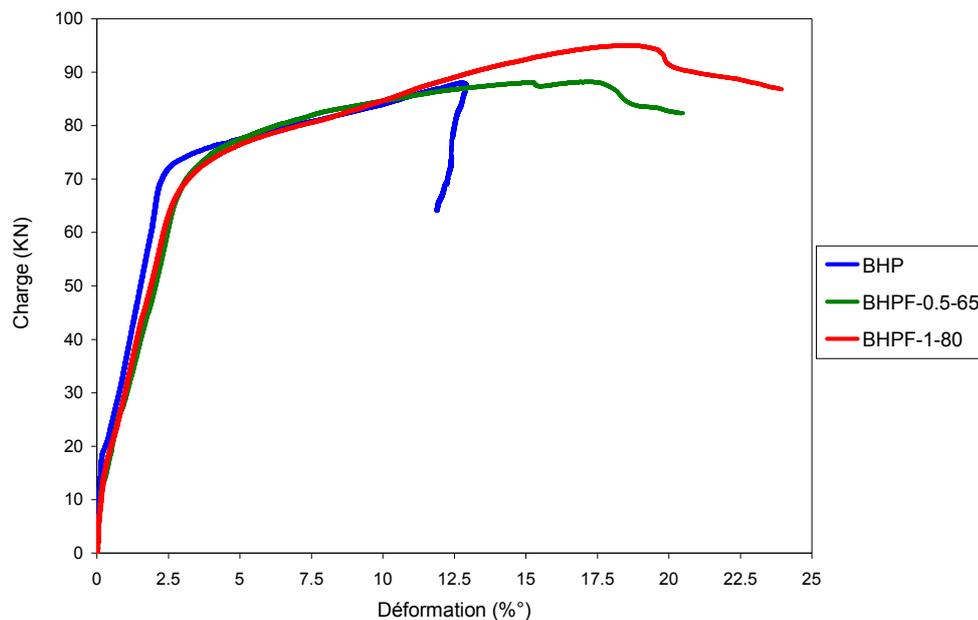
A la différence du béton ordinaire fibré, le béton à hautes performances fibré n'a perdu son effet rigidifiant de la zone tendue qu'à des niveaux de chargement plus élevés, représentant approximativement 70 % de la charge ultime. Ceci démontre une fois de plus l'efficacité des fibres dans le béton à hautes performances [79,89] par comparaison à leur utilisation en béton ordinaire. Dès que les fissures deviennent suffisamment importantes en ouverture, la section devient entièrement fissurée et l'effet rigidifiant du béton tendu devient insignifiant pour le BHP même avec les fibres. La flèche mesurée (2.2 mm) devient sensiblement égale alors à celle calculée (2.13 mm) à des niveaux de chargements relativement plus élevés (70 % de la charge ultime) qu'en béton ordinaire (50 %).

A des niveaux de chargement plus élevés, la plastification affecte sérieusement la rigidité de la poutre et la flèche mesurée devient beaucoup plus importante que la flèche calculée.

4.3. Comportement à l'état ultime des poutres en BHP armé renforcées de fibres d'acier

4.3.1. Evolution des déformations dans les aciers de renforcement longitudinaux

A l'aide d'une jauge collée à mi-travée de l'armature longitudinale de la zone tendue (voir chapitre 3, Figure 3.17) et un système d'acquisition (CatmanEasy-AP), les déformations locales de l'armature longitudinale en fonction de la charge appliquée ont été enregistrées. La Figure 4.12 présente l'évolution des déformations des armatures longitudinales en fonction du chargement appliqué sur les poutres en BHPF. Avant l'apparition de la première fissure de flexion, le comportement des armatures longitudinales est identique pour l'ensemble des poutres testées, avec une déformation nulle aussi bien pour les poutres sans fibres que pour les poutres contenant des fibres. Ceci est en phase avec le schéma en Figure 4.1 qui montre qu'avant fissuration, le béton reprend l'ensemble des efforts. Après fissuration, la déformation des aciers longitudinaux augmente linéairement avec la charge ; la charge de fissuration étant légèrement plus importante en présence de fibres.



Figures 4.12 : Déformation de l'armature longitudinale des poutres en BHPF

Cependant, c'est surtout le comportement post élastique, se manifestant à partir d'une déformation approximative de 2.5 %, qui est influencé par la présence des fibres dans le sens où le plateau de plasticité devient beaucoup plus important puisque les poutres contenant des fibres deviennent plus ductiles en se déformant beaucoup plus que celles en BHP sans fibres. La déformation ultime de 10 %, recommandée par le règlement Français

BAEL pour l'armature longitudinale tendue dans le dimensionnement des structures en béton armé, a été dépassée pour toutes les poutres en BHP sans fibres d'acier et avec fibres d'acier, atteignant 12,5 ‰ pour les premiers et 22,5 ‰ pour les seconds. Ceci démontre d'abord que le béton à hautes performances développe une bonne adhérence avec les aciers de renforcement, résultant en une meilleure transmission des efforts entre les deux matériaux béton-acier, et donc une ductilité appréciable. Ensuite, ce résultat illustre l'efficacité des fibres d'acier dans l'amélioration de la ductilité des poutres en BHP qui augmente de 80% par rapport à celle des poutres en BHP sans fibres d'acier.

4.3.2. Evolution des déformations dans le béton comprimé

A partir des résultats de l'analyse Gom-Aramis des images digitales, les déformations au niveau de la fibre la plus comprimée du béton ont été obtenues en fonction du chargement. La Figure 4.13 présente l'évolution des déformations de la fibre la plus comprimée du béton située entre les deux points de chargement, zone de la poutre où le moment de flexion est maximum. Dans cette fibre de béton comprimé, l'écrasement du béton a eu lieu après que les fissures de flexion se sont suffisamment développées en largeur et en longueur, renvoyant l'axe neutre vers le haut de la section du béton et donc réduisant fortement la zone de béton comprimé qui s'écrase à sa fibre la plus sollicitée (voir Figure 4.15 ci-dessous). Cet écrasement du béton dans la partie comprimée de la poutre a eu lieu particulièrement en présence d'armatures transversales ou en présence de fibres d'acier qui ont empêché les ruptures par effort tranchant. Pour les poutres fabriquées en BHP renforcé de fibres d'acier, la déformation ultime de 3.5 ‰, reconnue par les différents règlements comme celle causant le début d'écrasement du béton comprimé, a été dépassée avant la rupture, particulièrement en présence d'une quantité suffisante de fibres d'acier (supérieur ou égal à 1 ‰). Cette déformation ultime a atteint 5 ‰ en présence de quantité suffisante de fibres, traduisant une meilleure ductilité du matériau BHP fibré. Cette ductilité du matériau béton renforcé de fibres d'acier est particulièrement intéressante dans les zones sismiques telles que le nord de l'Algérie.

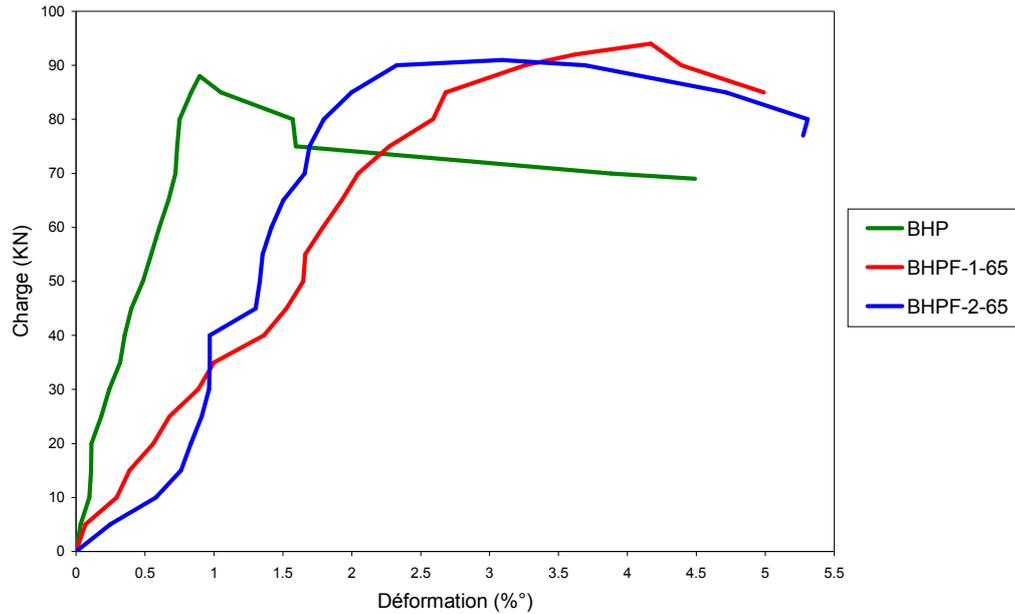


Figure 4.13 : Déformation du béton comprimé des poutres en BHP renforcé de fibres d'acier

4.3.3. Influence des fibres d'acier sur la ductilité des poutres en BHP

La ductilité des poutres a été évaluée dans le présent travail par le rapport de la flèche ultime (Δ_u) sur la flèche élastique (Δ_e) ; cette dernière étant celle causée par la charge qui correspond à la déformation élastique ϵ_e de l'armature longitudinale.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_e} \quad (4.17)$$

Selon Park et Ang [203] et Shin et al [204], la flèche ultime (Δ_u) est prise celle correspondant à une chute de 20% de la charge au pic. Plus ce rapport est supérieur à 1, plus la poutre est ductile. En réalité, le facteur de ductilité μ peut atteindre des valeurs comprises entre 3 et 4 pour des bétons suffisamment ductiles. Dans la présente étude, le facteur de ductilité des poutres en BHP sans armatures transversales et renforcées en fibres d'acier est illustré en Figure 4.14. Pour comparaison, celui de poutres témoins contenant des armatures transversales uniquement et celui des poutres ne contenant ni armatures transversales ni fibres d'acier sont aussi illustrés sur la Figure 4.14. D'une valeur de 1.5 pour les poutres ne contenant ni armature transversales ni fibres d'acier, qui sont donc d'une très faible ductilité, ce facteur de ductilité a atteint 4.1 en présence de quantité importante de fibres d'acier, encore plus important qu'en présence d'armature transversales où ce facteur a atteint une valeur de 3.3. Ceci montre que l'utilisation de

quantité importante de fibres d'aciers rend le béton à hautes performances encore plus ductile qu'il ne l'est en présence d'armatures transversales. Sans armature d'âme et sans fibres d'acier, le BHP est un matériau peu ductile. La présente étude a montré qu'une quantité de fibres de 1% est capable de remplacer les armatures transversales en induisant une ductilité de plus de 3 au matériau BHP.

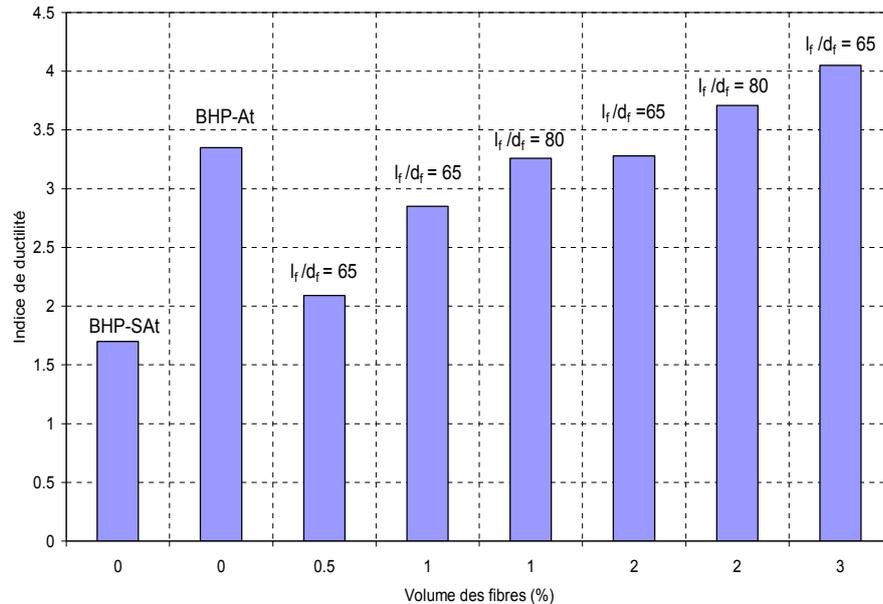


Figure 4.14 : Evolution du facteur de ductilité en fonction de volume des fibres pour les poutres en BHP

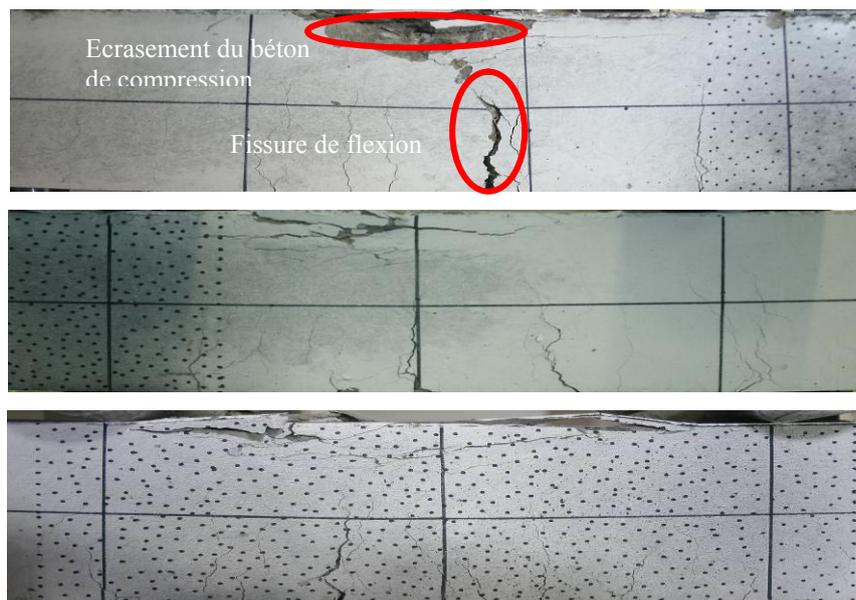
4.3.4. Mode de rupture par flexion – Moment de résistance ultime des poutres en BHP armé renforcées de fibres d'acier.

Les spécimens de poutres de la présente étude ont été conçus pour avoir à l'origine un comportement en effort tranchant avec un rapport portée de cisaillement/hauteur utile (a/d) égal à 2.2, soit une géométrie de chargement dans le domaine des comportements typiques d'effort tranchant ($a/d < 2.5$). En l'absence d'armature transversales ou de quantité suffisante de fibres d'acier, les ruptures des poutres en BHP étaient typiquement ce qui se produit sous l'effet d'un effort tranchant après développement des fissures diagonales comme discuté ultérieurement aux chapitres 5 et 6 (voir Figure 6.7 (b), (c), (d) et partiellement (a)). Cependant, en présence de quantité suffisante et de qualité adéquate de fibres, le mode rupture a changé d'effort tranchant à flexion avec des capacités de chargement relativement importantes. Ce mode de rupture en flexion s'est manifesté par un comportement en traction même si la rupture finale de flexion apparaît sous la forme

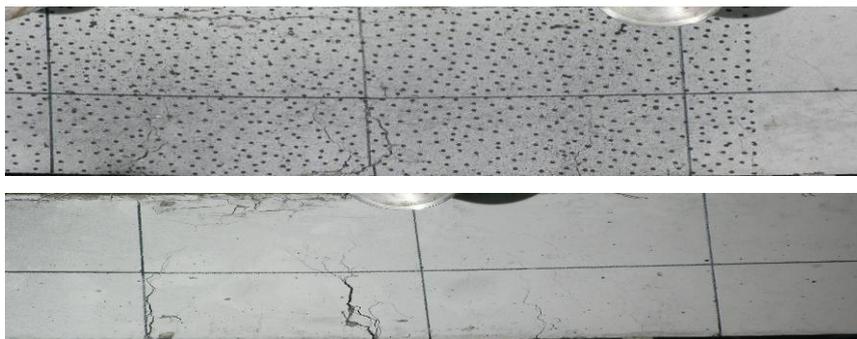
d'un écrasement du béton à la fibre la plus comprimée de la section à mi-travée sollicitée par le moment maximum. Les fibres d'acier ont permis aux poutres de fléchir et donc de développer des fissures, renvoyant ainsi l'axe neutre vers le haut et réduisant la zone de béton comprimé qui finit en dernier recours par s'écraser à la fibre la plus sollicitée. Dans certains cas, la partie tendue s'est aussi rompue simultanément à travers une fissure très large. En présence d'une quantité importante de fibres d'acier et de qualité adéquate (ρ_f égale 2 et 3% et l_f/d_f égal à 80), l'efficacité du renfort de l'âme a empêché les fissures de flexion de se développer suffisamment en longueur et a réduit la profondeur de l'axe neutre, ce qui n'a pas réduit la zone de compression du béton et n'a pas entraîné son écrasement, mais plutôt une rupture typique de la zone tendue a eu lieu dans ces cas comme illustré par Figure 4.15 (e), (f), et (g).



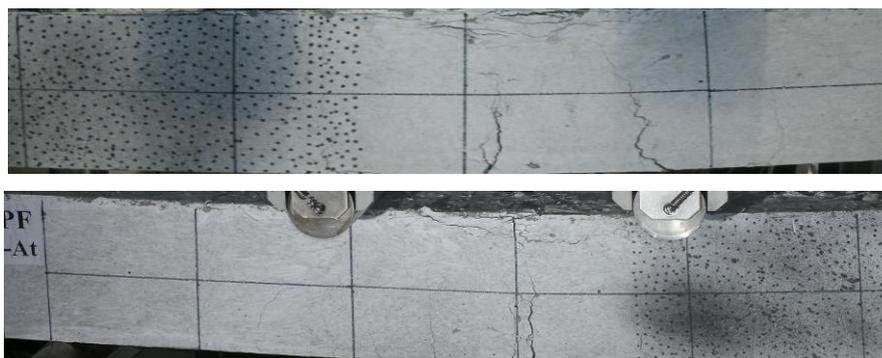
(a) : BHP avec armature transversales ($\rho_f = 0\%$)



(b) : BHPF-0.5-65 ($\rho_f = 0.5\%$ et $l_f/d_f = 65$)



(c) : BHPF-1-65 ($\rho_f = 1\%$ et $l_f/d_f=65$)



(d) : BHPF-1-80 ($\rho_f = 1\%$ et $l_f/d_f=80$)



(e) : BHPF-2-65 ($\rho_f = 2\%$ et $l_f/d_f=65$)



(f) : BHPF-2-80 ($\rho_f = 2\%$ et $l_f/d_f=80$)



(g): BHPF-3-65 ($\rho_f = 3\%$ et $l_f/d_f = 65$)

Figure 4.15 : Rupture par Flexion des poutres en BHPF

La valeur du moment de flexion ultime (M_u) déterminé expérimentalement permet d'apprécier la capacité portante en flexion des poutres en BHP renforcées de fibres d'acier. Elle permet aussi d'évaluer les modèles de calcul utilisés par les règlements universels majeurs de calcul et de conception en béton armé, tels que le règlement ACI 318 [58], l'Eurocode 2 [185] et le BS8110 [18]. Pour ce faire, la compatibilité des déformations est utilisée pour d'abord déterminer l'équilibre des efforts internes et donc localiser l'axe neutre dans les sections critiques des différents spécimens de poutres ; ensuite le moment de résistance (M_r) de chaque section critique et donc de chaque poutre est déterminé pour être comparé au moment de flexion ultime réel qui a entraîné la rupture. Ces moments de résistance varient selon le règlement considéré et donc selon les caractéristiques du bloc de contraintes considéré. Le Tableau 4.6 donne les résultats expérimentaux des moments de flexion ultimes qui ont causés la rupture en flexion des 15 spécimens de poutres illustrés ci-dessus en Figure 4.15 et les moments de résistance ultime tels que calculés par les trois règlements universels cités plus hauts. On doit noter toutefois que le paramètre fibres d'acier n'a pas été pris en considération dans les calculs de la capacité de résistance en flexion. De plus, les calculs ont été basés sur des résistances caractéristiques non minorées par les coefficients de sécurité partiels des matériaux acier et béton du fait que l'analyse est poussée jusqu'à la rupture réelle des poutres. Le Tableau 4.6 montre que les trois règlements majeurs en application à travers le monde prédisent correctement les moments de résistance ultimes, avec des valeurs moyennes du rapport $M_{u\text{test}}/M_{u\text{calculé}}$ de 1.02, 1.07 et 1.13 respectivement pour l'Eurocode 2, le BS8110 et le ACI 318. Les coefficients de variation sont moins de 10% pour les trois règlements, ce qui dénote une certaine

convergence des connaissances sur la flexion en béton armé par comparaison aux connaissances sur l'effort tranchant de ce matériau comme illustré aux chapitres 5 et 6.

Tableau 4.6 : Moment de résistance ultime, expérimental et calculé

Poutre	$M_{u \text{ Test}}$ (KN.m)	$M_{u \text{ Calculé}}$ (KN.m)			$M_{u \text{ Test}}/M_{u \text{ Calculé}}$		
		EC 2	BS	ACI	EC 2	BS	ACI
BHP	13.20	14.40	13.76	12.37	0.92	0.96	1.07
BHP	13.00	14.40	13.76	12.37	0.90	0.94	1.05
BHPF-0.5-65	13.23	14.28	13.64	12.63	0.93	0.97	1.05
BHPF-0.5-65	13.29	14.28	13.64	12.63	0.93	0.97	1.05
BHPF-0.5-65	13.87	14.28	13.64	12.63	0.97	1.02	1.09
BHPF-1-65	14.29	14.25	13.61	12.95	1.00	1.05	1.10
BHPF-1-65	14.14	14.25	13.61	12.95	0.99	1.04	1.09
BHPF-1-80	14.80	13.62	12.78	12.28	1.09	1.16	1.20
BHPF-1-80	15.68	13.62	12.78	12.28	1.15	1.23	1.28
BHPF-2-65	14.15	14.56	13.85	13.43	0.97	1.02	1.05
BHPF-2-65	14.67	14.56	13.85	13.43	1.00	1.06	1.09
BHPF-2-80	17.00	15.30	14.51	13.76	1.11	1.17	1.23
BHPF-2-80	16.44	15.30	14.51	13.76	1.07	1.13	1.19
BHPF-3-65	16.20	14.83	14.04	13.81	1.09	1.15	1.17
BHPF-3-65	16.90	14.83	14.04	13.81	1.14	1.20	1.22
Moyenne					1.02	1.07	1.13
Ecart type					0.08	0.09	0.08
C.V					0.08	0.08	0.07

4.4. Conclusion

L'étude expérimentale sur l'influence des fibres d'acier sur le comportement en flexion du béton à hautes performances a permis de faire les conclusions suivantes :

-La servicibilité se trouve améliorée avec l'ajout de fibres d'acier dans le béton d'une manière générale. Les limites de servicibilité ont été atteintes à des niveaux de chargement plus élevés, aussi bien pour les flèches que pour les ouvertures de fissures en béton ordinaire. Ces limites ont été améliorées encore plus pour le BHP ; la servicibilité dictée aussi bien par des fissures larges que par les flèches excessives ne semble pas être un

problème pour ce matériau. Les fibres d'acier semblent donc être très utiles dans le béton pour améliorer la servicibilité, critère de conception prépondérant à nos jours comparativement à la capacité de résistance au vu des multiples pathologies dans l'industrie de la construction qui lui sont associés. Une structure non-servicible peut avoir des problèmes de durabilité à long terme et même pré-initier des effondrements en présence de charges accidentelles tels que les séismes comme ce fut le cas à Boumerdes (Algérie) en 2003.

-L'effet rigidifiant du béton tendu semble jouer un rôle important dans la limitation de la flèche réelle, particulièrement en béton à hautes performances contenant des fibres d'acier. Utiliser les hypothèses d'une section fissurée pour le calcul de la flèche néglige la contribution effective de cet effet et donc abouti à des valeurs par excès de la flèche.

-Parmi les quatre modèles mathématiques de calcul des ouvertures de fissures, celui recommandé par le BS8110 et celui recommandé par l'Eurocode2 semble être rationnels et prédisent correctement les ouvertures des fissures du béton sans fibres sous les charges de services. Le modèle de l'ACI est relativement plus conservatif en conduisant à des ouvertures de fissures exagérées sous les charges de service et donc à des conceptions non économiques en terme de servicibilité. Cependant, les trois règlements de conception en béton armé ne s'appliquent pas au béton renforcé de fibres d'acier pour l'estimation des ouvertures de fissures. Dans ce sens, le modèle de Rilem est le seul qui prend en considération la couture des fissures par les fibres d'acier. Cependant, ce modèle semble être conservatif et ne prend en compte tous les paramètres influents des fibres d'acier. Une proposition d'amendement du modèle de Rilem, intégrant les trois paramètres des fibres jugés influents et prenant en considération la réduction relative de leurs espacements, est faite dans ce travail. Le modèle de Rilem corrigé prédit les ouvertures de fissures du béton de fibres d'une manière satisfaisante.

-L'addition des fibres réduit la fragilité du matériau béton à hautes performances et améliore sa ductilité, qualité structurelle indispensable dans les régions à haut risque sismique. Le matériau devient déformable et souple, et donc capable de subir des déformations qui dépassent de trois à quatre fois celles correspondent à la charge de service.

-Les modèles de calcul de la capacité de résistance en flexion utilisés par les trois règlements de conception majeurs considérés dans ce travail sont convergents et aboutissent à des valeurs comparables ; ceci dénote une meilleure compréhension du principe de la flexion par comparaison à celui de l'effort tranchant en béton armé en général.

Chapitre 05

Comportement des poutres en béton à hautes performances vis-à-vis de l'effort tranchant

Chapitre 05

Comportement des poutres en béton à hautes performances vis-à-vis de l'effort tranchant

5.1. Introduction

Le comportement du béton à hautes performances (BHP) vis-à-vis de l'effort tranchant reste insuffisamment investigué, comparativement à la littérature abondante sur le béton ordinaire (BO). En l'absence de résultats expérimentaux conséquents, les modèles de conception développés pour le béton ordinaire sont extrapolés au béton à hautes performances et ont donc besoin de plus de calibration.

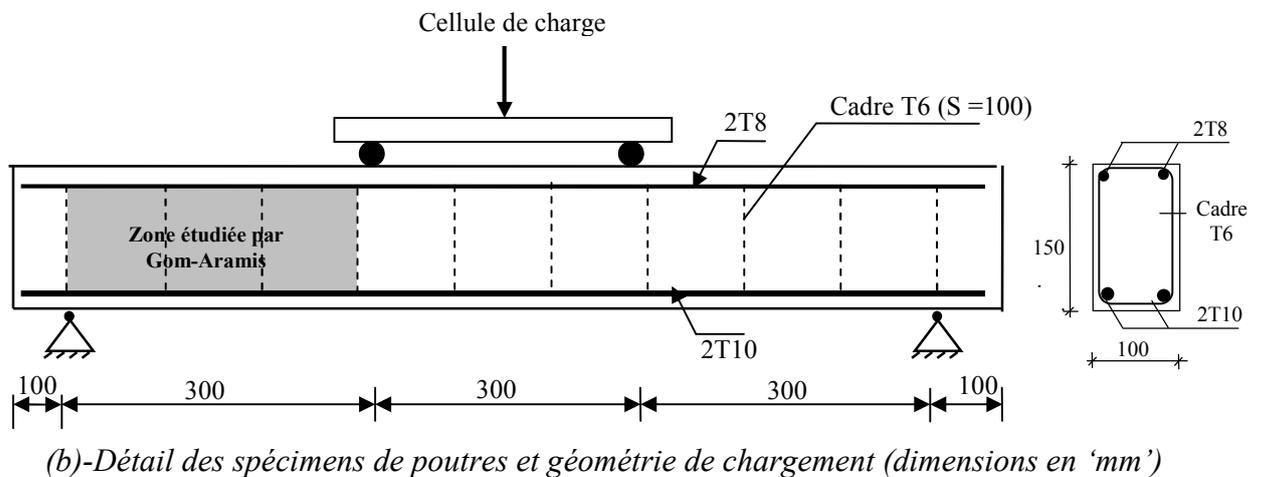
Par mesures de précaution et surtout en raison d'une insuffisance de compréhension du phénomène de l'effort tranchant en béton armé, les calculs de conception sont toujours basés sur la contrainte de cisaillement maximale considérée conservativement comme étant distribuée uniformément à travers la section d'une poutre en béton armé. Les paramètres internes qui contribuent à la résistance du béton à l'effort tranchant ne sont pas clairement identifiés en fonction de leur contribution. Comme conséquence de cette incompréhension, les règlements universels de calcul des éléments en béton armé ont des approches complètement divergentes vis-à-vis de cette sollicitation par comparaison à leurs approches vis-à-vis de la sollicitation de flexion pour laquelle ces mêmes règlements convergent. Ceci traduit une meilleure compréhension du principe de la flexion par comparaison à celui de l'effort tranchant.

L'étude de la résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé à hautes performances a une grande importance pour l'ingénieur de structures, et en particulier pour l'avenir du matériau BHP. Ainsi, pour des raisons sécuritaires et aussi économiques, le comportement de ce matériau vis-à-vis de cette sollicitation nécessite d'être investigué profondément.

Dans ce chapitre, l'étude du comportement à l'effort tranchant des poutres en béton à hautes performances sans et avec armatures transversales est présentée. Pour comparaison, le comportement des poutres en béton ordinaire vis-à-vis de cette sollicitation est pris comme référence. Dans le dispositif expérimental, la zone d'effort tranchant entre l'appui et le point de chargement a été numérisée par une vidéo-caméra hautement sensitive (Figure 5.1). L'analyse des images enregistrées a été faite par le software Gom-Aramis

pour obtenir les déformations du béton et suivre l'évolution des fissures en termes d'ouverture, d'espacement et de longueur.

Dans le présent travail, les différents modèles de calcul de la capacité de résistance en effort tranchant des poutres en béton armé, utilisés par les principaux règlements de conception en béton armé en application à travers le monde tels que le ACI 318 (Américain), le BS 8110 (Britannique), l'Eurocode 2 (Européen) et le NZS 3101 (Nouvelle Zélande), ont été extrapolés béton à hautes performances pour évaluer l'applicabilité de ces règlements, à l'origine développés pour le béton ordinaire, au béton à hautes performances.



(a)-Zone d'effort tranchant ciblée par la caméra numérique

Figure 5.1 : Géométrie des spécimens de poutre et dispositif d'expérimentation

5.2. Fissuration et modes de rupture des poutres

Avec le chargement de la poutre, les fissures verticales de flexion sont les premières à apparaître dans la zone tendue de la poutre, soumise au moment fléchissant maximal.

Avant l'apparition des fissures inclinées, l'effet de l'armature transversale peut être considéré comme négligeable. Avec l'augmentation du chargement pour atteindre 60 à 70 % de la charge ultime, les fissures diagonales se forment souvent à partir d'une fissure de flexion dans la zone d'effort tranchant en s'inclinant vers le point de chargement. Dans certains cas, les fissures diagonales apparaissent indépendamment de toutes fissures de flexion dans la direction s'étalant entre l'appui et le point de chargement. La présence des armatures transversales semble restreindre le développement en ouverture des fissures diagonales et des fissures inclinées d'une manière générale et a donc empêcher une rupture par fracture diagonale en effort tranchant. En présence des aciers transversaux, la rupture s'est plutôt produite en flexion par écrasement du béton comprimée de la zone du moment maximal après que les fissures de flexion ont poussé l'axe neutre suffisamment vers le haut de la poutre. Dans très peu de cas de poutres en BHP, la fissure diagonale pénètre dans la zone de chargement où le béton est fortement comprimé, induisant son écrasement. Ce mode de rupture peut être désigné par effort tranchant-compression. Les armatures transversales restreignent les fissures diagonales qui, à défaut de s'ouvrir d'avantage, se propagent vers le point de chargement où le béton est fortement comprimé et donc s'écrase.

Les poutres avec armatures transversales n'ont montré aucune fissure le long des armatures longitudinales et ont développé plus d'une fissure diagonale. Les armatures transversales semblent confiner le béton autour des aciers longitudinaux et empêcher la rupture de l'adhérence le long des barres longitudinales, particulièrement pour le BHP qui développe une meilleure adhérence avec les aciers de renforcement. Le nombre de fissures augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton (de 31.5 MPa à 65 MPa), indiquant plus clairement une meilleure adhérence entre le béton et les aciers de renforcement transversaux dans les poutres en béton à hautes performances (BHP-At).

Dans la série de poutres sans armatures transversales, la rupture a été souvent caractérisée par l'apparition d'une seule fissure diagonale dans la zone d'effort tranchant, qui se forme entre le point d'appui et le point de chargement, indépendamment de la fissure de flexion, et par décollement du béton situé au-dessous de l'armature de flexion, et ce pour les deux types de béton (BO et BHP). Quand cette fissure devient suffisamment ouverte, la rupture se produite par fracture diagonale de la poutre comme en Figure 5.2a. Ce type de rupture présent en l'absence d'armature transversale est dit par effort tranchant. Dans certain cas

de poutres en BHP, le béton s'écrase au niveau du point de chargement d'une façon brutale et explosive simultanément avec la fracture diagonale.

La pente des fissures diagonales était pratiquement identique pour les deux types de béton. Elle est inclinée d'environ 45° par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. La trajectoire des fissures diagonales semble contourner les particules d'agrégats dans les poutres faites en béton ordinaire. A la différence, pour les poutres fabriquées en béton à hautes performances, cette trajectoire semble plutôt être droite, avec la fissure traversant tout droit les particules d'agrégat ; la nature de cette fissuration est particulière au BHP et peut être identifiée comme transgranulaire. Avec ce type de fissuration, la contribution de l'engrenage des agrégats à la résistance à l'effort tranchant du béton à hautes performances se trouvera diminuée par comparaison au béton ordinaire. Il faut noter, cependant, que ce paramètre interne de résistance à l'effort tranchant n'est pas encore identifié rationnellement, comme d'ailleurs le reste des autres paramètres que sont la contribution de la zone comprimée du béton et l'effet gougeons des armatures longitudinales.

La présence des armatures transversales semble changer le mode de rupture, d'une rupture par fracture diagonale en effort tranchant observée dans la série de poutres sans armatures transversales, particulièrement brutale et explosive pour le cas du béton à hautes performances (poutres BO-SAt et BHP-SAt), à une rupture souple et ductile par flexion dans la série de poutres qui sont armées transversalement (poutres BO-At et BHP-At) en passant par un mode de rupture intermédiaire effort tranchant-compression quand les fissures de flexion n'évoluent pas suffisamment. La Figure 5.2 montre les modes de rupture de toutes les séries des poutres testées et ce pour les deux type de béton le béton à hautes performances et le béton ordinaire.

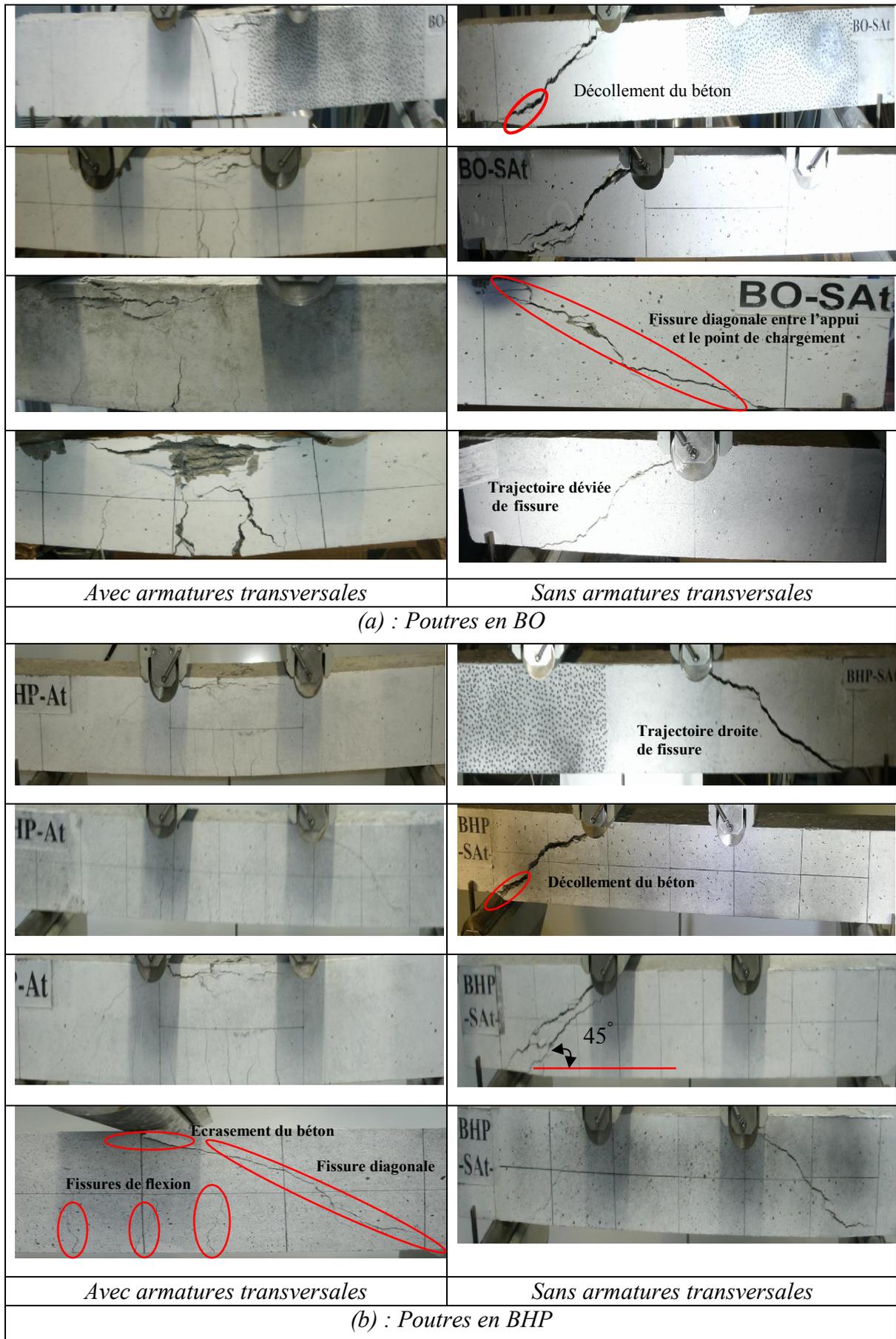


Figure 5.2 : Mode de rupture des poutres testées

Le Tableau 5.1 indique pour chaque poutre expérimentée, les résultats de la charge causant la première fissure de flexion (P_f), la charge de fissuration diagonale (P_d), la charge ultime (P_u) et le rapport P_u/P_d . Les poutres pour lesquelles aucune valeur de la charge de première fissure ni de la fissure diagonale ne sont données n'ont pas été analysées par Gom-Aramis pour absence d'enregistrement par la camera numérique durant l'essai; seules la charge ultime et la flèche à mi- portée ont été mesurées pour ces poutres.

Les paramètres d'étude illustrés au Tableau 5.1 sont la résistance à la compression du béton (f_c) pour simuler le type de béton et le taux d'armatures transversales (ρ_w) pour simuler la présence ou l'absence d'armatures transversales. Le rapport entre la portée de cisaillement et la hauteur effective (a/d) et le taux d'armatures longitudinales (ρ_s) ont été gardés constantes dans les 16 poutres expérimentées.

Tableau 5.1 : Charge ultime et charges de fissuration des poutres testées

Identification des poutres	f_c (MPa)	a/d	ρ_s (%)	ρ_w (%)	P_f (KN)	P_d (KN)	P_u (KN)	P_u/P_d	Mode de rupture
BO-SAt	31.5	2.2	1.16	0	13.52	45.08	47.54	1.05	T*
					11.70	41.05	45.97	1.12	
					9.20	33	47.36	1.43	
					--	--	49.68	--	
BO-At	31.5	2.3	1.16	0.56	18.52	43.30	72.18	1.67	F
					13.47	43.83	73.92	1.69	
					13.52	--	74.89	--	
					--	--	73.87	--	
BHP-SAt	65	2.2	1.16	0	16.93	37.81	60.31	1.59	T
					16.08	49.77	62.93	1.26	
					21.65	--	55.22	--	
					--	--	55.90	--	
BHP-At	65	2.3	1.16	0.56	17.56	63.70	83.90	1.32	F T-C
					19.94	57.54	86.65	1.50	
					11.00	--	88.00	--	
					--	--	82.00	--	

* T = effort tranchant F = Flexion C = Ecrasement du béton en compression au point de chargement

La charge de fissuration diagonale représente approximativement 70 % de la charge de rupture pour les poutres sans armatures transversales pour les deux types de bétons ; au-delà de cette charge, le béton de la poutre semble se détériorer le long des fissures diagonales jusqu'à la fracture diagonales. Dans les poutres avec armatures transversales,

cette charge représente 65 % de la charge ultime, et le béton semble rester servicible après la mise en action des armatures transversales qui restreignent l'évolution des fissures diagonales jusqu'à changer le mode rupture par comparaison aux poutres ne contenant pas d'armatures transversales. D'une manière générale, la présence des armatures transversales retarde l'apparition des fissures diagonales pour les deux types de bétons étudiés et améliore la réserve de résistance des poutres au-delà de la fissuration diagonale, exprimée par le rapport P_u/P_d . Ainsi, une augmentation de la charge ultime a été enregistrée pour les poutres avec armatures transversales par rapport à celles sans armatures transversales. Cette amélioration, qui varie autour de 50 % pour les deux types de béton comme indiqué par les rapports P_{u-At}/P_{u-SAAt} au Tableau 5.2 plus bas, est presque identique pour les deux matériaux. Des résultats comparables ont été reportés dans la littérature [205,206] sur des poutres fabriquées de bétons de résistance différentes variant entre 20 et 68 MPa. Ceci montre que l'effet des armatures transversales est pratiquement le même quel que soit le type de béton, même si cet effet est d'avantage positif avec l'augmentation de la résistance du matériau en raison d'une meilleure adhérence avec les aciers.

Pour l'influence du type de béton, la charge ultime des poutres en BHP est plus importante que celle des poutres en BO en raison de la qualité plus résistante du béton à hautes performances, induisant de fait un meilleur comportement à l'effort tranchant et aussi à la flexion du BHP. Il faut noter toutefois que malgré la forte augmentation de la résistance à la compression qui est passée de 30MPa à 65 MPa, les capacités portantes des poutres en BHP (65 MPa) n'ont augmenté que de 15 à 22% par rapport à celles en BO. Ceci soulève l'existence d'un comportement différent en effort tranchant du BHP par rapport à celui du BO, ou du moins une différence dans la contribution des paramètres internes de résistance à l'effort tranchant dans les deux matériaux. L'une des différences majeures constatées semble être la contribution de l'engrenage des agrégats qui a son effet amoindri par la fissuration transgranulaire observée dans les poutres faites en BHP.

La Figure 5.3 présente l'évolution des ouvertures de fissure diagonale des poutres testées, déterminée par l'analyse Gom-Aramis des images numérisées en fonction de la charge appliquée.

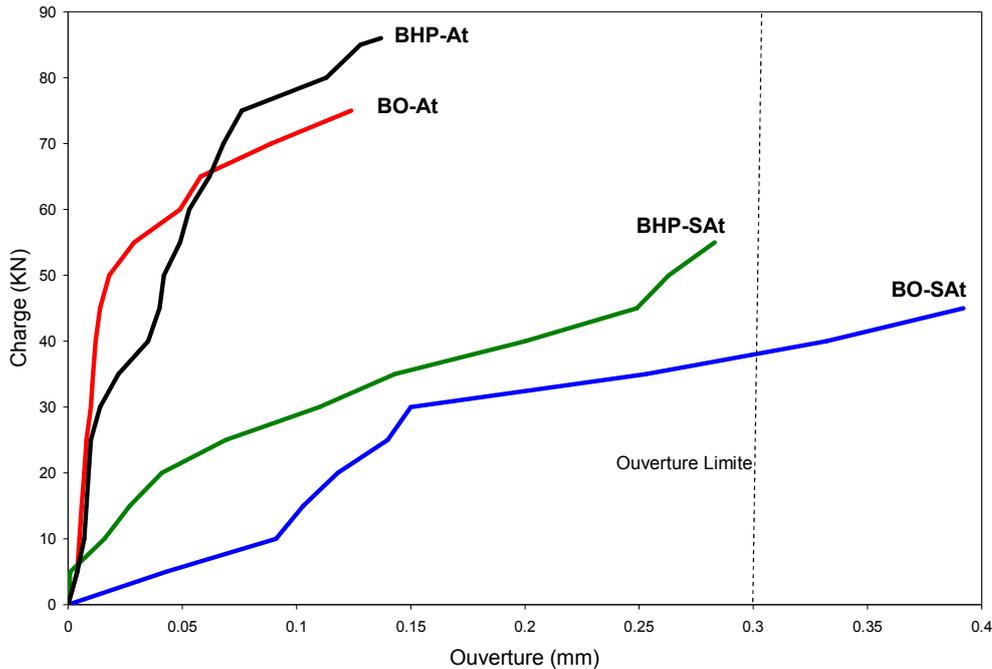


Figure 5.3 : Courbe charge-ouverture de fissure diagonale

A un niveau d'un chargement élevé (au-delà de 70% de la charge ultime), les ouvertures des fissures diagonales des poutres en BHP-At sont plus faibles que celles des poutres en BO-At ; le rapport moyen entre les deux ouvertures est d'environ 0.6. Ceci est dû à la meilleure qualité d'adhérence entre l'acier et le béton des poutres en béton armé à hautes performances, restreignant au maximum les fissures ; la limite de servicibilité de fissuration n'est pas atteinte à la rupture, soulignant la performance en service de ce béton quand il est adéquatement renforcé. Dans toutes les étapes de chargement, et comme illustré par les Figures 5.3 et 5.4, pour les deux matériaux du béton, les poutres avec armatures transversales présentent des ouvertures de fissure diagonale très fines par rapport aux poutres sans armatures transversales. Ceci montre le besoin en armature transversale dans les zones d'effort tranchant pour limiter les ouvertures de fissure à un niveau servicible.

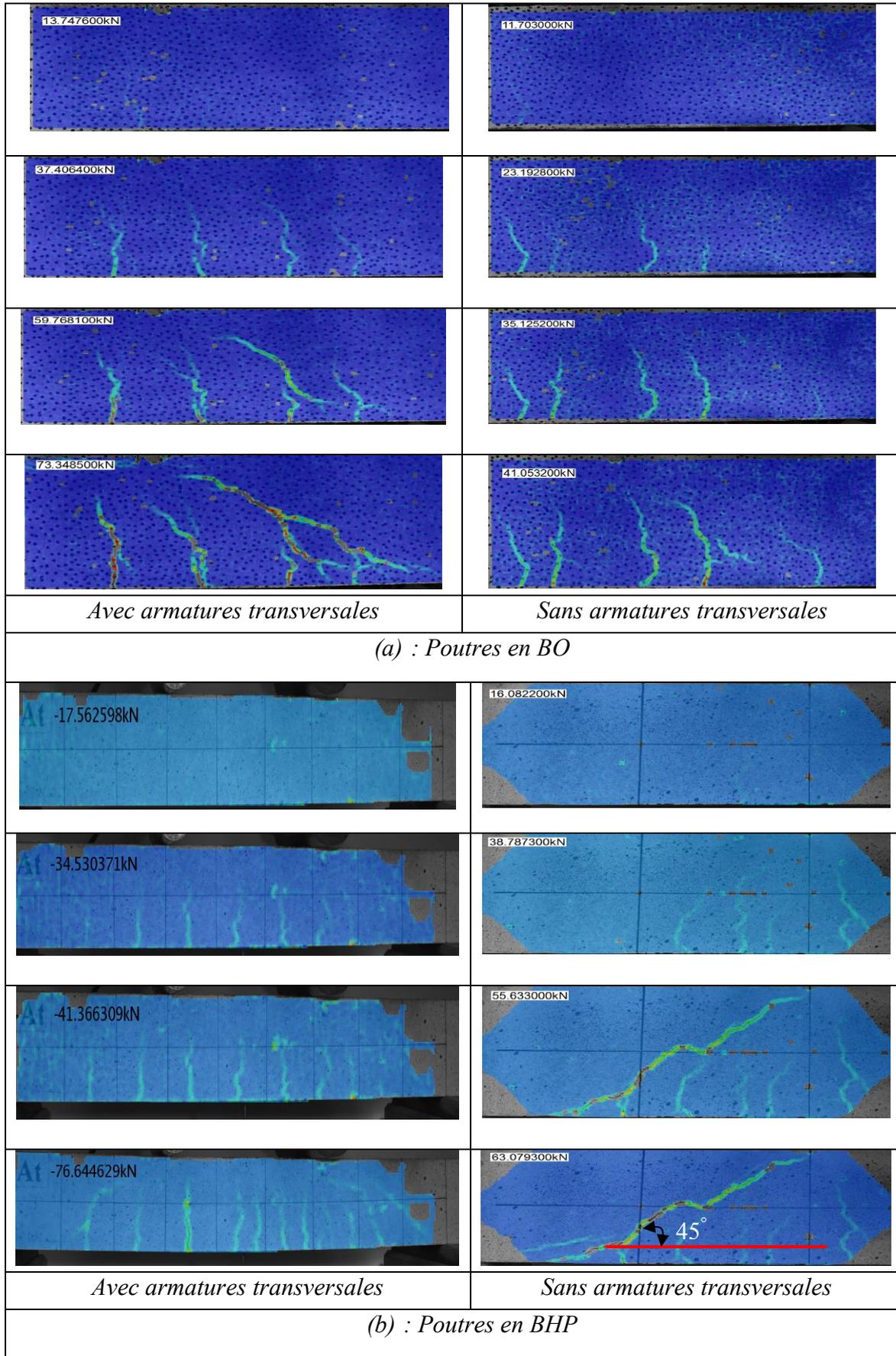
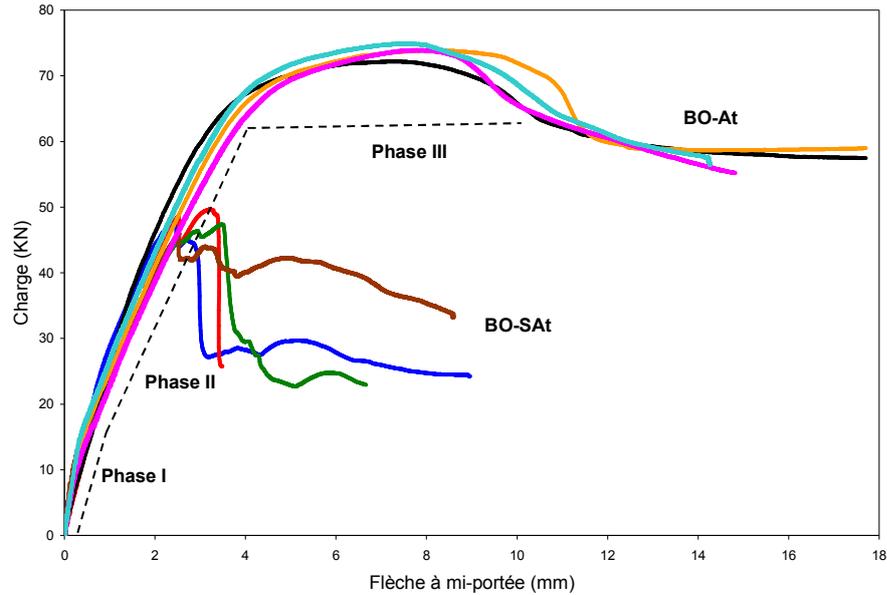


Figure 5.4 : Faciès de fissures dans la zone étudiée par Gom-Aramis

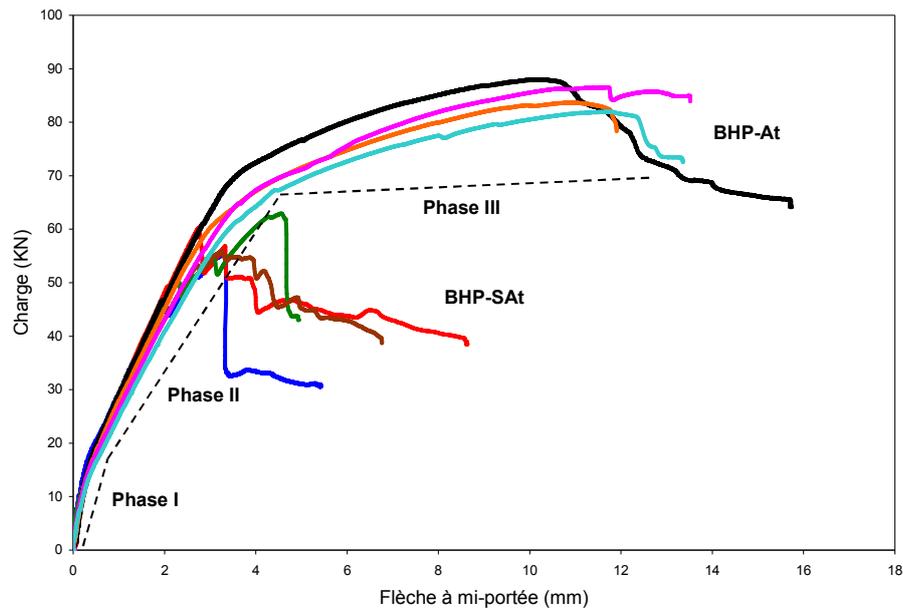
5.3. Comportement global des poutres

Le comportement global charge-flèche des poutres sans armatures transversales montre deux phases principales (Fig.5.5) :

- La première phase linéaire correspond au comportement élastique avant l'apparition de fissuration dans la zone du béton tendu. Dans cette phase les poutres restent stables avec une rigidité constante en flexion.
- La seconde phase de linéarité correspond à la formation de la première fissure de flexion dans la zone tendue de la poutre, ce qui réduit la rigidité et donc réduit la pente de la courbe. Cette fissure s'est formée à une charge de $P_{cr} = 11.70$ KN pour les poutres en BO, et à une charge de $P_{cr} = 16.93$ KN pour les poutres en BHP. Ceci montre bien que l'amélioration de la résistance du béton retarde l'apparition des premières fissures. Cependant, pendant que la résistance du béton à la compression a plus que doublé, l'amélioration de la résistance à la flexion n'est que de l'ordre de 45%. Ce résultat montre bien que l'amélioration du comportement du béton en traction, bien qu'évidente, n'évolue en proportion directe avec celui en compression. La rupture de la poutre survient éventuellement à la fin de cette deuxième phase avec très peu de plastification des aciers.
- Pour les poutres qui sont armées transversalement par les cadres, l'allure de la courbe charge-flèche est identique à celle des poutres sans armatures transversales avec en plus une troisième phase plastique avant la rupture, correspondant à la plastification des armatures longitudinales. Cette phase traduit le comportement ductile des poutres avec armatures transversales. Donc, en plus de l'amélioration du comportement vis-à-vis de l'effort tranchant, la présence des armatures transversales apporte une ductilité aux éléments en béton armé, en particulier à ceux faits en béton à hautes performances, un matériau fragile à l'origine.



(a) : Poutres en BO



(b) : Poutre en BHP

Figure 5.5 : Courbe charge-flèche à mi-portée des poutres.

La Figure 5.5 montre l'effet de la présence des armatures transversales sur les courbes charge-flèche des poutres en BO et en BHP. L'analyse de ces courbes montre que le comportement post-pic est fortement influencé par la présence des armatures transversales pour les deux types de bétons. D'un comportement relativement fragile et brutal en l'absence d'armatures transversales, les poutres exhibent un comportement plus ductile et

souple en présence d'armatures transversales avec un facteur de ductilité avoisinant 4, particulièrement pour les poutres en béton à hautes performances où les flèches sont 45% plus importantes que celles des poutres en béton ordinaire. Cette amélioration est en fait due à la meilleure qualité de l'adhérence béton-acier, assurant une meilleure transmission des efforts entre les deux matériaux et limitant tout glissement relatif entre eux. Le Tableau 5.2 donne les flèches ultimes (Δ_u) qui correspondent aux charges ultime (P_u), ainsi que les rapports (P_{u-At}/P_{u-SAt}) et ($\Delta_{u-At}/\Delta_{u-SAt}$) des poutres avec armatures transversales et sans armatures transversales respectivement.

Tableau 5.2 : Charges ultimes et Flèche ultime des poutres testées

Poutres	P_{u-At} (KN)	P_{u-SAt} (KN)	P_{u-At}/P_{u-SAt}	Δ_{u-At} (mm)	Δ_{u-SAt} (mm)	$\Delta_{u-At}/\Delta_{u-SAt}$	Nombre et type de fissure (Le long de la zone étudiée)
BO-SAt-01	--	47.54	--	--	3.47	--	2 F + 3 F-T + 1 D*
BO-SAt-02	--	45.97	--	--	2.52	--	2 D
BO-SAt-03	--	47.36	--	--	2.34	--	2 F + 1 F-T + 1 D
BO-SAt-04	--	49.68	--	--	3.21	--	--
BO-At-01	72.18	--	1.52	7.23	--	2.08	--
BO-At-02	73.92	--	1.61	7.92	--	3.14	2 F + 2 F-T + 2 D
BO-At-03	74.89	--	1.58	7.45	--	3.18	5 F
BO-At-04	73.87	--	1.49	8.08	--	2.52	--
BHP-SAt-01	--	60.31	--	--	2.75	--	3 F-T
BHP-SAt-02	--	62.93	--	--	4.56	--	4 F + 1 F-T + 2 D
BHP-SAt-03	--	55.22	--	--	3.25	--	2 D
BHP-SAt-04	--	55.90	--	--	3.24	--	--
BHP-At-01	83.90	--	1.39	10.97	--	3.99	6 F + 1 F-T
BHP-At-02	86.65	--	1.38	11.70	--	2.56	7 F + 2 F-T
BHP-At-03	88.00	--	1.59	10.30	--	3.17	8 F + 1 F-T + 2 D
BHP-At-04	82.00	--	1.47	11.68	--	3.60	--

* F = fissure de flexion D = fissure diagonale F-T = fissure de flexion-effort tranchant.

Le Tableau 5.2 et la Figure 5.6 montrent que le rapport des flèche $\Delta_{u-At}/\Delta_{u-SAt}$ augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton, exprimant ainsi une meilleure déformabilité pour les poutres en BHP en présences d'armatures transversales et donc un comportement relativement plus ductile par rapport à celles en béton ordinaire avec

armatures transversales. La présence d'armatures transversales a donc un effet encore plus favorable à la ductilité des poutres en BHP comme clairement illustré en Figure 5.6.

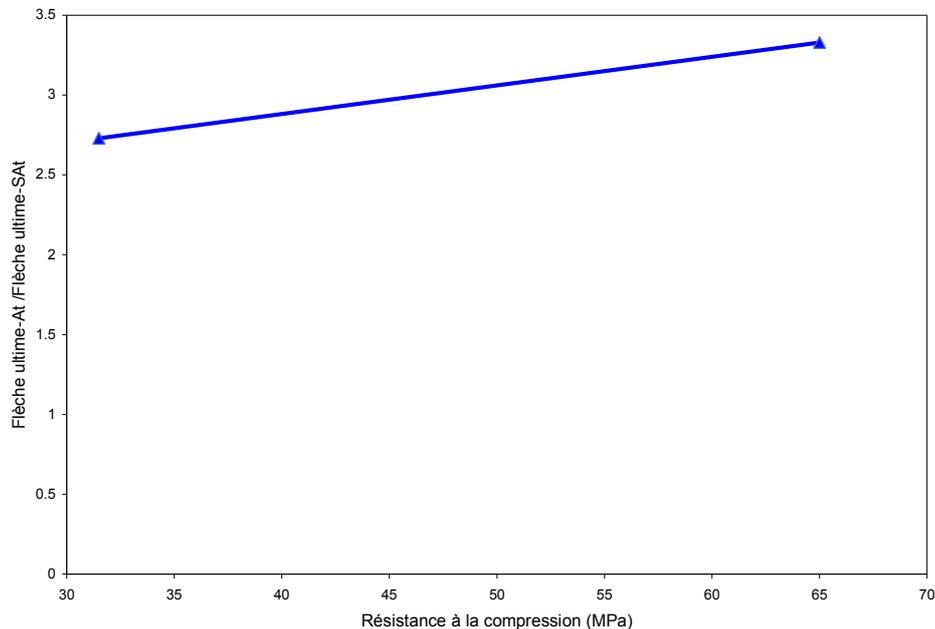


Figure 5.6 : Effet de la résistance à la compression du béton sur $\Delta_{u-At} / \Delta_{u-SAt}$

5.4. Capacité portante à l'effort tranchant

Dans une poutre en béton armé, l'effort tranchant ultime V_u est résisté par une combinaison d'actions provenant de la zone de compression non fissurée V_{cy} , de l'engrenage des agrégats V_{ay} , de l'effet gougeon des aciers longitudinaux V_d , et la contribution des armatures transversales V_s quand celles-ci existent.

$$V_u = V_{cy} + V_{ay} + V_d + V_s \quad (5.1)$$

La contribution du béton V_c représente la somme des trois composantes (V_{cy} , V_{ay} et V_d) et l'équation (5.1) devient :

$$V_u = V_c + V_s \quad (5.2)$$

La contribution des différentes composantes n'est pas établie avec exactitude. Cependant, pour le béton ordinaire, Taylor [11], Fenwick et Paulay [12] ont évalués les trois composantes selon les proportions suivantes : la zone de compression $V_{cy} = 20$ à 40% de V_u , l'engrenage des agrégats $V_{ay} = 35$ à 50% de V_u , l'effet gougeons $V_d = 15$ à 25% de V_u . Pour le béton à hautes performances, la contribution de l'engrenage des agrégats V_{ay} à la capacité portante en effort tranchant est considérablement réduite telle que reportée dans la

littérature [14, 205,206]. Cette réduction peut être expliquée par la nature de la fissuration diagonale qui contourne l'agrégat et crée une surface rugueuse sur les deux faces de la fissure dans le béton ordinaire, par comparaison au béton à hautes performances où la fissure diagonale traverse l'agrégat et crée une surface lisse sur les deux faces de la fissure (Figure 5.7). Les surfaces lisses des faces d'une fissure indiquent qu'il n'y'a pas eu d'engrenage entre les particules d'agrégats et l'effort tranchant porté par les granulats se trouve diminué [60, 207, 208]. En revanche, la contribution de la zone de compression V_{cy} et celle de l'effet gougeons des aciers longitudinaux V_d à la résistance à l'effort tranchant du béton à hautes performances sont améliorées en raison de la résistance à la compression élevée et de la meilleure qualité d'adhérence entre le béton et l'armature longitudinale, même si la zone de compression se trouve relativement réduite en raison de la contrainte ultime élevée de ce matériau.

Les armatures transversales sont supposées entrer en action dès le début de l'apparition de la fissure diagonale [1, 56]. En réalité, les armatures transversales commencent à résister à quelques contraintes d'effort tranchant avant la fissuration diagonale [209]. Après la formation de la fissure diagonale, la plupart de l'effort tranchant est résisté par les armatures transversales [210]. Dans une poutre sans armatures transversales, l'augmentation de l'effort tranchant externe doit être reprise par V_{cy} , V_{ay} et V_d . Avec l'ouverture importante de la fissure diagonale, V_{ay} et V_d deviennent moins effectives et s'atténuent, forçant la composante du béton comprimé V_{cy} à reprendre tout l'effort et donc précipitant la rupture [14,16]. Cependant ces trois composantes et leur interaction ne sont pas clairement définies, et aucune méthode analytique n'existe jusqu'à présent pour unifier d'une manière rationnelle ces trois paramètres de résistance à l'effort tranchant. Ceci explique l'utilisation de différents modèles empiriques développés par les différents règlements de conception, et appelle à plus de recherche sur le thème de l'effort tranchant. Le mécanisme de transfert des forces dans une poutre en béton armé avec armatures transversales peut être schématisé avec les composantes internes de résistance comme en Figure 5.8.



Figure 5.7 : La fissure traverse les granulats dans le BHP

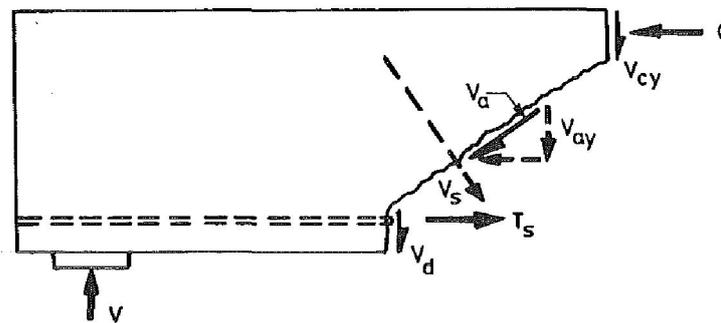


Figure 5.8 : Mécanisme de transfert des forces dans une poutre avec armatures transversales [211]

5.4.1. Prédictions théoriques de la capacité de résistance à l'effort tranchant

Les modèles de calcul de la capacité de résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé sont présentés dans les différents règlements universels de conception qui ont acquis une large acceptation dans le monde, à savoir le règlement Américain ACI 318 [17], le règlement Britannique BS 8110 [18], le règlement Européen Eurocode 2 [19] et le règlement de la Nouvelle Zélande NZS 3101 [212]. Ces modèles de calcul sont résumés au Tableau 5.3.

Selon les dernières versions de ces règlements, les prédictions théoriques de l'effort tranchant sont valables pour une résistance du béton à la compression ne dépassant pas 60 MPa, bien que cette extrapolation n'est pas toujours fondée sur des essais expérimentaux sur des béton de l'ordre de 60MPa. Dans la présente étude, le béton à hautes performances présente une résistance à la compression de l'ordre de 65 MPa, ce qui est juste au-dessus de la limite d'applicabilité de ces règlements. Il est, cependant, intéressant d'appliquer ces modèles de conception pour le matériau béton à hautes performances développé dans cette étude afin d'évaluer leur possible applicabilité.

Tableau 5.3: Modèles de calcul de la capacité portante en effort tranchant

Codes	Modèles	Explication
ACI 318 [17]	$V_u = \frac{1}{7} \left(\sqrt{f_c} + 120 \rho \frac{d}{a} \right) b_w d + \frac{A_v f_{sv} d}{s}$	f_c = contrainte de compression du béton mesurée sur cylindre. d = hauteur effective (mm) a = portée de cisaillement (mm) b_w = largeur de la poutre (mm) A_v = section d'armature transversale f_{sv} = contrainte des armatures transversales s = espacement des cadres (mm) $\rho = A_s / b_w d$ = pourcentage des armatures longitudinales f_{cu} = contrainte de compression du béton mesurée sur cube. γ_m = coefficient de sécurité du matériau = 1.25 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ $z = 0.9 d$ α = inclinaison des cadres ($\alpha = 90^\circ$) θ = inclinaison des bielles de compression ($\theta = 45^\circ$).
BS 8110 [18]	$V_u = \frac{0.79}{\gamma_m} (100\rho)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{\frac{1}{3}} b_w d + 0.87 \frac{A_v f_{sv} d}{s} \quad \frac{a}{d} \geq 2$ $V_u = \left(2 \frac{d}{a} \right) \frac{0.79}{\gamma_m} (100\rho)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{\frac{1}{3}} b_w d + 0.87 \frac{A_v f_{sv} d}{s} \quad \frac{a}{d} < 2$	
Eurocode 2 [19]	$V_u = 0.18 \left[k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} \right] b_w d + \frac{A_v f_{sv} z (\cot \theta + \cot \alpha)}{s} \sin \alpha$	
NZS 3101 [212]	$V_u = (0.07 + 10 \rho_w) \sqrt{f_c'} b_w d + \frac{A_v f_{sv} d}{s}$	

Dans les quatre modèles de calcul, le premier terme exprime la contribution du béton, V_c , à l'effort tranchant de résistance et le deuxième terme exprime celle des armatures transversales, V_s , à cette même résistance. Dans les modèles de calcul présentés, la contribution du béton, V_c , est exprimée empiriquement en fonction de la résistance à la compression du béton, du pourcentage des armatures longitudinales et à un degré moindre de l'effet de dimension de la section soumise à l'effort tranchant ou de la géométrie de chargement. On ne retrouve guère les paramètres internes de résistance du béton à l'effort tranchant évoqués précédemment. La contribution des armatures transversales, V_s , à la résistance à l'effort tranchant est basée sur l'analyse par le treillis de Richter-Morsch qui considère que l'épuisement des aciers transversaux est effectif à la rupture. Ceci n'est pas toujours le cas et la rupture peut se produire par écrasement du béton aux endroits critiques, tels que le point de chargement après propagation d'une fissure inclinée, bien avant l'épuisement de ces aciers comme s'est produit dans plusieurs cas dans ces essais.

En plus des modèles de calcul donnés par les différents règlements cités plus haut (Tableau 3), la contribution du béton à la capacité de résistance à l'effort tranchant est aussi donnée par d'autres modèles publiés dans la littérature ; les plus importants prennent

en considération les facteurs qui contribuent effectivement à la capacité portante en effort tranchant tels que la résistance en compression du béton, le pourcentage des armatures longitudinales, la géométrie du chargement et même la taille des granulats. Ces modèles sont les suivants :

$$\text{Zsutty [21]} : V_c = (160 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{d}{a}\right)^{\frac{4}{3}} b_w \cdot d \quad \text{si} \quad a/d < 2.5 \quad (5.3)$$

$$\text{Hamrat et al [205]} : V_c = 3.88 \left(f_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a}\right)^{0.47} b_w \cdot d \quad \text{si} \quad a/d < 2.5 \quad (5.4)$$

$$\text{Bažant et Kim [213]} : V_c = 0.83 \left(\frac{1}{\sqrt{1 + d/(25d_a)}}\right) (\rho)^{1/3} \left(\sqrt{f_c} + 250 \sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}}\right) b_w \cdot d \quad (5.5)$$

Avec d_a la taille maximale des agrégats en mm.

Dans ce qui suit, l'analyse des résultats à l'effort tranchant sera faite en se référant aux modèles des règlements universels présentés au Tableau 5.3 afin d'évaluer leur applicabilité au BHP, un matériau du futur en plein défil.

5.4.2. Comparaison des résultats expérimentaux avec les différents règlements

La Figure 5.9 présente les résultats expérimentaux de la capacité portante en effort tranchant des poutres en béton ordinaire et celles en béton à hautes performances. En général, les capacités portantes en effort tranchant des poutres en BHP sont plus élevées que celle des poutres en BO, mettant en évidence l'avantage du béton à hautes performances comme matériau de structures plus fiable. Cependant cette amélioration de la capacité portante en effort tranchant reste limitée et ne dépasse pas les 25% malgré la forte amélioration de la résistance à la compression du matériau. Ceci est non seulement lié à la particularité des paramètres internes de résistance du BHP à cette sollicitation, qui diffèrent de celle du béton ordinaire comme souligné précédemment, mais aussi à la faible amélioration de la résistance de ce matériau à l'effet de traction qui est similaire à l'effet tranchant. Les deux effets sont étroitement dépendants à la qualité de la pâte de ciment et de son adhérence aux agrégats. Dans ce sens, bien que l'effet d'écrasement du béton à hautes performances (effet compressive) soit fortement amélioré, celui de déchirement (traction et cisaillement) n'est que faiblement amélioré par rapport à ce qui était dans le béton ordinaire.

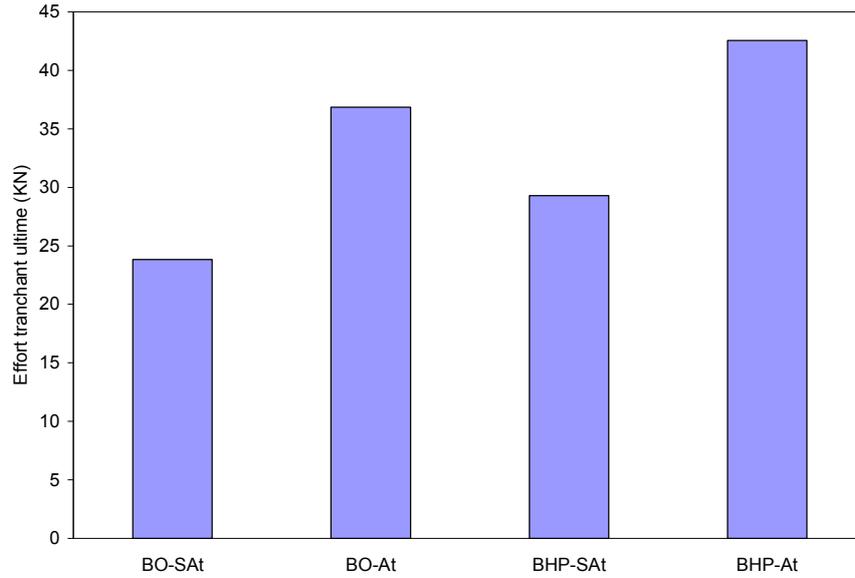


Figure 5.9 : Capacité portante en effort tranchant - valeurs expérimentales

Les capacités portantes en effort tranchant, expérimentales et prédites par les différents règlements considérés dans cette étude (Tableau 5.3) sont présentées au Tableau 5.4 et sur la Figure 5.10.

Tableau 5.4 : Capacité portante en effort tranchant- expérimentale et théorique

Séries des poutres	V _u test (kN)	V _u Test moyenne (kN)	V _s Test (KN)	V _u Théorique (kN)				V _s Théorique (kN)				V _u Test / V _u Théorique			
				ACI 318	BS 8110	EC 2	NZS 310	ACI 318	BS 8110	EC 2	NZS 310	ACI 318	BS 8110	EC 2	NZS 310
BHP-SAt	30.15 31.46 27.95 27.61	29.29	/	16.75	20.21	22.76	20.24	/	/	/	/	1.75	1.45	1.29	1.45
BHP-At	41.95 43.32 41.00 44.00	42.56	13.27	35.82	39.28	41.83	39.31	19.07	19.07	19.07	19.07	1.19	1.08	1.02	1.08

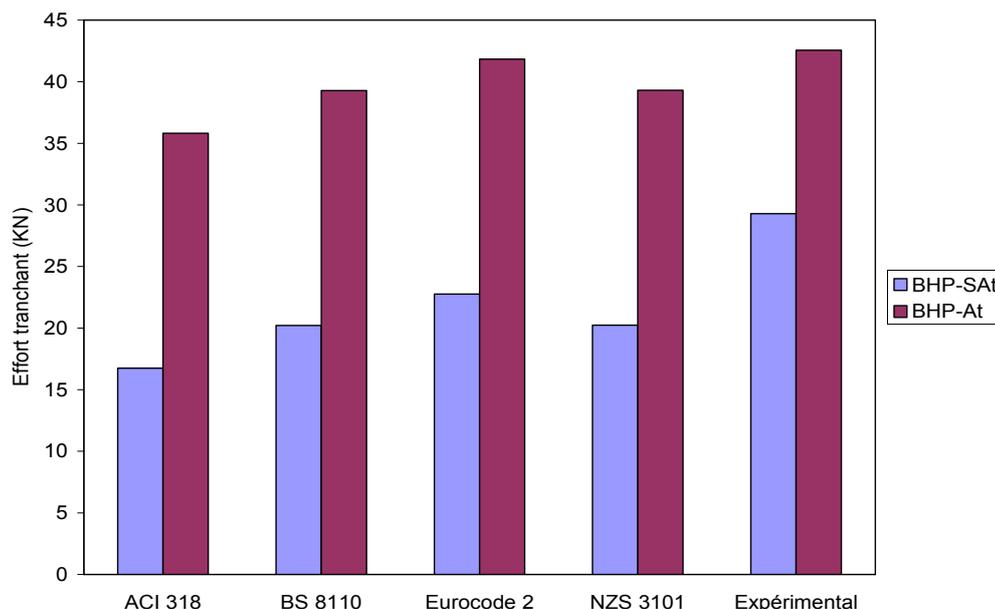


Figure 5.10 : Effort tranchant total-expérimental et théorique

La capacité portante en effort tranchant des poutres en béton armé, et à fortiori celle des poutres en béton à hautes performances, est la somme de la contribution du matériau béton, V_c , et de la contribution des aciers transversaux, V_s . Tableau 5.4 et Figure 5.10 illustrent clairement les deux composantes et leur importance. Pour la série de poutre sans armatures transversales (BHP-SAt), la capacité portante en effort tranchant se limite à la contribution du béton, V_c et est donnée au Tableau 5.5 et représentée en Figure 5.11. Cette contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant, V_c , et donc la capacité portante des poutres en BHP sans armature transversales, a été aussi prédite par les modèles théoriques des différents règlements considérés dans cette étude (Tableau 5.3) ainsi que par les trois modèles considérés précédemment et présentés dans les équations (5.3), (5.4), et (5.5). Les résultats montrent que la majorité des règlements sous-estiment la contribution du béton à hautes performances à la résistance à l'effort tranchant. Parmi les quatre règlements considérés, l'Eurocode 2 donne les meilleures prédictions, même s'il sous-estime encore cette capacité de résistance à l'effort tranchant du matériau béton à hautes performances de l'ordre de 25%. Par comparaison, le règlement Américain ACI 318 donne les prédictions les plus conservatives qui sont de l'ordre de 45% au-dessous des valeurs expérimentales. Les trois autres modèles théoriques (équations 5.3, 5.3, 5.5) par conséquent, fondés sur des travaux entrepris sur des éléments de structures en béton à hautes performances, donnent des prédictions meilleures que celles des règlements, particulièrement celui de Hamrat et al [205], donné par l'équation (5.4), et celui de

Bazant et Kim [213], donné par l'équation (5.5), avec un rapport $V_{c\text{ test}}/V_{c\text{ théorique}}$ de 0.93 et 1.14 respectivement. Ceci appelle à un effort soutenu dans l'objectif d'affiner les modèles de calcul existant au niveau des règlements en application à travers le monde pour refléter fidèlement la contribution du béton à hautes performances à la résistance à l'effort tranchant. Les prédictions des modèles de Hamrat et al [205], et celui de Bazant et Kim [213] qui en soient nécessitent d'être confirmés, montrent qu'il est possible d'améliorer les modèles en application pour peu qu'un travail à répétition soit entrepris sur du béton à hautes performances pour avoir des données suffisamment concluantes.

Tableau 5.5: Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant

Séries des poutres	$V_{c\text{ Test}}$ (kN)	$V_{c\text{ Test}}$ moyenne (kN)	$V_{c\text{ Théorique}}$ (kN)							$V_{c\text{ Test}}/V_{u\text{ Théorique}}$						
			ACI 318	BS 8110	EC 2	NZS 310	(1)*	(2)	(3)	ACI 318	BS 8110	EC 2	NZS 310	(1)	(2)	(3)
BHP-SAt	30.15 31.46 27.95 27.61	29.29	16.75	20.21	22.76	20.24	23	31.52	25.69	1.75	1.45	1.29	1.45	1.27	0.93	1.14

* (1) Zsutty [21] (2) Hamrat et al [205] (3) Bazant and Kim [213]

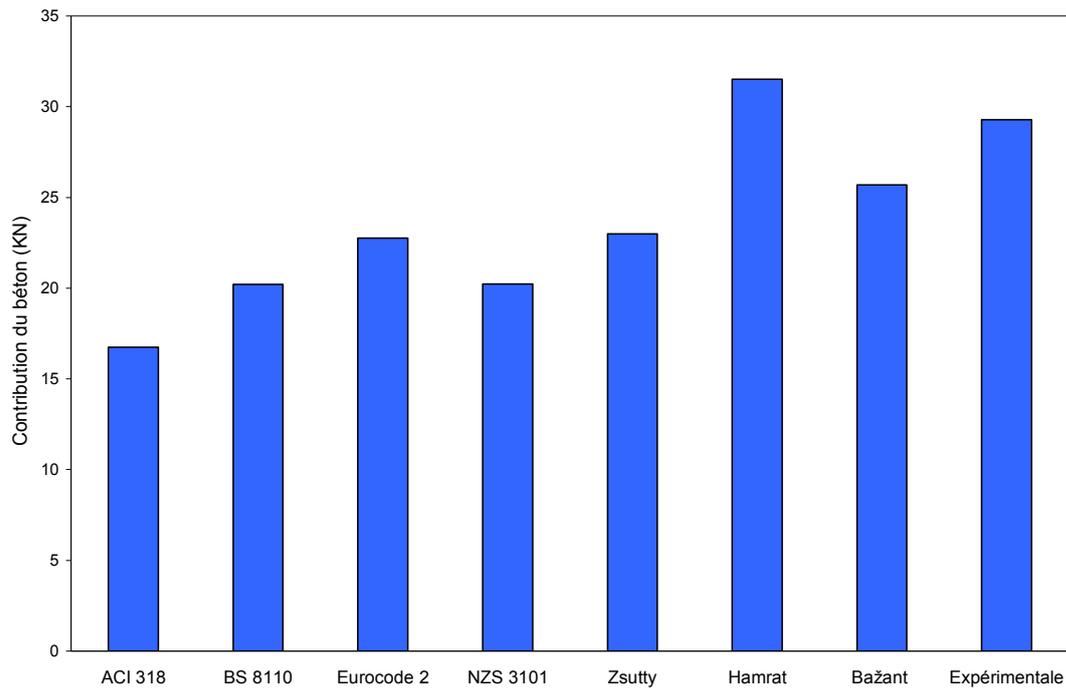


Figure 5.11 : Contribution expérimentale et théorique du béton à la résistance à l'effort tranchant

La contribution des armatures transversales V_s à la résistance à l'effort tranchant de la série de poutres en béton à hautes performances (BHP-At) est présentée au Tableau 5.4 et à la Figure 5.12. En moyenne, la contribution du béton, V_c , représente 70% de la capacité totale en effort tranchant pendant que celle des aciers transversaux, V_s , représente 30% de cette capacité. Donc, la présence du renfort transversal a amélioré la capacité de résistance ultime en effort tranchant du BHP par 50% environs comme montré dans le Tableau 5.2. Pour des objectifs de comparaison, la contribution des aciers transversaux à la capacité de résistance en effort tranchant des poutres en béton à hautes performances (BHP-At) a été aussi prédite par les quatre règlements majeurs considérés plus haut ; les valeurs prédites sont présentées au Tableau 5.4 et à la Figure 5.12. Les prédictions de cette contribution V_s sont toutes basées sur l'analogie du treillis de Richer-Morsch et donc les quatre règlements donnent des prédictions globalement comparables. On peut clairement voir que les quatre modèles universels de calcul surestiment grandement la contribution des aciers transversaux à la capacité de résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à hautes performances; cette surestimation est en moyenne de 45% pour les quatre règlements considérés. Ceci est lié au fait que les modèles qui prédisent la contribution des aciers transversaux à la capacité portante en effort tranchant adoptés dans les quatre règlements sont basés sur l'épuisement de ces aciers transversaux de renforcement ; cet épuisement étant exprimé dans les différentes équations présentées au Tableau 5.3 par leur limite élastique. En présence des aciers transversaux de renforcement, les ruptures par écrasement du béton dans les bielles inclinées ou dans la zone fortement comprimée au sommet de la fissure diagonale n'est pas considérée par l'analogie du treillis de Richter-Morsch et donc n'est pas considérée par ces modèles universels de calcul. Les observations expérimentales de la présente étude permettent de déduire que toute approche de calcul d'effort tranchant en béton armé fondée uniquement sur l'épuisement des aciers transversaux telle que l'analogie du treillis de Richter-Morsch ne peut conduire à une conception sécuritaire, particulièrement pour des faibles valeurs du rapport 'portée de cisaillement sur hauteur utile' (a/d) du fait que la rupture peut se produire avant l'épuisement des aciers transversaux. Donc, la contribution des aciers transversaux à la capacité portante en effort tranchant serait grandement surestimée quand elle est basée sur l'épuisement de ces aciers de renforcement. Dans la présente étude, les aciers de renforcement transversaux n'ont subi aucun épuisement à la rupture des poutres en BHP. Dans ce sens, de nombreux travaux publiés dans la littérature ont révélé que le schéma de fonctionnement du treillis de

Richter- Morsch ne décrit pas le mécanisme réel de la résistance à l'effort tranchant et conduit dans la plupart des cas à surestimer la contribution des armatures d'âme.

En additionnant la contribution du béton V_c et celle des aciers transversaux V_s à la capacité portante en effort tranchant du béton à hautes performances, l'Eurocode 2 semble donner les meilleures prédictions de la résistance ultime en effort tranchant parmi les quatre, même s'il reste toujours non réaliste du fait de sa sous-estimation de la contribution V_c du béton à hautes performances et de sa surestimation exagérée de celle des aciers transversaux V_s et donc nécessitant plus de raffinement pour refléter fidèlement les contributions réelles des deux composantes, béton et aciers de renforcement, à la capacité portante en effort tranchant du matériau béton à hautes performances.

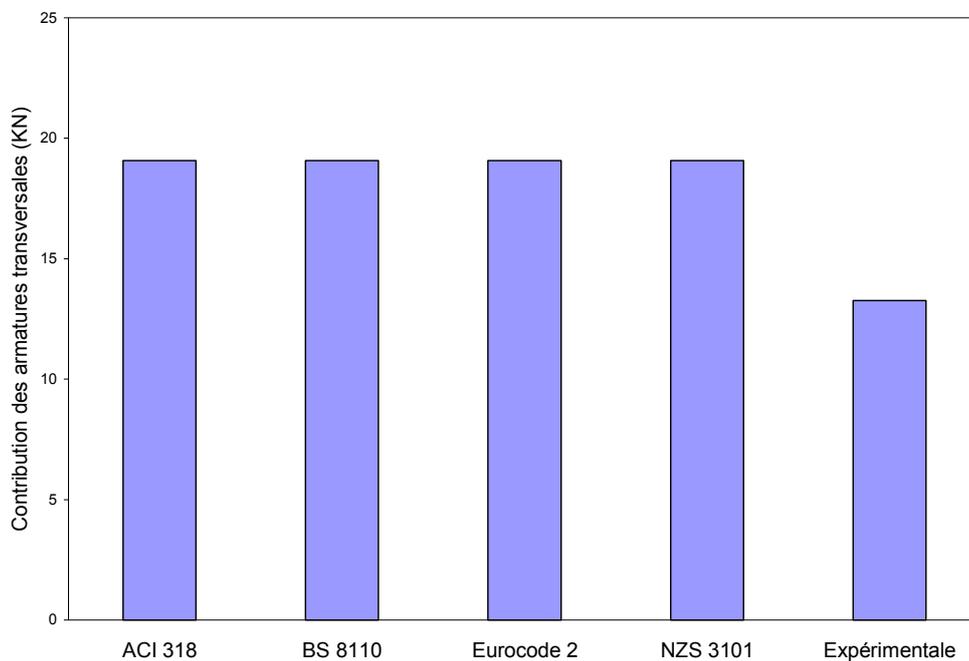


Figure 5.12 : Contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant - valeurs expérimentales et théoriques-

5.5. Conclusion

Les investigations expérimentales de cette partie nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les poutres sans armature transversale, en particulier celles en BHP, exhibent un comportement relativement fragile.
- Le passage d'une résistance à la compression du béton de 31.5 MPa à 65 MPa améliore la capacité portante en effort tranchant d'une poutre. Cependant cette amélioration est

limitée et n'est pas en phase avec l'augmentation de la résistance en compression du matériau ; elle suit beaucoup plus le rythme d'augmentation de la résistance à la traction du matériau BHP.

- La présence des armatures transversales rend le béton à hautes performances, à l'origine fragile, relativement plus ductile et lui donne une certaine réserve de résistance au-delà de la fissuration diagonale.
- Avec la présence des armatures transversales, les fissures sont mieux contrôlées dans les poutres en BHP par comparaison à celles dans les poutres en BO. Ceci est le résultat d'une meilleure adhérence développée entre le BHP et les aciers de renforcement.
- La capacité portante en effort tranchant des poutres en BHP contenant des armatures transversales n'est pas améliorée considérablement par rapport à celle sans armatures transversales. Une augmentation de 50 % en moyenne a été enregistrée expérimentalement pendant que les règlements majeurs en application surestiment la contribution des aciers transversaux à la résistance à l'effort tranchant. Leurs modèles de calcul se basent sur l'épuisement de ces aciers, un état de contrainte qui n'est pas souvent atteint à la rupture.
- Les modèles de calcul utilisés dans les règlements sous estiment la contribution du béton à hautes performances à la capacité portante en effort tranchant et dans le même temps surestiment celles des aciers transversaux. Cet effet compensatoire fait de l'Eurocode 2 un règlement relativement plus précis pour le BHP mais pas nécessairement réaliste.

Chapitre 06

Effet des fibres d'acier sur le comportement en effort tranchant des poutres en béton à hautes performances

Chapitre 06

Effet des fibres d'acier sur le comportement en effort tranchant des poutres en béton à hautes performances

6.1. Introduction

La rupture par effort tranchant d'une poutre en béton armé est affectée par un nombre important des paramètres dont le rapport a/d (portée de cisaillement /hauteur utile) est le plus important. Les autres paramètres par ordre d'importance sont : la résistance du béton, le pourcentage des aciers longitudinaux, les types d'agrégat et la présence des aciers transversaux. L'ajout des fibres d'acier dans le béton représente un autre paramètre qui contribue à résister à l'effort tranchant et l'on se propose d'étudier quantitativement et qualitativement cette contribution.

Ce chapitre étudie donc la possibilité de remplacer les aciers transversaux de renforcement par des fibres d'acier dans les poutres en béton à hautes performances et leurs effets sur le comportement à l'effort tranchant de ces éléments de structure, avec une attention particulière à leur effet sur la capacité portante à cette sollicitation. Dans ce sens, les paramètres d'étude principaux sont la fraction volumique des fibres, leur élancement représenté par le rapport de leur longueur sur leur diamètre (l_f/d_f) et la présence des aciers transversaux. Des essais de flexion quatre points ont été réalisés sur des poutres en BHP et en BO avec une géométrie de chargement telle qu'un comportement en effort tranchant serait dominant pour ces éléments de structure. La zone critique à l'effort tranchant a été constamment enregistrée par une caméra numérique pendant le chargement et les data analysés par le software Gom-Aramis afin d'étudier les déformations du matériau dans cette zone ainsi que l'évolution des fissures. Ce dispositif de mesure à l'avantage d'enregistrer les data jusqu'à la rupture sans crainte de blessures du personnel ni d'endommagement de l'équipement.

Le présent travail conduirait à des recommandations pour améliorer le comportement des éléments en béton armé en général vis à vis de l'effort tranchant et donc parfaire les performances de l'environnement bâti afin de répondre aux exigences d'un développement durable. En particulier, le risque d'une fissuration excessivement ouverte qui pourrait conduire à des problèmes de durabilité à long terme ou même à des ruptures prématurées serait grandement réduits. Il a été souvent reporté dans la littérature [1-3] que le béton à hautes performances n'est pas suffisamment résistant aux sollicitations d'effort tranchant

du fait que les fissures inclinées sont relativement lisses et trans-granulaires avec peu d'engrenage entre les particules d'agrégats, traduisant une faible contribution de ces agrégats à l'effort tranchant du matériau à travers l'effet d'engrenage. En l'absence d'un engrènement suffisant des agrégats, la fissuration du béton à hautes performances apparaît sous forme d'une fracture droite qui s'élargie en ouverture avec le chargement et donc a besoin d'être couturée par des fibres d'acier ou autres ajoutées au mélange béton de la même manière que les agrégats dans le but d'améliorer le comportement à l'effort tranchant. Dans ce travail, ce sont plutôt les fibres d'aciers qui ont été utilisées pour leur qualité d'adhérence relativement meilleure en raison des crochets à leurs extrémités et pour leur performance en ductilité du fait que l'acier est relativement plus ductile que les autres matériaux pouvant donner des fibres.

6.2. Addition des fibres d'acier au mélange béton

Par leur ajout au mélange béton, les fibres sont assimilées à des agrégats particuliers avec une forme allongée qui pourrait affecter la maniabilité du mélange frais et aussi être influencée par cette maniabilité du mélange dans leur dispersion et dans leur orientation. En effet, un mélange sec ne semble pas favoriser le mouvement des fibres pour pouvoir se distribuer uniformément dans le béton et se placer selon des orientations critiques aux efforts internes. Dans ce même sens, les agrégats de gros calibres constituent des obstacles pour les fibres qui les empêchent de se mouvoir librement dans la pâte de ciment afin de se disperser et se placer selon des orientations sollicitées par des contraintes de traction. Les deux situations conduisent à des distributions de fibres en pelotes et qui ne sont pas correctement enveloppées de béton comme rencontré dans la présente expérimentation et illustrés plus bas. Un béton devant contenir des fibres doit donc contenir moins d'agrégats de grosses dimensions et plus de pâte qui faciliterait le mouvement des fibres. En respectant cette logique, un contenu élevé de pâte a été utilisé dans les bétons fabriqués. Ceci a été réalisé en utilisant une quantité importante d'ajouts minéraux consistant en 10% de laitier et 23 % de filler calcaire (par poids de ciment) au détriment du contenu en agrégats de gros calibres et en utilisant un dosage important en superplastifiant (3% par poids du ciment) afin de lubrifier au mieux le mélange béton fibré.

Les fibres utilisées dans le mélange béton à hautes performances sont fabriquées à partir de fils écroui à froid de forme ronde et de surface lisse ; elles sont munies de crochets aux

extrémités pour favoriser leur ancrage dans le béton durci, comme en illustré en Figure 6.1. Les autres caractéristiques des fibres sont présentées au Tableau 6.1 ci-dessous.



Figure 6.1: Fibres utilisées dans le mélange béton

Tableau 6.1: Propriétés des fibres d'aciers utilisés dans le béton

Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Elancement l_f/d_f	Densité	Résistance à la Traction (MPa)	Module d'Elasticité (GPa)	Nombre de fibres par kg
35	0.54	65	8	1100	210	14500
60	0.75	80	8	1100	210	4600

Avec leur forme longue, les fibres restreignent les fissures en les couturant y compris quand celles-ci sont à l'état microscopique. De ce fait, les fibres peuvent donc augmenter la résistance du béton à la traction et surtout améliorer le comportement en post-fissuration du béton durci avec une capacité de chargement maintenue sous déformations continues. A l'état durci, toute résistance résiduelle au-delà de la fissuration de l'élément de structure est pourvue par les fibres traversant la fissure et de leur efficacité et donc il est important que le béton frais puisse permettre aux fibres de se distribuer uniformément et de s'orienter convenablement. La quantité de fibres utilisée dans un mélange béton est mieux définie par le volume occupé par la fraction de fibres ρ_f par rapport au volume total de l'élément de structure. Dans le présent travail, cette fraction volumique ρ_f a été variée de 0% à 3% comme dans le Tableau 6.2. Le rapport l_f/d_f , défini comme l'élanement des fibres, est un paramètre important à prendre en considération dans la technologie des bétons de fibres. Deux valeurs d'élanement ont été utilisées dans la présente étude, $l_f/d_f = 65$ et $l_f/d_f = 80$ comme montré en Figure 6.1. Pour plus de clarté, les ingrédients des mélanges bétons utilisés pour confectionner les spécimens de poutres sont représentés au Tableau 6.2 ci-dessous.

Tableau 6. 2: Ingrédients du mélange des bétons (kg par m³ de béton frais).

Béton	Fibres ρ_f (%)	Gravier (4/15)	Sable (0/4)	Ciment	Laitier (10%)	Filler calcaire (23%)	Fibres	Eau	Adjuvant	E/C	Maniabilité (Cm)
BHP	0	1029	700	382.5	42.5	90	0	148.8	9.56 (2.5%)	0.38	15
BHPF 0.5-65	0.5	1015.5	700	382.5	42.5	90	39	148.8	11.47 (3%)	0.38	25
BHPF 1-65	1	1002	700	382.5	42.5	90	78	148.8	11.47 (3 %)	0.38	19
BHPF 1-80	1	1002	700	382.5	42.5	90	78	148.8	11.47 (3 %)	0.38	19
BHPF 2-65	2	975	700	382.5	42.5	90	156	148.8	11.47 (3 %)	0.38	16
BHPF 2-80	2	975	700	382.5	42.5	90	156	148.8	11.47 (3 %)	0.38	16
BHPF 3-65	3	948	700	382.5	42.5	90	234	148.8	11.47 (3%)	0.38	17

Notations : BHP : Béton Hautes Performances; BHPF 1-65 : Béton Hautes Performances Fibrés ayant une fraction volumique de fibres $\rho_f = 1$ % avec un élanement $l_f/d_f = 65$ pour les fibres.

6.3. Propriétés physico-mécaniques des bétons fibrés fabriqués

La résistance à la compression des sept types de bétons fibrés (Tableau 6.2) conçus pour fabriquer les spécimens de poutres, qui sont le béton à hautes performances sans fibres (BHP), le béton à hautes performances contenant 0.5% de fibres (BHPF0.5-65), le béton à hautes performances contenant 1% de fibres avec deux élanements différents (BHPF1-65 et BHPF1-80), le béton à hautes performances contenant 2% de fibres avec deux élanements différents (BHPF2-65 et BHPF2-80) et le béton à hautes performances contenant 3% de fibres (BHPF3-65), sont données dans le Tableau 6.3. L'élanement de 80 n'a pas pu être retenu pour les fibres en quantité de 3% du fait que le béton était devenu très sec et non maniable. En effet, la maniabilité diminuait avec l'augmentation du rapport l_f/d_f et de la quantité de fibre. Un examen étroit des résultats du Tableau 6.3 révèle que la présence des fibres dans les bétons a eu un effet insignifiant sur la résistance à la compression des bétons à hautes performances conçus. Comme indiqués par un certain nombre de chercheurs [88,184], l'effet des fibres sur la résistance à la compression n'est pas réellement apparent et l'on pourrait enregistrer aussi bien une augmentation qu'une réduction, toutes deux marginales. Les variations de résistance obtenues dans le présent travail sont du même ordre de grandeur que la différence qui pourrait exister entre une gâchée de mélange béton et une autre.

Des mesures de déformation longitudinales ont été entreprises sur des cylindres de béton et ont permis de déterminer le module d'élasticité pour les sept différents bétons conçus avec et sans fibres. Ces résultats ont aussi permis de tracer les courbes contrainte-déformation

pour les différents bétons comme présentés en Figure 6.2. Les résultats du Tableau 6.3 montrent que les valeurs du module d'élasticité des sept bétons à hautes performances conçus sont comparables, indiquant que la présence des fibres n'a pratiquement pas ou très peu d'influence sur le début du comportement élastique du BHP. Cette assertion est justifiée encore plus par les formes ascendantes comparables des différentes courbes contrainte-déformation pour les sept bétons à hautes performances présentées en Figure 6.2. Les branches descendantes de ces courbes présentent, cependant, une différence considérable. Pour le BHP sans fibres, cette portion descendante est très aigüe et abrupte, exprimant une certaine fragilité et une brutalité du béton à hautes performances au moment de la libération soudaine de l'énergie emmagasinée. En revanche, la présence de fibres rend cette branche descendante souple et relativement plate, traduisant un matériau BHP fibré plus ductile, particulièrement en présence de quantité importante de fibres.

La résistance à la traction f_{t28} a aussi été mesurée pour les sept types de bétons conçus à travers l'essai par fendage de cylindres en béton. On peut remarquer à partir des résultats présentés au Tableau 6.3 que, contrairement à la résistance à la compression, la présence des fibres a contribué à une légère amélioration de la résistance du béton à hautes performances à la traction, particulièrement en présence de quantité élevée de fibres. Cette amélioration a atteint 35% et 39% pour les bétons BHPF2-80 et BHPF3-65 respectivement où les deux paramètres influents des fibres, ρ_f et l_f/d_f , sont les plus élevés. Ceci semble être en phase avec une bonne partie de la littérature sur le béton de fibres [88,183,184].

Table 6.3: Résistances mécaniques et module d'élasticité des BHP fibrés

Propriétés du béton	Type de béton						
	BHP	BHPF 0.5-65	BHPF 1-65	BHPF 1-80	BHPF 2-65	BHPF 2-80	BHPF 3-65
f_{c28} (MPa)	65	64.2	64	60	63.1	65	62.2
E_c (MPa)	42309	41643	41647	41303	42070	42688	41386
f_{t28} (MPa)	5.9	5.3	6.6	6.7	7.4	8.0	8.2

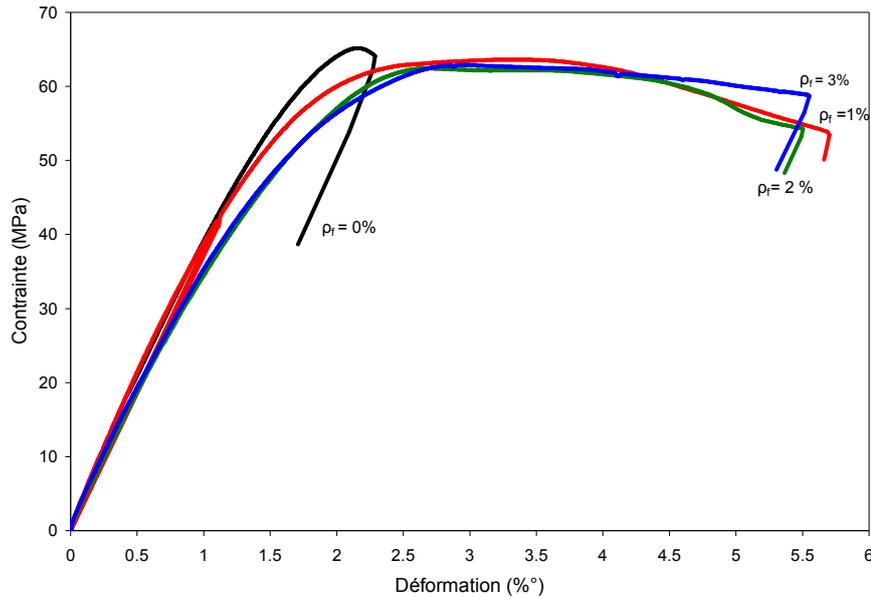


Figure 6.2 : Courbes contrainte-déformation des bétons à hautes performances avec et sans fibres

6.4. Effets des fibres sur le comportement à l'effort tranchant du BHP

6.4.1. Description des corps d'épreuves

Un total de 24 poutres en béton armé à hautes performances avec et sans fibres, divisées en 8 séries ont été testées pour répondre aux objectifs tracés dans ce chapitre:

- Une série de quatre poutres contenant des armatures transversales sous forme de cadres et ne contenant pas de fibres d'acier comme en Figure 6.3a, notées BHP-At
- Sept autres séries de poutres sans armature transversales mais contenant en échange des fibres d'acier à différentes quantités et différents élancements (Figure 6.3c). Ces sept séries de poutres sont identifiées par leur fraction volumique et par leur élancement. Chaque série de poutres consiste en deux à quatre spécimens identiques pour travailler sur la base de valeurs moyennes. Les huit séries de poutres et leur mode de renforcement à l'effort tranchant sont présentés au Tableau 6.4 ci-dessous :

Tableau 6.4: Nomenclature et paramètres des spécimens de poutres

Notation des poutres	Armatures transversales	Fraction volumique de fibres ρ_f (%)	Elacement des fibres de renforcement l_f/d_f
BHP-At	Oui	0	-
BHP-SAt	Non	0	-
BHPF-0.5-65	Non	0.5	65
BHPF-1.0-65	Non	1	65
BHPF-1.0-80	Non	1	80
BHPF-2.0-65	Non	2	65
BHPF-2.0-80	Non	2	80
BHPF-3.0-65	Non	3	65

Toutes les poutres avaient une section rectangulaire de 100x150mm et une portée de 900 mm. Les armatures longitudinales consistaient en deux barres à haute adhérence de 10 mm de diamètre placées avec un enrobage de 10 mm pour donner une hauteur effective $d = 135$ mm. Ceci donne un pourcentage d'acier longitudinal de $\rho = 1.16$ % qui est inférieur au pourcentage de balancement $\rho_b = 2.71$ % et donc garanti des sections sous-armées pour les spécimens des poutres. Figure 6.3 illustre une séquence de placement des armatures dans le coffrage et de coulage des spécimens de poutres par la suite. Il est à noter que la géométrie d'application des charges était telle que le rapport portée de cisaillement sur hauteur effective, maintenu constant à $a/d = 2.2$, était dans l'intervalle qui induirait un comportement à dominance effort tranchant pour les poutres sous chargement.



(a) poutres avec cadres (b) poutres sans cadres (c) coulage des poutres en BHP fibré

Figure 6.3 Fabrication des spécimens de poutres avec et sans fibres

6.4.2. Fissuration et modes de rupture

Les premières fissures à apparaître sont toujours celles en flexion dans la région où le moment est maximum. Avec d'avantage de chargement (60 à 70% de la charge ultime), les fissures diagonales se forment dans la région d'effort tranchant dans la direction de l'appui et du point de chargement. Avec la présence des fibres d'aciers, les fissures diagonales sont retardées et apparaissent à des charges relativement élevées par comparaison à celles dans les poutres sans fibres ou avec des quantités plus faibles de fibres (Tableau 6.5). Ces fissures étaient relativement étroites et se sont peu développées avec d'avantage de chargement. Les fissures finissent par pénétrer dans la zone de compression sous le point de chargement et précipitent l'écrasement du béton à cet endroit critique comme en Figure 6.4, qui illustre aussi une couture effective d'une fissure diagonale par les fibres qui la traversaient. Avec la présence d'une quantité élevée de fibres (2% et 3%), les fissures diagonales sont efficacement restreinte jusqu'à entraîner un changement de mode de rupture par effort tranchant sous forme d'une fracture diagonale d'une manière fragile et brutale (Figure 6.5) en une rupture flexion d'une manière souple et ductile (Figure 6.6) pour des poutres conçues pour se rompre en effort tranchant, comme c'est le cas des poutres BHPF-2-65, BHPF-2-80 et BHPF-3-65 des Figures 6.7f, 6.7g, et 6.7h respectivement. Quand les fibres ne sont pas utilisées, la rupture s'est produite d'une façon brutale et catastrophique par une fracture diagonale à un niveau de chargement plus faible comme pour la série de poutres BHP-SAt de la Figure 6.7 b. La rupture s'est aussi produite par effort tranchant mais d'une manière plus souple et ductile à un niveau de chargement relativement plus élevé en présence d'une quantité insuffisante de fibres comme dans les séries BHPF-0.5-65 et BHPF-1-65.

Tableau 6.5: Charges de fissuration diagonale et charges ultimes des poutres testées

Identification Des poutres	Nombres de poutres	a/d	ρ (%)	ρ_w (%)	ρ_f (%)	l_f/d_f	P_d (kN)	P_u (kN)	Variation P_u BHPF/BHP-At	Variation P_u BHPF/BHP-SAt	Mode de rupture
BHP-At	04	2.2	1.16	0.56	0.0	/	60.62	85.13	/	/	F-T
BHP-SAt	04	2.2	1.16	0.0	0.0	/	37.81	58.59	/	/	T
BHPF-0.5-65	03	2.2	1.16	0.0	0.5	65	41.43	86.21	+ 1 %	+ 47 %	T
BHPF-1-65	03	2.2	1.16	0.0	1.0	65	61.33	90.25	+ 6 %	+ 54 %	F-T
BHPF-1-80	03	2.2	1.16	0.0	1.0	80	61.30	97.75	+14 %	+ 66 %	F-T
BHPF-2-65	03	2.2	1.16	0.0	2.0	65	60.76	92.87	+ 9 %	+ 58 %	F
BHPF-2-80	02	2.2	1.16	0.0	2.0	80	70.79	105	+ 23 %	+ 79 %	F
BHPF-3-65	02	2.2	1.16	0.0	3.0	65	67.48	110.32	+ 29 %	+ 88 %	F

ρ_w = % d'acier transversal; ρ_f = % de fibres, P_d = charge de fissuration diagonale, P_u = charge ultime

Notation des modes de rupture: T= Effort tranchant, F= Flexure, F-T= combinaison flexion - effort tranchant

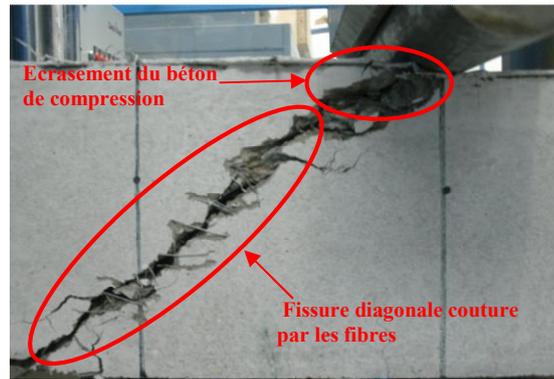


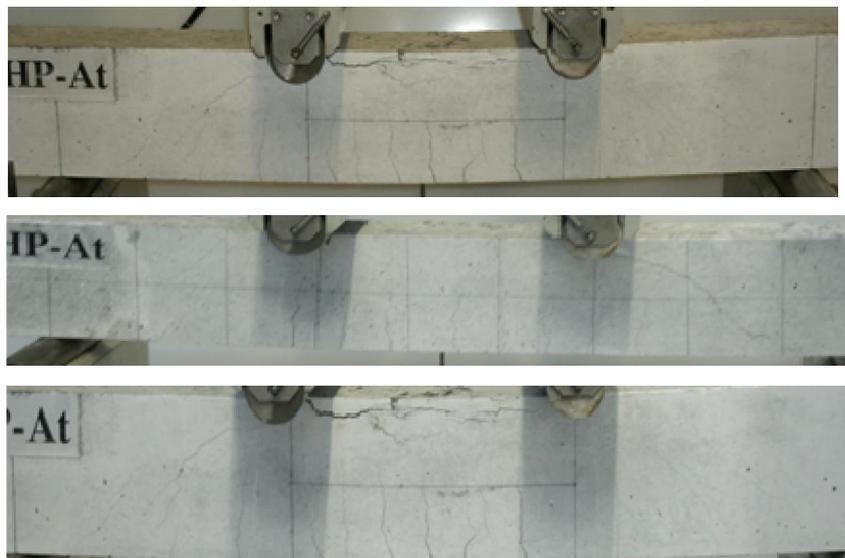
Figure 6.4 : Couture effective d'une fissure diagonale par les fibres



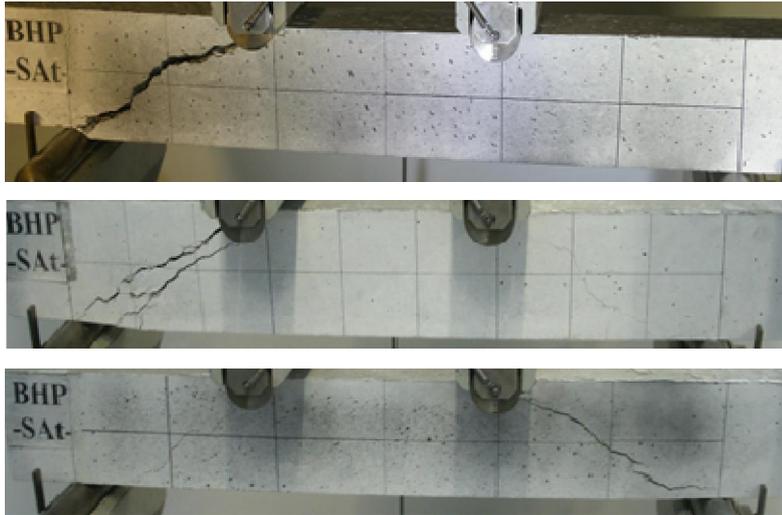
Figure 6.5 : Poutre sans fibres
- rupture fragile et brutale par effort tranchant-



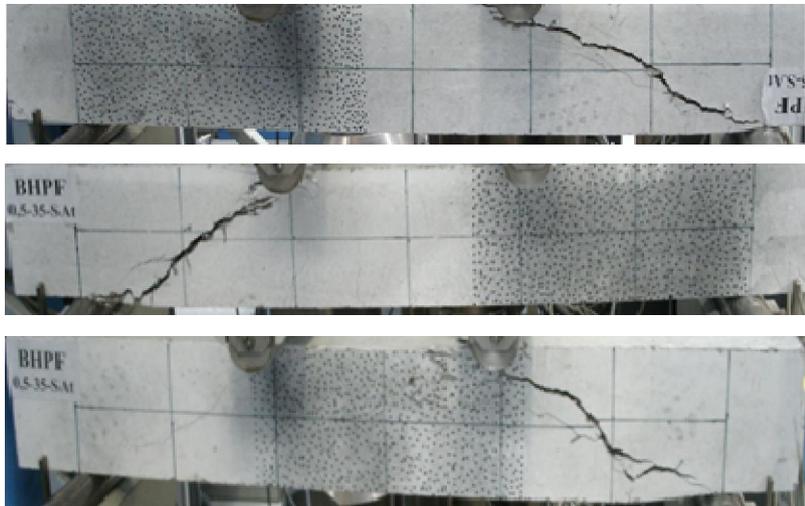
Figure 6.6 : poutre avec fibres
-rupture ductile par flexion-



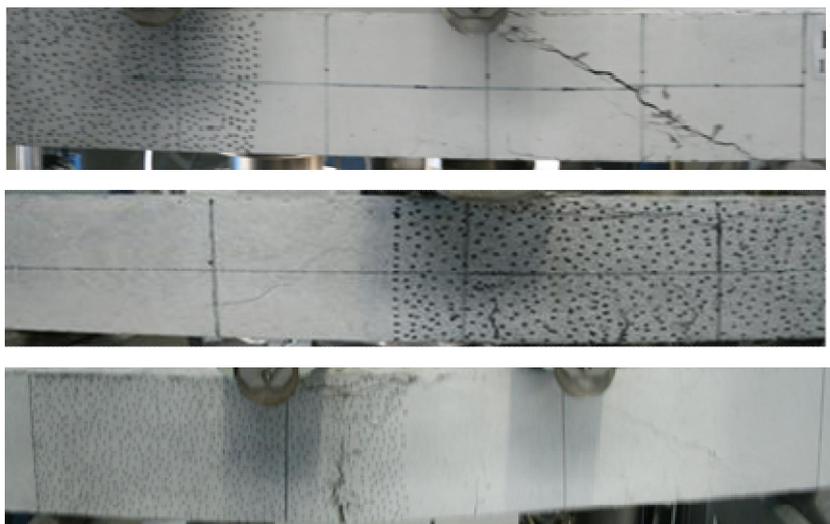
(a)- Rupture de la série de poutres BHP-At (avec acier transversal et sans fibres)



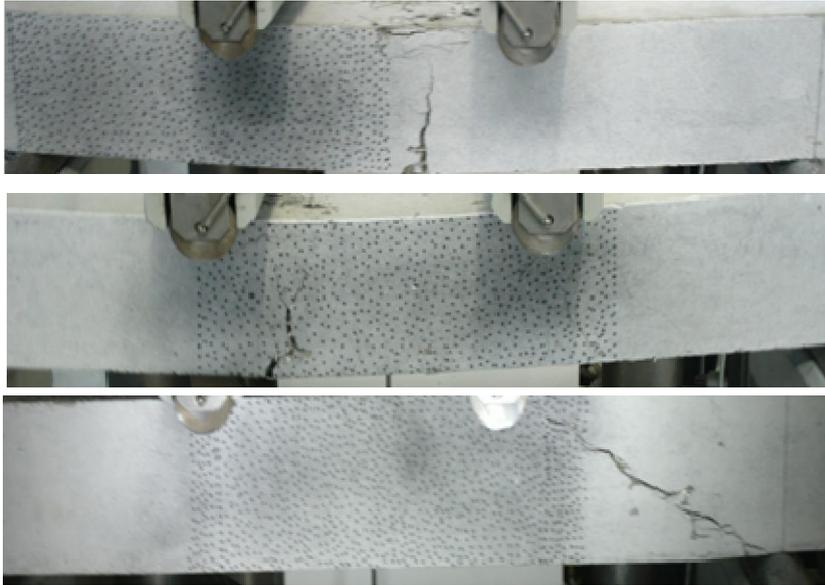
(b) Rupture de la série de poutres BHP-SAt (sans acier transversal et sans fibres)



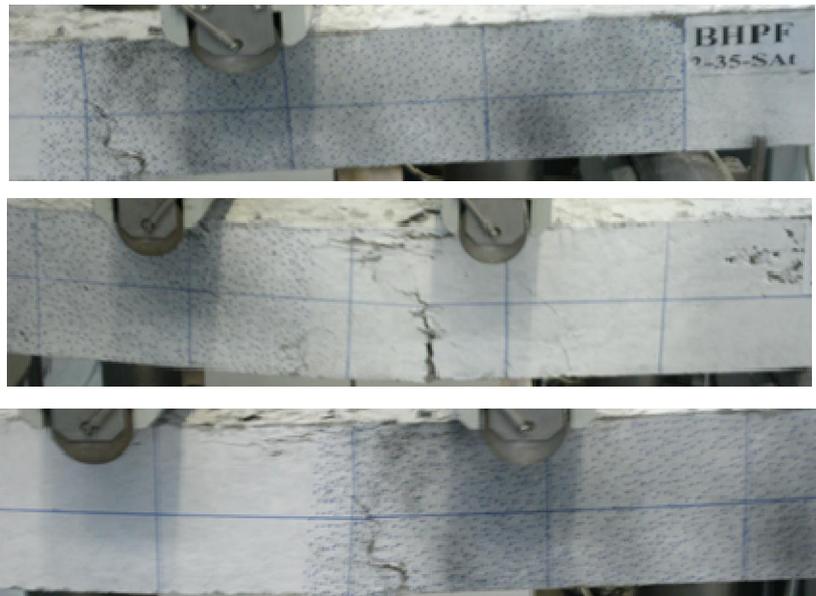
(c) Rupture de la série de poutres BHPF 0.5-65 (contenant 0.5% de fibres avec $l_f/d_f = 65$)



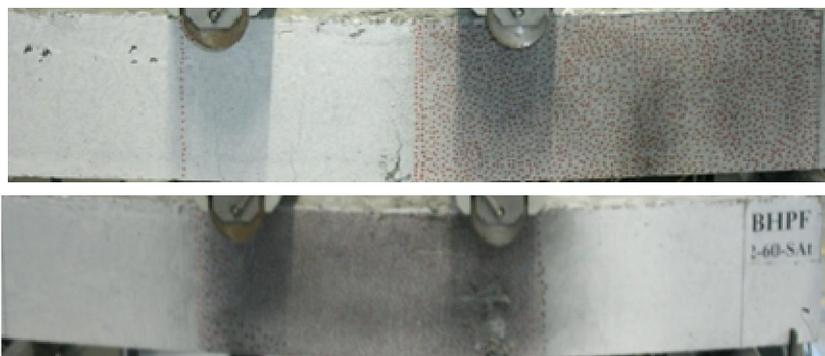
(d) Rupture de la série de poutres BHPF 1-65 (contenant 1% de fibres avec $l_f/d_f = 65$)



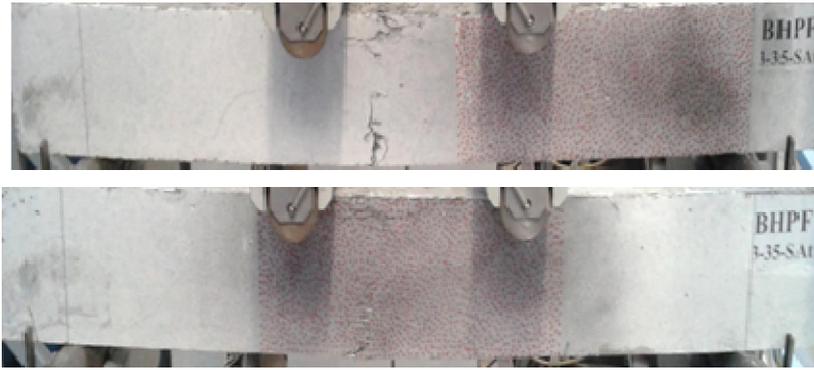
(e) Rupture de la série de poutres BHPF 1-80 (contenant 1% de fibres avec $l_f/d_f = 80$)



(f) Rupture de la série de poutres BHPF 2-65 (contenant 2% fibres avec $l_f/d_f = 65$)



(g) Rupture de la série de poutres BHPF 2-80 (contenant 2% fibres avec $l_f/d_f = 80$)



(h) Rupture de la série de poutres BHPF 3-65 (contenant 3% fibres avec $l_f/d_f = 65$)

Figure 6.7 : Modes de rupture des spécimens de poutres

Les fibres ont réduit les ouvertures des fissures d'une manière efficace en reprenant les contraintes de traction après fissuration. En présence de quantité importante de fibres, quelques pelotes de fibres se sont formées dans le béton frais, rendant ces fibres moins efficaces à l'état durci du béton. L'efficacité des fibres après fissuration est exhibée à travers les formes déformées de leurs ancrages aux deux extrémités qui apparaissent complètement redressées et droites comme en Figure 6.8; à l'origine, les fibres présentant des crochets aux extrémités. Les fibres qui ne traversent pas des fissures restent non stressées, gardant ainsi leur forme originale. La même Figure 6.8 illustre plusieurs pelotes de fibres et plusieurs fibres non stressées présentes surtout dans les poutres contenant des quantités élevées en fibres, traduisant ainsi une efficacité réduite quand des quantités importantes de fibres sont utilisées. Ceci signifie que l'amélioration de la contribution à l'effort tranchant n'est pas directement proportionnelle à la quantité de fibres utilisée. En effet, l'introduction de 0.5% de fibres a amélioré la capacité portante en effort tranchant de 47% pendant que cette même capacité portante a été améliorée encore plus par uniquement 28% quand la quantité de fibres a été multipliée par 6, passant de 0.5% à 3%. Ces importantes observations expérimentales et résultats mériteraient être transcrits dans toute modélisation de la contribution des fibres à la capacité portante en effort tranchant des poutres en béton armé de hautes performances.

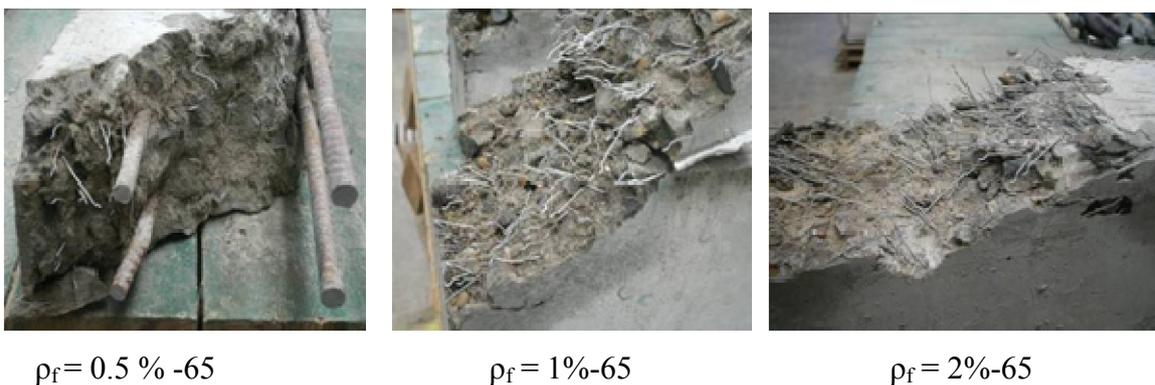


Figure 6.8: Distribution et déformation des fibres après rupture

Les résultats illustrés au Tableau 6.5 montrent que les charges ultimes ne sont pas réduites quand les aciers transversaux d'effort tranchant sont remplacés par des fibres d'acier. Bien au contraire, elles peuvent même augmenter en présence de fibres efficaces et en quantité suffisante. Une augmentation de l'ordre de 10 et 30% a été atteinte par rapport à celles contenant des aciers transversaux avec l'utilisation de 2% et 3% de fibres ayant des extrémités en crochets pour favoriser l'ancrage dans le béton respectivement. Des quantités suffisantes de fibres d'acier efficaces peuvent aussi retarder le développement des fissures diagonales de la même manière que les aciers transversaux par comparaison aux poutres sans aciers transversaux de renforcement ou avec des quantités insuffisantes de fibres d'acier ; ces fibres d'acier peuvent en outre entraîner un changement de mode de rupture d'effort tranchant à flexion (Figure 6.7f, 6.7g, 6.7h) comme c'est le cas en présence d'armatures transversales (Figure 6.7a et chapitre 5). Dans ce sens, l'utilisation de 1% de fibres d'acier semble être un minimum absolu pour améliorer le comportement en effort tranchant du béton à hautes performances. Ainsi, la substitution des aciers transversaux de renforcement par des quantités suffisantes et efficiente de fibres d'acier semble avoir un effet favorable sur la fissuration diagonale et aussi sur la capacité portante des poutres en béton armé de hautes performances, surtout que le matériau BHP est connu par sa fracture trans-granulaire, développant des fissures de faces lisses et donc sans engrenage des particule d'agrégats [14,205], et ayant une adhérence meilleure avec les aciers de renforcement en général.

6.4.3. Ouvertures des fissures diagonales

L'évolution des ouvertures de fissures diagonales avec le chargement est illustrée en Figure 6.9. Les différentes courbes montrent clairement que lorsque les fibres d'acier sont

utilisées, les ouvertures des fissures diagonales étaient très étroites et n'ont pas dépassé la limite de servicibilité de fissuration (0.3 mm) et ce jusqu'à la rupture comme dans les poutres BHPF3-65 et BHPF2-65. Généralement les fissures diagonales sont restées très étroites par comparaison à celles des poutres sans fibres ni aciers transversales (BHP-SAt). Les fibres ont aussi retardé l'apparition de ces fissures comme illustrée par les résultats du Tableau 6.5. Ceci est en concordance parfaite avec les résultats reportés dans la littérature [173,175,214,215]. Les fibres d'aciers semblent donc être très utiles en béton à hautes performances dans le but d'améliorer sa servicibilité dans les structures réelles, un critère de conception crucial du fait que souvent un excès d'ouvertures de fissures est responsable pour de nombreuses pathologies de constructions qui nécessitent des réparations et peuvent à l'extrême conduire à la rupture quand elles ne sont pas correctement traitées. Une séquence typique de développement de fissure diagonale est illustrée en Figure 6.10.

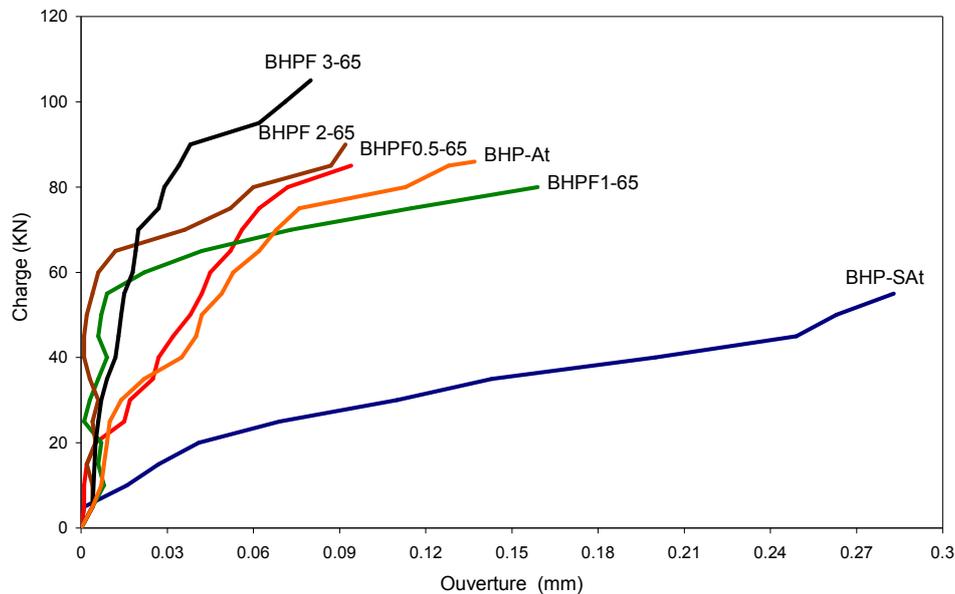


Figure 6.9: Ouvertures des fissures diagonales des spécimens de poutres testées.

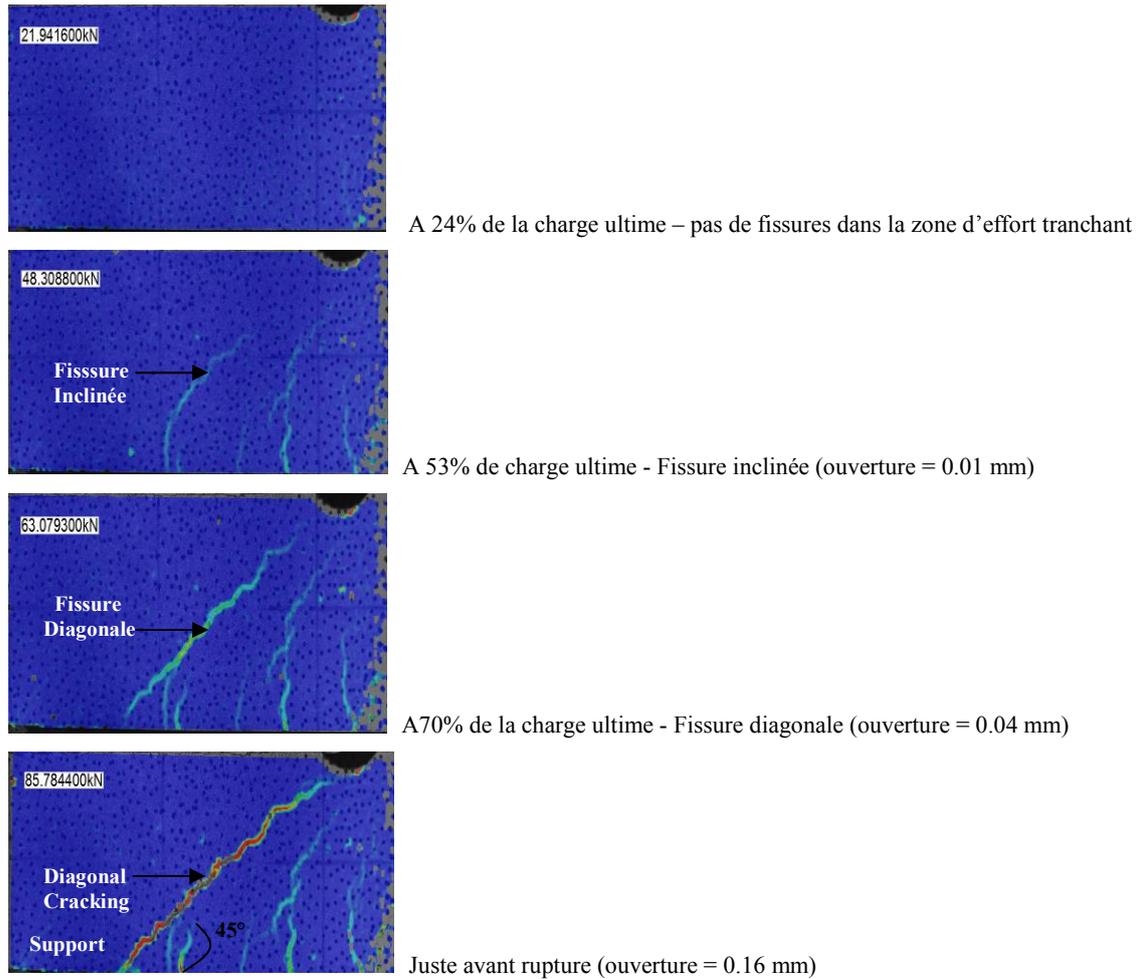


Figure 6.10: Séquence de développement d'une fissure diagonale dans la zone d'effort tranchant d'une poutre contenant des fibres d'acier
(Photos obtenues par analyse Gom-Aramis des images digitales de la vidéo)

6.5. Contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant

L'utilisation des fibres d'acier a amélioré la résistance à l'effort tranchant et donc a augmenté la capacité ultime des poutres en béton à hautes performances ; cette augmentation varie de 47% pour une quantité de fibres ρ_f de 0.5% à 88% pour ρ_f de 3%. En présence d'armatures transversales, les fibres couturant les fissures diagonales soulagent les cadres transversaux qui se trouvent de moins en moins sollicités avec l'augmentation de la quantité de fibres utilisée, comme illustrés par la Figure 6.11 ci-dessous. Dans ce sens, l'utilisation d'une quantité de fibres de 1% soulage les armatures transversales de 50% de ce qu'ils doivent reprendre en l'absence de fibres.

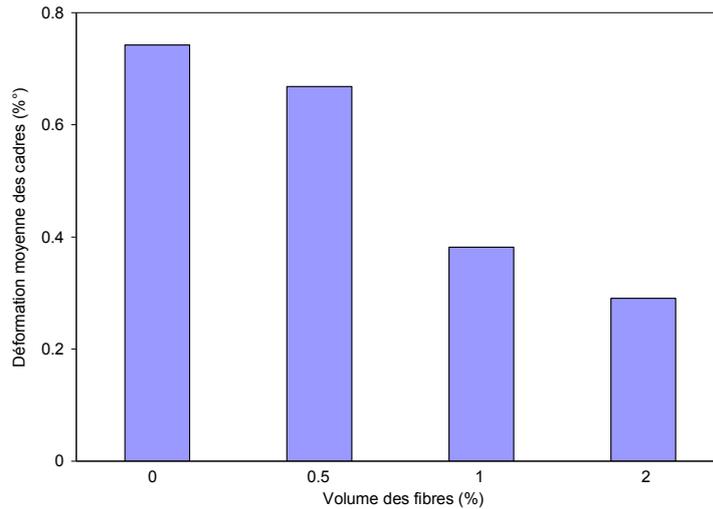


Figure 6.11: Variation des déformations dans les cadres avec la quantité de fibres

Différentes études ont été publiées sur la contribution des fibres d'aciers à la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé et des modèles analytiques ont été proposés [123,174,173,175]. Cependant, tous les modèles proposés ont des applications limitées et ne sont pas suffisamment précis parce que ne considérant pas d'une manière qualitative les paramètres influents des fibres.

Cucchiara et al [113] ont exprimé la capacité portante en effort tranchant dans les poutres en béton armé contenant des fibres d'acier comme la somme de la contribution du béton V_c , de la contribution des aciers transversaux de renforcement V_s et de la contribution des fibres d'acier V_f comme présenté en équation 1 ci-dessous :

$$V_u = V_c + V_s + V_f \quad (6.1)$$

Dans le cas des poutres en béton renforcées en fibres d'acier et sans armatures transversales comme dans les spécimens BHPF de la présente étude, la capacité ultime en effort tranchant des poutres renforcées de fibres est donnée par l'équation 2 :

$$V_u = V_c + V_f \quad (6.2)$$

Figure 6.12 ci-dessous illustre les paramètres internes de résistance d'une poutre contenant des fibres d'acier et sans armatures transversales, fissurée diagonalement, telles que les poutres BHPF de la présente étude.

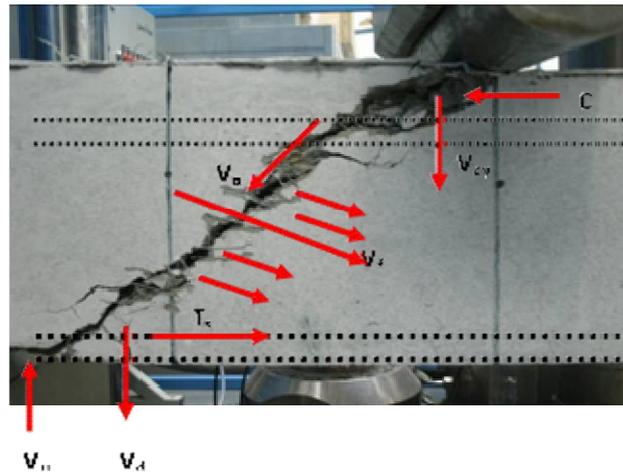


Figure 6.12 : Forces internes de résistance au niveau d'une fissure diagonale pour une poutre en BHP fibré sans armatures transversales

A partir de l'équation (6.2) la contribution des fibres d'acier peut s'écrire comme:

$$V_f = V_u - V_c \quad (6.3)$$

Où V_u est l'effort tranchant ultime, donné par $V_{u \text{ test}}$ dans la présente étude.

V_c est la contribution du béton à la capacité de résistance en effort tranchant des poutres en BHP, donnée par la capacité portante à l'effort tranchant des poutres sans fibres d'acier et sans armatures transversales de renforcement ; c'est-à-dire par la capacité portante des poutres de la série BHP-SAt de la présente étude. En l'absence de résultats expérimentaux, V_c peut être prédite par les différents modèles théoriques, en particulier par le modèle de Hamrat et al [205] qui semble être relativement le plus réaliste parce que établi à partir d'essais entrepris sur des poutres en BHP armé, ou par les différents règlements examinés au chapitre 5.

En divisant les deux termes de l'équation (6.3) sur la section du béton 'bd', on obtient une nouvelle équation entre contraintes qui se présente comme :

$$v_f = v_u - v_c \quad (6.4)$$

L'équation (6.4) donne la valeur expérimentale de la résistance à l'effort tranchant reprise par les fibres (v_f). Les résultats expérimentaux ont montré que la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant dépend de la quantité de fibres utilisée, exprimée par la fraction de volume ρ_f , et par leur élancement l_f/d_f . Plus la fibre est longue, plus elle est efficace dans la couture des deux faces d'une fissure. De plus, pour une fraction volumique ρ_f donnée de fibres, plus le diamètre d'une fibre est petit, plus le nombre de fibres est

important, le plus d'actions de couture se produisent le long d'une fissure, résultant en une contribution plus importante des fibres à la résistance à l'effort tranchant.

De plus, la qualité de l'adhérence entre le béton et les fibres d'acier est très importante pour empêcher les fibres de glisser et de se retirer du béton à travers une fissure. Avec le développement d'une fissure, les fibres apparaissent ancrées dans les deux faces de la fissure et donc toute contribution de cette fibre d'acier à la résistance à l'effort tranchant est grandement dépendante de la qualité de cette ancrage et donc de la contrainte d'adhérence entre la fibre et le matériau béton. Le béton à hautes performances a un avantage dans ce sens du fait que ce matériau béton développe une adhérence de qualité avec tous les types d'acier de renforcement, particulièrement quand les aciers présentent des aspérités ou déformations superficielles tels que les ondulations superficielles ou les crochets d'ancrage aux extrémités.

Toute modélisation mathématique de la contribution des fibres d'acier à l'effort tranchant doit inévitablement prendre en considération ces trois observations expérimentales importantes, en les considérant comme des paramètres de cette contribution, même si les fibres longues peuvent avoir un effet négatif sur la maniabilité du béton frais. Cet inconvénient des fibres longues peut être solutionné par l'utilisation de surplastifiants adéquats comme dans la présente étude expérimentale. En prenant tous ces paramètres en considération et tenant compte de l'aspect qualitatif de chaque paramètre, un modèle mathématique est proposé pour la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant comme suit :

$$v_f = \tau k \rho_f l_f / d_f \quad (6.5)$$

Où ρ_f est la fraction volumique des fibres dans le mélange béton et l_f/d_f leur élancement.

τ est la contrainte d'adhérence entre les fibres d'acier et la pâte de ciment. Cette contrainte d'adhérence dépend de la qualité du béton en termes de résistance mécanique et du type de fibres utilisées ;

- Pour des fibres lisses ne contenant aucune provision pour améliorer l'adhérence avec la pâte de ciment telles que les aspérités superficielles, la contrainte d'adhérence ultime peut être prise comme celle recommandée par le règlement Britannique BS8110 [18] pour des barres lisses et rondes :

$$\tau = 0.28 \sqrt{f_c}$$

- Pour des fibres déformées contenant des aspérités superficielles ou des ondulations pour améliorer l'adhérence avec la pâte de ciment, la contrainte d'adhérence ultime peut être prise comme celle recommandée par le règlement Britannique BS8110 [18] pour des barres à haute adhérence :

$$\tau = 0.5\sqrt{f_c}$$

Dans la présente étude, les fibres sont munies de crochets aux extrémités uniquement et lisses sur leur longueur et donc ne peuvent développer une adhérence parfaite avec le béton qui les enveloppe ; à la rupture, les fibres se sont retirées du béton et ne se sont pas coupées ou cassées comme clairement illustrée par la Figure 6.8. Prenant cette observation expérimentale en considération, la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant peut être exprimée comme :

$$v_f = 0.28\sqrt{f_c} k \rho_f l_f/d_f \quad (6.6)$$

k est un facteur d'efficacité, qui dépend strictement de la quantité de fibres utilisée. Les observations expérimentales relatées plus hauts sur la formation de pelotes de fibres et sur les fibres non stressées, et selon des travaux reportés dans la littérature par d'autres chercheurs [216,217,218], l'efficacité des fibres diminuent avec la quantité de fibres utilisée dans un mélange béton. Sur la base des résultats du présent travail, la valeur d'efficacité suivante est proposée pour le facteur k :

$$k = (1 - 20\rho_f) \quad (6.7)$$

En combinant les équations (6.5) et (6.6), on obtient :

$$v_f = 0.28\sqrt{f_c} (1-20\rho_f) \rho_f l_f/d_f \quad (6.8)$$

Avec $\rho_f \leq 3\%$ (l'intervalle des fractions volumiques de fibres utilisées dans cette étude).

L'équation (6.8) a été utilisée pour prédire les contributions des fibres à la capacité ultime de résistance en effort tranchant des poutres en BHP fibrées testées dans ce travail.

Les prédictions obtenues par l'équation (6.8) ont été comparées aux valeurs expérimentales dérivées à partir de l'équation (6.4). Les résultats $v_{f \text{ test}}$ contre $v_{f \text{ predicted}}$, illustrés au Tableau 6.6 et représentés graphiquement en Figure 6.13, montrent que des prédictions acceptables peuvent être obtenues par la formule développée dans ce travail.

*Tableau 6.6: Valeurs expérimentales et prédictions de la contribution à la résistance
à l'effort tranchant des poutres en BHP renforcée de fibres*

Poutres	f_c (MPa)	ρ_f (%)	l_f/d_f	$V_{u\ test}$ (kN)	$V_{u\ test}$ (MPa)	$V_{f\ test}$ (MPa)	$V_{f\ predite}$ (MPa)	$V_{f\ test}/V_{f\ predite}$
BHPF-0.5-65	64.2	0.5	65	42.00	3.11	0.94		1.42
				44.31	3.28	1.11	0.66	1.68
				43.02	3.19	1.02		1.54
BHPF1-65	64.0	1.0	65	44.95	3.33	1.16		1.00
				47.62	3.53	1.36	1.16	1.17
				42.85	3.17	1.00		0.86
BHPF1-80	60.0	1.0	80	49.35	3.65	1.48		1.06
				52.28	3.87	1.70	1.39	1.22
				45.00	3.33	1.16		0.83
BHPF2-65	63.1	2.0	65	46.06	3.41	1.24		0.72
				46.59	3.45	1.28	1.73	0.74
				47.15	3.49	1.32		0.76
BHPF2-80	65.0	2.0	80	54.79	4.06	1.89		0.87
				50.21	3.72	1.55	2.17	0.71
BHPF3-65	62.2	3.0	65	56.32	4.17	2.00		1.16
				54.00	4.00	1.83	1.72	1.06
							Moyenne	1.05
							Ecart type	0.30
							Coefficient de variation (%)	28.57

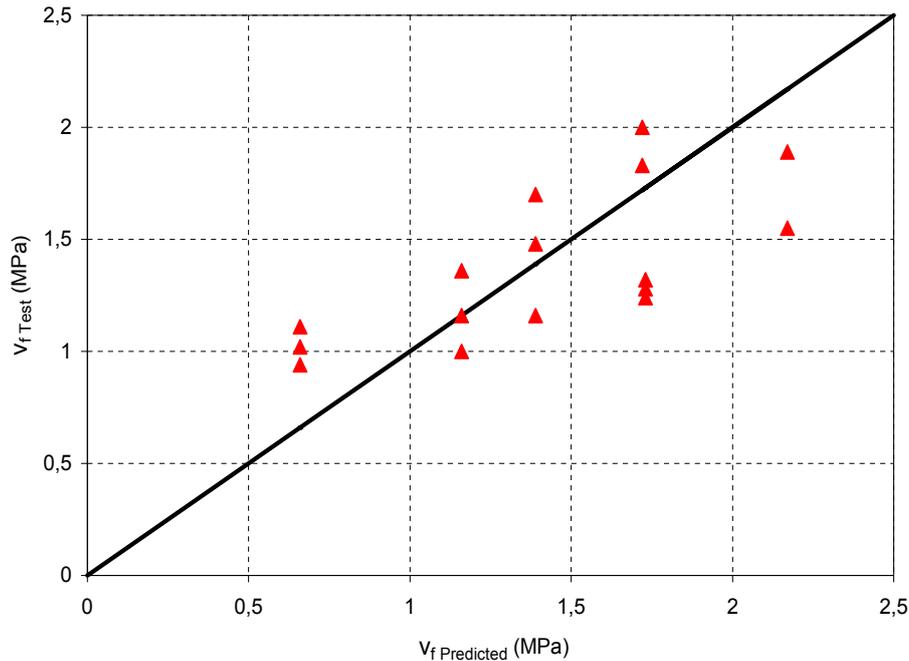


Figure 6.13: Comparaison de la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant -valeurs expérimentales et prédictions par le modèle proposé-

Pour des objectifs de comparaison, d'autres modèles existant dans la littérature ont été considérés pour prédire la contribution des fibres d'aciers à la capacité portante à l'effort tranchant. Ces modèles sont présentés dans le Tableau 6.7 ci-dessous. Les trois paramètres des fibres jugés influents se retrouvent dans les modèles. Cependant, la contrainte d'adhérence τ est prise constante indépendamment de la qualité de l'adhérence développé entre les fibres d'acier et le béton qui est fonction de la nature des fibres d'aciers et de qualité résistante du béton. En outre, aucun facteur d'efficacité des fibres n'est considéré par ces modèles, surtout que les observations expérimentales ont clairement montré que bien qu'une fraction volumique élevée de fibres contribuent à améliorer le comportement en effort tranchant des poutres en béton en général, les fractions élevées sont plus susceptibles à une mauvaise dispersion et à un regroupement en pelotes au détriment de l'efficacité générale. D'où la proposition d'un facteur d'efficacité comme fonction de la fraction volumique dans notre modèle proposé en équation 6.8.

Tableau 6.7: Modèles existant pour la contribution fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant

Investigation	Modèle	Commentaire
Lim et Oh [175]	$v_f = 0.5 \tau V_f \frac{l_f}{d_f} \text{ctg } \alpha$	τ = contrainte d'adhérence moyenne fibre-matrice, assumée par [175] = 4.15 MPa . α = l'inclinaison entre une barre de renforcement longitudinale et la fissure inclinée, assumée = 45°. k = facteur adhérence, pris =1.2
Narayanan et Darwish [123]	$v_f = 0.41 \tau .k V_f \frac{l_f}{d_f}$	
Swamy et al [173]	$v_f = 0.37 \tau V_f \frac{l_f}{d_f}$	
Al-Ta'an et Al-Feel [174]	$v_f = \frac{8.5}{9} k V_f \frac{l_f}{d_f}$	

Les modèles donnés au Tableau 6.7 ont été utilisés pour prédire les contributions en effort tranchant des fibres d'acier pour les spécimens de poutre en BHP du présent programme expérimental. Les prédictions sont données au Tableau 6.8 et illustrées par la Figure 6.13 à côté des valeurs expérimentales de la présente étude et aussi des prédictions du modèle proposé dans ce travail (équation 6.8). On peut clairement voir à partir des résultats du Tableau 6.8 et de la Figure 6.14 que le modèle proposé dans ce travail est relativement plus précis par comparaison aux autres publiés dans la littérature. Certains modèles considérés surestiment considérablement la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant comme clairement illustrée par la Figure 6.14 et doivent donc être considérés avec précaution du fait qu'ils peuvent conduire à des conceptions non sécuritaires.

La Figure 6.14 confirme encore plus que, malgré que la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant s'améliore avec la quantité de fibres utilisées, cette amélioration n'est cependant pas directement proportionnelle à ρ_f . La même Figure 6.14 montre clairement que cette contribution est en revanche directement proportionnelle à l'élanement l_f/d_f des fibres.

Tableau 6.8: Comparaison du modèle proposé avec les modèles existants

Poutres	$V_{f\text{ test}}$ (MPa)	$V_{f\text{ test-avr}}$ (MPa)	$V_{f\text{ predicted}}$ (MPa)				
			Proposed Model	[175]	[123]	[173]	[174]
	0.94						
BHPFF0.5-65	1.11	1.02	0.66	0.67	0.66	0.50	0.37
	1.02						
	1.16						
BHPF1-65	1.36	1.17	1.16	1.35	1.33	1.00	0.74
	1.00						
	1.48						
BHPF1-80	1.70	1.45	1.39	1.66	1.63	1.23	0.91
	1.16						
	1.24						
BHPF2-65	1.28	1.28	1.73	2.70	2.65	2.00	1.47
	1.32						
	1.89						
BHPF2-80	1.55	1.72	2.17	3.32	3.27	2.46	1.81
BHPF3-65	2.00						
	1.83	1.91	1.72	4.05	3.98	3.00	2.21

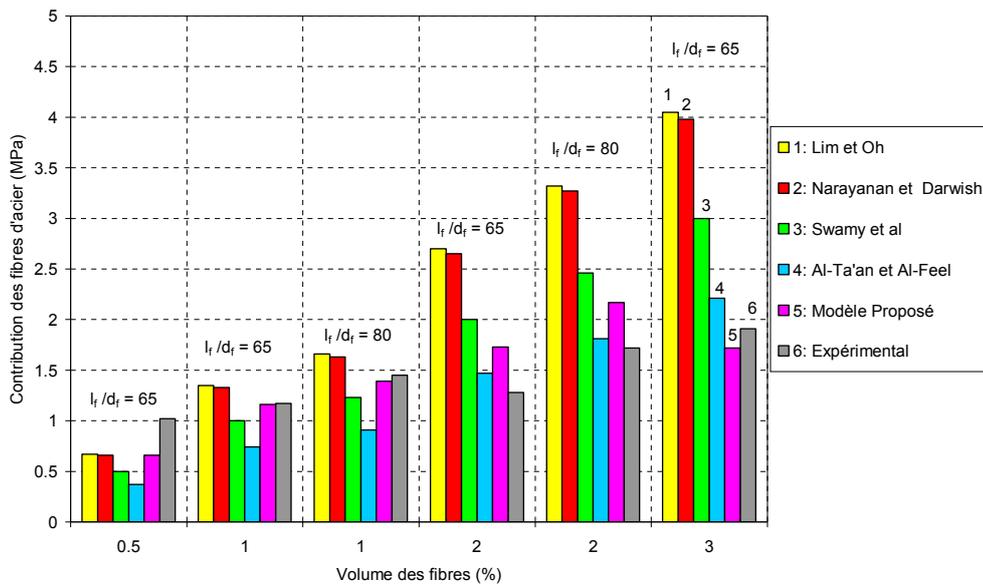


Figure 6.14 : Contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant des poutres- comparaison du modèle proposé avec les différents modèles existants-

Le modèle proposé, donné par l'équation 8, a été calibré contre d'autres résultats expérimentaux sur des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier pris de la littérature publiée et présentés ci-dessous au Tableau 6.9, et donc sous des conditions d'expérimentation complètement différentes de celles qui ont prévalu pour son développement. Le modèle proposé dans ce travail se révèle relativement satisfaisant pour la prédiction de la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant des poutres en BHP.

Tableau 6.9: Calibration du modèle propose avec des résultats expérimentaux pris de la littérature (fibres avec crochets aux extrémités)

Chercheur	ρ_f	l_f/d_f	f_c	$v_{u \text{ test}}$	v_{ft}	$v_{f \text{ predicted}}$ (MPa)		
	(%)					(MPa)	(MPa)	Authors Model
Cuchiara [113]	-	-	41.2	1.23	-	-	-	-
	1	60	40.9	2.93	1.70	0.86	0.92	0.68
	2	60	43.2	3.14	1.91	1.32	1.84	1.36
Ashour [218]	0.5	75	99.1	4.82	2.51	0.94	0.57	0.42
	1.0	75	95.3	6.06	3.78	1.64	1.15	0.85
	1.5	75	96.6	7.21	4.92	2.17	1.72	1.27
Kwak [219]	-	-	62.6	2.53	-	-	-	-
	0.5	62.5	63.8	3.09	0.56	0.63	0.48	0.35
	0.75	62.5	68.6	3.40	0.87	0.92	0.72	0.53
Abebar [220]	-	-	60.0	1.75	-	-	-	-
	0.75	60	54.1	3.24	1.49	0.79	0.69	0.51
	1.5	60	49.9	3.81	2.06	1.25	1.38	1.02
	-	-	57.0	1.43	-	-	-	-
	0.4	60	54.8	2.40	0.97	0.46	0.37	0.27
	0.6	60	56.5	2.73	1.30	0.67	0.55	0.41
	0.4	100	46.9	2.90	1.47	0.70	0.61	0.45
Noghabai [221]	-	-	90.9	5.86	-	-	-	-
	0.5	86	91.4	6.99	1.13	1.03	0.66	0.49
	0.75	86	91.4	7.27	1.41	1.47	0.99	0.73
	-	-	97.0	5.96	-	-	-	-
	1	50	103.8	6.60	0.64	1.14	0.77	0.57
	-	-	79.1	2.16	-	-	-	-
	0.5	86	78.7	3.21	1.05	0.96	0.66	0.49
	0.5	86	78.7	3.80	1.64	0.96	0.66	0.49
	0.75	86	68.4	4.13	1.97	1.27	0.99	0.73
	0.75	86	86.0	3.56	1.40	1.42	0.99	0.73

Rosenbusch [222]	-	-	44.0	1.74	-	-	-	-
	0.25	67	46.9	2.11	0.37	0.30	0.26	0.19
	0.51	67	43.7	2.31	0.57	0.57	0.52	0.39
	0.76	67	48.3	2.98	1.24	0.84	0.78	0.58

6.6. Conclusion

A partir du présent travail sur les effets des fibres d'aciers sur le comportement en effort tranchant du béton à hautes performances, les conclusions suivantes peuvent être faites :

-L'ajout de fibres d'acier n'a pas d'effet sur la résistance en compression du béton à hautes performances et ne modifie pas la branche ascendante de la courbe contrainte-déformation du matériau. En revanche, la branche descendante de cette courbe, à l'origine aigue et abrupte, devient une portion plate et souple, exprimant un comportement ductile du béton à hautes performances renforcé de fibres d'acier.

- L'ajout des fibres d'acier améliore la résistance à la traction du BHP, particulièrement quand les fibres ont des élancements importants. Une amélioration de 39% a été obtenue dans le présent travail expérimental avec l'ajout de fibres d'acier. Cependant, cette amélioration n'est pas directement proportionnelle à la quantité de fibres utilisées.

-Les fibres restreignent efficacement les fissures et reprennent les contraintes résiduelles après fissuration. Dans ce sens, les fissures diagonales sont efficacement couturées par les fibres qui les traversent. Leur formation a été retardée et leur ouverture a été étroitement contenue et n'a jamais atteint la limite de servicibilité de 0,3 mm à la rupture. Le mode de rupture des poutres (conçues à l'origine pour avoir un comportement en effort tranchant dominant) a changé d'effort tranchant à flexion en présence d'une quantité suffisante de fibres efficaces (ayant un élancement élevé). En changeant le mode de rupture, les fibres ont augmenté la capacité portante des poutres en béton à hautes performances.

-Les aciers transversaux de renforcement contre l'effort tranchant peuvent être remplacés par les fibres d'acier en quantité suffisante. En effet, la capacité portante en effort tranchant est améliorée par l'ajout de fibres d'acier ; cette amélioration varie de 47% pour une quantité de fibres ρ_f de 0.5% à 88% pour ρ_f de 3% est a donc même dépassé l'amélioration obtenue par les aciers transversaux en présence de quantité importante de fibres.

Cependant, cette amélioration ne semble pas être directement proportionnelle à la quantité de fibres utilisée. En effet, en présence d'une quantité importante, le risque d'avoir des fibres qui forment des pelotes non sollicitées ou des fibres qui seront mal orientées est grand. Ceci appelle à considérer un coefficient d'efficacité k qui dépend de la quantité de fibres utilisée. L'élanement des fibres (l_f/d_f) et la qualité de l'adhérence avec la pâte de ciment apparaissent comme des paramètres importants dans la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant.

-En considérant toutes les observations expérimentales faites dans la présente investigation, une formule mathématique a été proposée pour prédire la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à hautes performances. Cette équation a été comparée à des modèles existants et calibrée contre d'autres résultats expérimentaux pris de la littérature. Elle aboutit à des prédictions relativement plus précises et peut, cependant, être d'avantage affinée ou étalée à d'autres types de fibres d'acier telles que celles ayant des ondulations superficielles pour une meilleure qualité d'adhérence.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Conclusion générale

-La nécessité d'un développement durable exige que l'on construise à moindre frais, pour longtemps et sans effets néfastes sur l'environnement. Pour atteindre cet objectif, le béton à hautes performances émerge comme un matériau de construction idéal répondant à ces critères. Pour formuler un BHP, le rapport E/C, qui oscille entre 0.6 et 0.7 pour le béton ordinaire, doit être au-dessous de 0.4. Le rapport granulats/ciment ne doit pas être au-dessous de 3 pour que le béton produit soit économiquement viable. Les granulats doivent avoir des textures rugueuses, des formes régulières et non plates et accidentées qui risquent de poinçonner la pâte de ciment durcie, et ne doivent pas se casser avant la pâte de ciment elle-même. Leur dimension maximale ne doit pas être exagérée et doit se limiter autour de 15 mm pour ne pas développer des concentrations de contraintes qui nuisent à la pâte de ciment par une microfissuration à l'interface pâte de ciment - agrégat.

-Sans superplastifiants, on ne peut pas produire un BHP, car avec un rapport eau/ciment aussi bas le béton est sec et donc ne peut pas être mis dans les moules convenablement. L'utilisation des ajouts minéraux (ultrafins) densifie la pâte de ciment et donc augmente la résistance du béton ; à long terme, cette densification imperméabilise le béton et donc améliore sa durabilité, répondant ainsi aux exigences d'un développement durable. Avec l'utilisation des fibres d'acier, les ajouts minéraux offrent un milieu favorable au mouvement des fibres qui se trouveront moins bloquées par les granulats de gros calibre. Avec les recommandations émises dans ce travail, il est possible de formuler sans grandes difficultés des bétons de résistance en compression moyenne de l'ordre de 60 à 80 MPa.

-Evidemment, avec l'amélioration des performances physico-mécaniques du béton, les modèles de caractérisation de ses propriétés, développés en se base sur des essais exclusivement de béton ordinaire, ne sont plus applicables ou du moins doivent être calibrés pour le BHP. Le présent travail a montré clairement qu'une extrapolation sans limite des modèles mathématiques développés pour le béton ordinaire devient à gros risques sécuritaires pour le BHP du fait que les propriétés du matériau ne s'améliorent pas de la même façon. Cependant, avec l'augmentation des résistances mécaniques, le BHP devient plus fragile. Cette fragilité est clairement exprimée par la branche descendante de la courbe contrainte-déformation du matériau qui est très abrupte et raide. L'ajout des fibres d'acier permet au béton à hautes performances de devenir plus ductile, avec une

partie descendante de la courbe contrainte-déformation plus aplatie et plus souple. D'un matériau fragile, le BHP devient beaucoup plus ductile que le béton ordinaire en raison de la meilleure adhérence développée avec les aciers de renforcement en général, résultant en une meilleure transmission des efforts entre les deux matériaux.

-L'étude expérimentale sur l'influence des fibres d'acier sur le comportement en flexion du béton en général et celui du béton à hautes performances en particulier a permis de montrer que la servicibilité se trouve améliorée avec l'ajout de fibres d'acier dans le béton. Les limites de servicibilité ont été atteintes à des niveaux de chargement plus élevés, aussi bien pour les flèches que pour les ouvertures de fissures en béton ordinaire. Ces limites ont été améliorées encore plus pour le BHP ; la servicibilité dictée aussi bien par des fissures larges que par les flèches excessives ne semble pas être un problème pour ce relativement nouveau matériau. Les fibres d'acier semblent donc être très utiles dans le béton pour améliorer la servicibilité, critère de conception prépondérant à nos jours, comparativement à la capacité de résistance, au vu des multiples pathologies dans l'industrie de la construction qui lui sont associés. Une structure non-servicible peut avoir des problèmes de durabilité à long terme et même pré-initier des effondrements en présence de charges accidentelles tels que les séismes comme ce fut le cas en Algérie à Boumerdes en 2003.

-L'effet rigidifiant du béton tendu semble jouer un rôle important dans la limitation de la flèche réelle, particulièrement en béton à hautes performances contenant des fibres d'acier. Utiliser les hypothèses d'une section fissurée pour le calcul de la flèche néglige la contribution effective de cet effet rigidifiant et donc aboutit à des valeurs par excès de la flèche. Cependant, cet effet, qui est encore plus mis en évidence en présence de fibres d'acier, n'est pas encore quantifiable à nos jours et a besoin de plus d'investigation.

-Parmi les quatre modèles mathématiques d'estimation des ouvertures de fissures, celui recommandé par le BS8110 et celui recommandé par l'Eurocode2 semblent être rationnels et prédisent correctement les ouvertures des fissures du béton sans fibres sous les charges de services. Le modèle du ACI est relativement plus conservatif, en conduisant à des ouvertures de fissures exagérées sous les charges de service et donc à des conceptions non économiques en terme de servicibilité. En revanche, les trois règlements de conception en béton armé ne s'appliquent pas au béton à hautes performances renforcé de fibres d'acier pour l'estimation des ouvertures de fissure. Dans ce sens, le modèle de Rilem est le seul

qui prend en considération la couture des fissures par les fibres d'acier. Cependant, ce modèle semble être conservatif et ne prend pas en compte tous les paramètres influents des fibres d'acier. Une proposition d'amendement du modèle de Rilem, intégrant les trois paramètres des fibres jugés influents est proposée dans ce travail en équation 4.13. Le modèle de Rilem corrigé (équation 4.13) prédit les ouvertures de fissures du béton à hautes performances fibrés d'une manière satisfaisante.

-L'addition des fibres réduit la fragilité du matériau béton à haute performance et améliore sa ductilité flexionnelle, qualité structurelle indispensable dans les régions à haut risque sismique. Le matériau devient déformable et souple, et donc capable de subir des flèches qui dépassent de trois à quatre fois celles correspondant à la charge de service.

-Les modèles de calcul de la capacité de résistance en flexion utilisés par les trois règlements de conception majeurs considérés dans ce travail sont tous les trois convergents et aboutissent à des valeurs comparables aux valeurs expérimentales pour le BHP ; ceci dénote une meilleure compréhension du principe de la flexion en béton armé par comparaison à celui de l'effort tranchant en béton armé en général.

- Les investigations expérimentales sur l'effort tranchant en béton armé en général et en béton à hautes performances en particulier ont permis de conclure que les poutres sans armatures transversales, en particulier celles en BHP, exhibent un comportement relativement fragile. Le passage d'une résistance à la compression du béton de 31.5 MPa à 65 MPa améliore la capacité portante en effort tranchant d'une poutre. Cependant cette amélioration est limitée et n'est pas en phase avec l'augmentation de la résistance en compression du matériau ; elle suit beaucoup plus le rythme d'augmentation de la résistance à la traction du matériau BHP. La nature de la fissuration diagonale est droite et trans-granulaire dans ce type de béton, indiquant une moindre participation du paramètre 'agrégats' à la résistance à l'effort tranchant par comparaison au béton ordinaire.

-La présence des armatures transversales rend le béton à hautes performances, à l'origine fragile, relativement plus ductile et lui donne une certaine réserve de résistance au-delà de la fissuration diagonale. Avec la présence des armatures transversales, les fissures inclinées sont mieux contrôlées dans les poutres en BHP par comparaison à celles dans les poutres

en BO. Ceci est le résultat d'une meilleure adhérence développée entre le BHP et les aciers de renforcement.

-La capacité portante en effort tranchant des poutres en BHP contenant des armatures transversales n'est pas améliorée considérablement par rapport à celle sans armatures transversales. Une augmentation de 50 % en moyenne a été enregistrée expérimentalement pendant que les règlements majeurs en application surestiment la contribution des aciers transversaux à la résistance à l'effort tranchant. Leurs modèles de calcul se basent sur l'épuisement de ces aciers, un état de contrainte qui n'est pas souvent atteint à la rupture.

-Les modèles de calcul utilisés dans les règlements sous estiment la contribution du béton à hautes performances à la capacité portante en effort tranchant et dans le même temps surestiment celles des aciers transversaux. Cet effet compensatoire fait de l'Eurocode un règlement relativement plus précis pour le BHP mais pas nécessairement réaliste.

-A partir du présent travail sur les effets des fibres d'aciers sur le comportement en effort tranchant du béton à hautes performances, on peut conclure que l'ajout de fibres d'acier n'a pas d'effet sur la résistance en compression du béton à hautes performances et ne modifie pas la branche ascendante de la courbe contrainte-déformation du matériau. En revanche, la branche descendante de cette courbe, à l'origine aigüe et abrupte, devient une portion plate et souple, exprimant un comportement ductile du béton à hautes performances renforcé de fibres d'acier. En revanche, l'ajout des fibres d'acier améliore la résistance à la traction du BHP, particulièrement quand les fibres ont des élancements importants. Une amélioration de 39% a été obtenue dans le présent travail expérimental avec l'ajout de 3% de fibres d'acier. Cependant, cette amélioration n'est pas directement proportionnelle à la quantité de fibres utilisées.

-Les fibres restreignent efficacement les fissures et reprennent les contraintes résiduelles après fissuration. Dans ce sens, les fissures diagonales sont efficacement couturées par les fibres qui les traversent. Leur formation a été retardée et leur ouverture a été étroitement contenue et n'a jamais atteint la limite de servicibilité de 0,3 mm à la rupture. Le mode de rupture des poutres (conçues à l'origine pour avoir un comportement en effort tranchant dominant) a changé d'effort tranchant à flexion en présence d'une quantité suffisante de

fibres efficaces (ayant un élanement élevé). En changeant le mode de rupture, les fibres ont augmenté la capacité portante des poutres en béton à hautes performances.

-Ainsi, les essais conduits dans ce travail ont permis de conclure que l'ajout de fibres améliore le comportement du matériau béton sous chargement. La rupture change d'une cassure explosive à une rupture souple et ductile après formation de plusieurs fissures qui restent fines parce que couturées par des fibres. Les fibres se sont avérées plus efficaces dans les matrices à hautes résistances, en restreignant d'avantage les ouvertures de fissure et en augmentant à la fois la charge ultime et la ductilité, grâce à la bonne adhérence entre les fibres et la matrice du béton. Dans ce sens, Les aciers transversaux de renforcement contre l'effort tranchant peuvent être remplacés par les fibres d'acier en quantité suffisante. En effet, la capacité portante en effort tranchant est améliorée par l'ajout de fibres d'acier ; cette amélioration varie de 47% pour une quantité de fibres ρ_f de 0.5% à 88% pour ρ_f de 3% est a donc même dépassé l'amélioration obtenue par les aciers transversaux en présence de quantité importante de fibres. Cependant, cette amélioration ne semble pas être directement proportionnelle à la quantité de fibres utilisée. En effet, en présence d'une quantité importante, le risque d'avoir des fibres qui forment des pelotes non sollicitées ou des fibres qui seront mal orientées est grand. Ceci appelle à considérer un coefficient d'efficacité k qui dépend de la quantité de fibres utilisée. L'élanement des fibres (l_f/d_f) et la qualité de l'adhérence avec la pâte de ciment apparaissent comme des paramètres importants dans la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant, en plus de la quantité.

-En considérant toutes les observations expérimentales faites dans la présente investigation, un modèle mathématique a été proposé en équation 6.8 pour prédire la contribution des fibres d'acier à la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à hautes performances. Cette équation a été comparée à des modèles existants et calibrée contre d'autres résultats expérimentaux pris de la littérature et donc sous d'autres conditions expérimentales. Elle aboutit à des prédictions relativement plus précises par comparaison au peu de modèles existants dans ce domaine. Le modèle proposé dans cette étude peut être d'avantage affinée ou étalée à d'autres types de fibres d'acier telles que celles ayant des ondulations superficielles pour une meilleure qualité d'adhérence.

Perspectives

Parmi les thèmes portant sur l'amélioration de la qualité et la continuité de notre recherche, il est recommandé de développer et d'approfondir ce qui suit :

- Etude de l'orientation des fibres et les grandeurs rhéologiques, telle que la viscosité. C'est un domaine peu exploré dans la littérature. Il mérite d'être approfondi pour fabriquer les éléments en béton armé renforcé en fibres. La viscosité est un paramètre rhéologique ayant un impact sur l'orientation et la distribution des fibres dans le béton, son étude est importante.
- Etude de la capacité portante en effort tranchant des poutres en béton armé autoplaçant renforcées en fibres d'acier
- Etude des paramètres : portée de cisaillement sur la hauteur utile (a/d) et le taux d'armatures longitudinales (ρ) en plus des paramètres étudiés dans ce travail. (f_{cj} , ρ_s , ρ_f et l_f/d_f).
- Etude de l'interaction fibres-armatures transversales et son influence sur la capacité portante en effort tranchant.
- Validation du modèle proposé pour le béton ordinaire.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

- [1] Pendyala R.S., Mendis P. (2000). Experimental Study on Shear Strength of High Strength Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.97, N°4, July-August, 564-571.
- [2] Johnson M.K., Ramirez J.A. (1989). Minimum Shear reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol.86, N°4, July-August, 376-382.
- [3] Cladera A., Mari A.R. (2005). Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear, Engineering Structures, Vol.27, 1519-1527.
- [4] Kotsovos M. D. (1983). Mécanismes of shear failure, Magazine of concrete research, Vol.35, June, 99-106.
- [5] Kani G.N.J. (1964). The riddle of shear failure and its solution, ACI Proceedings, Vol.61, N°4, April, 441-454.
- [6] ACI-ASCE Committee 426 (1973). The shear strength of reinforced concrete members, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.99, June, 1091-1187.
- [7] Chana P.S.(1988). Analytical and experimental studies of shear failures in reinforced concrete beams, Proceeding Instn, Civil Engineering, Part 2, December, 609-628.
- [8] Kani G.N.J.(1969). Arational theory for the function of web reinforcement, ACI Journal, Proceeding, Vol.66, March, 185-197.
- [9] Bresler B., Scordelis A.C. (1963) Shear strength of reinforced concrete beams. ACI Structural Journal, Vol.60, January, 51-74.
- [10] Chemrouk M. (2012). Effort tranchant, Mécanisme de transfert des Forces et Modèles de Calcul, Polycopié, cours de Première année Magister; Faculté de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, USTHB, Alger.
- [11] Taylor H. P. J. (1972). The shear strength of large beams. Proceeding, ASCE, Vol.98, November, 2473-2490.
- [12] Fenwick R.C., Paulay T. (1968). Mechanisms of shear resistance of concrete beams, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.94, October, 2325-2350.
- [13] Sarkar S., Adwan O., Bose B. (1999). Shear Stress Contribution and Failure Mechanisms of High Strength reinforced Concrete Beams, Material and Constructions, Vol.32, March, 112-116.
- [14] Mphonde A.G. (1988). Aggregate interlock in high strength reinforced concrete beams, Structural, Engineering Group, Proceeding Instn Civil Engineering, Part 2, 85, Paper 9200, 397- 413.
- [15] Taylor R., Brewer R.S. (1963). The Effect of the Type of Aggregate on the Diagonal Cracking of Reinforced, Magazine of Concrete Research, Vol.15, N°44, July, 87-92.

- [16] Taylor H.P.J. (1974). "The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in Bending and shear", American Concrete Institute Special Publication, Vol.42,43-78
- [17] ACI Committee 318. (2002). Building Code Requirements for Structural Concrete, (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), Farmington Hills, 1414 p.
- [18] BS8110. (1997). Structural Use of Concrete, Part1, Code of Practice for Design and Construction , British Standards Institution, London, 173 p.
- [19] Eurocode 2. (1992). Design of Concrete Structures"- Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1, 100 p.
- [20] BAEL 91/modifiées 99 (1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats-Limites, éditions eyrolles, France, 330 p.
- [21] Zsutty T.C. (1968). Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data, ACI journal, Proceedings, Vol.65, N°11, November, 943-951.
- [22] Boulekbache B. (1997). Contribution à l'étude de la résistance au cisaillement des poutres en béton armé, Thèse de Magister, Université de Chlef, 14 Juillet, 102 pp.
- [23] Karihaloo K, S. (1993). Shear Capacity of Longitudinal Reinforced Beams-A Fracture Mechanics Approach, ACI Structural Journal, Vol.90, N°6, November-December, 591-600.
- [24] Shin S.W., Lee K.S., Moon J., Ghosh S.K. (1999). Shear strength of reinforced high-strength concrete beams with shear span-to-depth ratios between 1.5 and 2.5, ACI Structural Journal, Vol.96, N°4, 549-556.
- [25] Reineck K. H., Kuchma D.A., Kim K.S., Marx S. (2003). Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.100, N.2, March-April, 240-249.
- [26] Morrow J., Viest I. M. (1957). Shear strength of reinforced concrete frame members without web reinforcement, ACI Journal Proceeding, Vol. 53, N°9, March, 833- 849.
- [27] Karim S., Rebeiz. (1999). Shear Strength Prediction for Concrete Members, Journal of Structural Engineering, Vol.125, N°3, March, 301-308.
- [28] Khuntia M., Stojadinovic B. (2001). Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.98, N°5, September-October, 648-656.
- [29] Karihaloo K.S. (1993). Shear Capacity of Longitudinal Reinforced Beams-A Fracture Mechanics Approach , ACI Structural Journal, Vol.90, N°6, November-December, 591-600.
- [30] Frank K. J., Vecchio. (1994). High Strength Concrete: Elements Subjected to Shear , ACI Structural Journal, Vol.91, N°4, July-august, 423-433.
- [31] Chung W., Ahmad S. H. (1994). Model for Shear Critical High Strength Concrete Beams , ACI Structural Journal, Vol.91, N°1, January-February,31-41.

- [32] Ozbolt J., Mestrovic D., Li Y. J., Eligehausen R. (2000). Compression Failure of Beams Made of Different Concrete Types and Sizes , Journal of Structural Engineering, Vol.126, N°2, February, 200-209.
- [33] Thammanoon D. (2001). Effect of Reversed Loading on Shear Behavior of Reinforced Concrete, Thesis of Master of Engineering, Kochi University Technology, January, 90 p.
- [34] Mphonde A.G., Frantz G.C. (1984). Shear tests of high and low strength concrete beams without stirrups, ACI Journal; Proceedings Vol.8, N.4, July-August, 350-357.
- [35] Kim J.K., Park Y.D. (1996). Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforced, ACI Materials Journal, Vol.93, N°3, May-June, 213-222.
- [36] Kani G.N.J. (1966).Basic facts concerning shear failure, ACI Journal,Vol.63,N°6, June, 675- 692.
- [37] Kani G.N.J. (1964).The riddle of shear failure and its solution, ACI Proceedings, Vol.61, N°4, April, 441-454.
- [38] ACI 318. (1983).Building code requirements for reinforced concrete, 111pp.
- [39] Rajagopalan K.S., Ferguson P.M. (1968).Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal reinforcement, ACI Journal, Vol.68, August, 634-638.
- [40] Zsutty T.C. (1971). Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data, ACI Journal, Vol.62, February, 1265-1278.
- [41] Hedman O., Losberg A.(1975).Design of concrete structures with regard to shear forces, Division of Concrete Structures, University of Technology GOTEBOURG.
- [42] Chana P.S. (1986). Shear failure of reinforced concrete beams, Thèse Phd, London University.
- [43] BS 8110. (1985). Structural use of Concrete Structures, Part1, Code of practice for design and construction, London, British Standard Institution, 154 pp.
- [44] Kong F.K., Robins P., Cole D. (1970). Web reinforcement effects on deep beams. ACI Journal, Vol.67, December, 1010-1017.
- [45] Smith K. N., Vantsiotis. (1982).Shear strength of deep beams. ACI Journal Vol.79, May-June, 201-213.
- [46] Rogowsky D., MacGregor J., Ong S. (1986). Tests of reinforced concrete deep beams. ACI Journal, Vol.83, July-august, 614-623.
- [47] Kordina K., Blume F. (1985). Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente. Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau Heft 364. TU Braunschweig.
- [48] Kordina K., Hegger J. (1987). Zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken, Beton - und Stahlbetonbau, Vol.1, 5-9.

- [49] Kotsovos M. D. (1984). Behavior of reinforced concrete beams with shear span to depth ratio between 1.0 and 2.5, ACI Journal, Vol. 81, N°3, 279-286.
- [50] Kotsovos M. D. (1986). Behavior of reinforced concrete beams with shear span to depth ratio greater than 2.5, ACI Journal, Vol. 83, N°6, 1026-1034.
- [51] Kotsovos M. D. (1988) Compressive force path concept: basis for reinforced concrete ultimate state design. ACI Journal, Vol. 85, N°1, 68-75.
- [52] Yoon Y.S., Cook W.D., Mitchell D. (1996). Minimum Shear reinforcement in Normal Medium and High Strength Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.93, N°5, September-October, 1-9.
- [53] Sundara R. I., Rangan V. (1967). A New Theory for the Shear Strength Reinforced Concrete Beams, Indian Concrete Journal, Vol.41, N°3, 102-109.
- [54] Khaldoun N.R., Khaled A.S. (2004). Minimum Transverse Reinforcement in 65 MPa Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.101, N°6, November-December, 872-878.
- [55] Eric T.J., Robert J. F. (2002). Influence of Beams Size, Longitudinal Reinforcement and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength, ACI Structural Journal, Vol.99, N°5, September-October, 559-567.
- [56] Prodromos Z.D. (2003). Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams”, ACI Structural Journal, Vol.100, N°2, March-April, 203-214.
- [57] Jung-Yoon L., Fumio W. (2000). Shear Design of Reinforced Concrete Beams with Shear Reinforcement Considering Failure Modes, ACI Structural Journal, Vol.97, N°3, May-June, 477-483.
- [58] ACI Committee 318. (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 430 pp.
- [59] Paul Y.L.K., Rangan B.Y. (1998). Shear Strength of High Performance Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 95, N°6, November-December, 677-688.
- [60] Elzanaty A.H., Nilson A.H., Slate F.O. (1986). Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams using High Strength Concrete, ACI Journal, Proceedings, Vol.83, N°2, March-April, 290-296.
- [61] Ozcebe G., Ersoy U., Tankut T. (1999). Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol.96, N°3, May-June, 361-368.
- [62] Xie Y., Ahmad S.H., Yu T., Hion S., Chung W. (1994). Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol. 91, N°2, March-April, 140-149.
- [63] Ahmad S. H., Yuliang X., Tiejun Y. (1994). Shear Strength of Reinforced LightWeight Concrete Beams of Normal and High Strength Concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.46, N°166, March, 57-66.

- [64] Songkram P., Hiroshi S. (2002). Shear Behaviour of Reinforced Concrete Beams With a Small Amount of Web Reinforcement, Department of Infrastructure System Engineering Kochi University of Technology Kochi, Japan, 81 pp.
- [65] Krefeld W.J., Thurston C.W. (1966). Studies of the Shear and Diagonal tension strength of simply supported Reinforced Concrete Beams, Journal of ACI, Proceedings, Vol.63, N°4, April, 451-476.
- [66] Vijaya R. (1998). Shear Design of Reinforced Concrete Beams, Slabs and Walls, School of Civil Engineering, Curtin, University of technology, Perth, Australia, Cement and Concrete Composite, Vol. 20, 455-464.
- [67] Ahmad, S.H., Park F., El-Dash, K. (1995). Web Reinforcement Effects on Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, Vol.47, N°172, September, 227-233.
- [68] Ritter W. (1899). Die Bauweise Hennebique. Schweizerische Bauzeitung (Zürich) Vol.33, 59-61.
- [69] Mörsch E. (1902). Der Eisenbetonbau, seine Anwendung und Theorie, 3^{ème} édition Me Graw-Hill, New York.
- [70] Schlaich J., Schäfer K., Jennewein M. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. PCI Journal, Vol.32, 74-150.
- [71] Marti P. (1985). Basic tools of reinforced concrete beam design. ACI Journal, Vol.82, January-February, 46-56.
- [72] Marti P. (1985). Truss models in detailing. Concrete International, December, 66-73.
- [73] Vecchio F., Collins M. (1986) The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, Vol.83, March-April, 219 - 231.
- [74] Jennewein M. (1989). Zum Bemessen des Stahlbetons mit Stabwerkmodellen, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion Universität Stuttgart.
- [75] Siao W. B. (1993). Strut-and-Tie model for shear behavior in deep beams and pike caps failing in diagonal splitting, ACI structural journal, Vol.90, N°4, July-August, 356-363.
- [76] Siao W. B. (1994). Shear strength of short reinforced concrete walls, corbels and deep beams, ACI structural journal, Vol.91, N°2, March-April, 123-132.
- [77] Siao W. B. (1995). Deep beams revisited, ACI structural journal, Vol.92, January-February, 95-102.
- [78] Tahenni T., Chemrouk M. (2008). Amélioration de la ductilité du béton à haute performances par l'ajout de fibres d'acier, Proceedings, Colloque National sur la Pathologie des Constructions, Université de Constantine, 25-26 Novembre.
- [79] Tahenni T., Chemrouk M. (2009). Etude des Flèches et des Ouvertures de Fissures des Poutres en Béton Armé Contenant des Fibres d'Acier, Proceedings, First International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, SBEIDCO, Oran, 12- 14 October.

- [80] Chemrouk M., Tahenni T., Boulekbeche B.(2009). BETON RENFORCE EN FIBRES : un matériau aux avantages multiples, Proceedings, 1^{ère} Conférence Internationale sur les Energies, Matériaux et Environnement, CIEME'09, Centre Universitaire de Khemis Miliana, 22- 23 Novembre.
- [81] Tahenni T., Chemrouk M. (2007). Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance, Proceedings, Séminaire National de Génie Civil, SNGC'07, Université d'Annaba, 20-21 Novembre.
- [82] Chah S.P.(1983). Fibre Reinforced Concrete, Chapter 6 in Handbook of Structural Concrete, a book edited by FKKong, RHEvans, ECohen, and FRoll and published by Pittman, London, Melbourne and Boston.
- [83] Porte H.F.(1910). The Preparation of Concrete-From Selection of Materials to Final Deposition. ACI Material Journal, Vol.6,N°2, 287-303.
- [84] Cuyken F., Venstermans J. (1977). Béton renforcé de fibres d'acier", CSTC Magazine (Bruxelles), N°3, Septembre, 2-19.
- [85] Chemrouk M. (2009). Béton Renforcé en Fibres, Polycopié cours de Première année Magister, Faculté de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), Alger.
- [86] Naaman AE. (2006). Fibre Reinforced Concrete- State of Progress at the Edge of the New Millennium, 9th Conference on Concrete Engineering and Technology (CONCET), Kuala Lumpur, Malaysia.
- [87] Chanvillard G. (1993). Analyse expérimentale et modélisation micromécanique du comportement des fibres d'acier tréfilées, ancrées dans une matrice cimentaire, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées: OA12.
- [88] Boulekbeche B., Hamrat M., Chemrouk M., Amziane S. (2009). Influence of the Rheology of Steel Fibres Reinforced Concretes on their Mechanical Properties, European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJCE), Vol.13, N°4, 473-488,
- [89] Chemrouk M., Boulekbeche B., Hamrat M., Tahenni T. (2006). High Performance Concrete Using Slags as Mineral Additives and Steel Fibres, Proceeding of the 10th Arab Structural Engineering Conference, Kuwait, 13-15 November.
- [90] Boulekbeche B., Chemrouk M., Amziane S. (2008).Flowability of Steel Fibre Reinforced Concrete, Proceedings of the International Congress 'Béton 2008', Istanbul, June,19-22.
- [91] Tahenni T.(2006). Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance, Mémoire de Magister, Faculté de Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (USTHB), Alger, 124 p.
- [92] Brandt A.M.(2008).Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering, Composite Structures, Vol.8 6,N°1-3, 3-9.

- [93] Di Prisco M.(2009).FRC: structural applications and standards, *Materials and Structures*, Vol.42, N.9, 1169-1171.
- [94] Chanvillard G., Aitcin P.C., Lupien C., Do M.T. (1994). Les resurfaçages minces adhérents en béton renforcés de fibres métalliques", Colloque Francophone, les bétons renforcés de fibres métalliques, recherches en cours et réflexion sur leur développement. Béthune, France, juillet, 93-104.
- [95] Rossi P.(2002). Projet national BEFIM, Le développement industriel des BEtons de Fibres Métalliques : conclusions et recommandations, Livre, 262 p.
- [96] Snyder J., Lankard D.R. (1972). Factor affecting flexural strength of steel fibrous Concrete, *ACI Journal*, Vol. 69, N°2, 96-100.
- [97] Swamy R.N., Mangat P.S.(1974). Influence of fiber geometry on the properties of steel fibre-reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 4, N°3, 307-313.
- [98] Hugues B.P., Fattuhi N.I.(1976). The workability of steel fibre-reinforced concrete, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 28, N°96, 157-161.
- [99] Philipse AP. (1996).The Random Contact Equation and Its Implications for (Colloidal) Rods in Packings, Suspensions and Anisotropic Powders, *Langmuir* , 1127-1133
- [100] Evans KE, Gibson AG.(1986). Prediction of the Maximum Packing Fraction Achievable in Randomly Oriented Short-fiber Composites. *Composite Sciences and Thecnology*, Vol.25, 149-162.
- [101] Serna Ros P.(1984). Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement, Thèse à l'ENPC, 77 p.
- [102] Fanella D., Naaman A.E. (1985).Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression, *ACI Materials Journal*, Vol.82, N°4,475-483.
- [103] Balaguru P., Dipsia M.G. (1993). Properties of fiber reinforced high-strength semi-lightweight concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 90,N°5, 399-405.
- [104] Amziane S. (1998). Comportement cyclique des bétons ordinaires et des BHP, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 152 p.
- [105] Nataraja M.C., Dhang N., Gupta A.P. (1999). Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 21, N°5-6, 383-390.
- [106] Daniel L. (2001). Comportement de poutres en béton à hautes performances fibré sous sollicitations sismiques, Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 143 p.
- [107] Balendran R.V., Zhou F.P., Nadeem A., Leung A.Y.T. (2002). Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete, *Building and Environment*, Vol. 37, N°12, 1361-1367.

Références bibliographiques

- [108] Ramakrishnan V., Coyle W.V., Kulandaisamy V., Schrader E.K. (1981). Performance Characteristics of Fiber Reinforced Concretes with Low Fiber Contents, *ACI Materials Journal*, Vol.78, N°5, 388-394.
- [109] Harrouche N. (1989). Formulation et comportement à la fissuration des fibres métalliques, Thèse de Doctorat, Université Paris 6.
- [110] Paillere A.M. (1993). Le béton de fibres métalliques, Etats actuels des connaissances", *Annales de l'ITBTP, série béton*, Vol.302, N°515, 39-68.
- [111] Rossi P. (1994). Steel fiber reinforced concretes (SFRC): An example of French research, *ACI Materials Journal*, Vol. 91, N°3, 273-279.
- [112] Yazdani N., Spainhour L., Haroon S. (2002). Application of fiber reinforced concrete in the end zones of precast prestressed bridge girders", Final report, Florida A & M University, December, 195 p.
- [113] Cucchiara C., La Mendola L., Papia M., (2004). Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement, *Cement and Concrete Composites*, Vol. 26, N°7, 777-786.
- [114] Wafa F.F., Ashour S.A. (1992). Mechanical Properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete , *ACI Structural Journal*, Vol. 89, N°5, 449-455.
- [115] Lim T.Y., Paramasivam P., Lee S.L. (1987). Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 84, N°4, 286-298.
- [116] Mandel J. (1978). Propriétés mécaniques des matériaux. Eyrolles CNRS.
- [117] Rossi P., Acker P., Malier Y. (1987). Effect of steel fibres at two stages : the material and the structure, *Materials and Structures*, Vol. 20, 436-439.
- [118] Ramakrishnan V., Wu G.Y., Hosalli G. (1989). Flexural Behavior and Toughness of Fibre Reinforced Concrete," *International Symposium on Recent Developments in Concrete Fiber Composites*, Washington, D.C, 69-77.
- [119] Balaguru P., Nahari R., Patel M. (1992). Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete , *ACI Materials Journal*, Vol. 89, N°6, 541-546.
- [120] Oakly O.R., Unsworth M.A. (1994). Shear Strength Testing for Glass Reinforced Cement , *Advances concrete technology*, Ottawa (Canada), Malhotra, 1044 p.
- [121] Fischer G., Li V.C. (2002). Effect of Matrix Ductility on Deformation Behavior of Steel-Reinforced ECC Flexural Members under Reversed Cyclic Loading Conditions , *ACI Materials Journal*, Vol. 99, N°6, 781-790.
- [122] Li V.C., Ward R., Hamza A.M. (1992). Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement , *ACI Materials Journal*, Vol. 89, N°5, 499-508.
- [123] Narayanan R., Darwish I.Y.S. (1987). Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement , *ACI Structural Journal*, Vol. 84, N°3, 216-227.

Références bibliographiques

- [124] Valle M., Büyüköztürk O. (1993). Behavior of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear , ACI Materials Journal, Vol. 90, N°2, 122-133.
- [125] Khaloo A.R., Nakseok K. (1997). Influence of Concrete and Fiber Characteristics on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete under Direct Shear, ACI Materials Journal, Vol. 94, N°6, 592-601.
- [126] Casanova P. (1995). Les bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la Structure, Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, France, 203 p.
- [127] Majdzadeh F., Soleimani S.M., Banthia N. (2006). Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix , Concrete Journal of Civil Engineering, Vol. 33, N°6, 726-734.
- [128] Casanova P. (1995). Les fibres d'acier peuvent-elles remplacer les armatures transversales dans les poutres en béton armé? , Bulletin de liaison des LCPC, N°195, 49-60.
- [129] Zollo R.F. (1980). Fibrous concrete flexural testing-Developing standardized techniques, ACI Materials Journal, Vol. 77, N°5, 363-368.
- [130] Dupont D., Vandewalle L. (2005).Distribution of steel fibres in rectangular Sections , Cement and Concrete Composites, Vol. 27, N°3, 391-398
- [131] Atassi M.F. (1997). Etude du comportement des bétons de fibres métalliques : influence de la géométrie des fibres, du dosage et de l'anisotropie de leur répartition , thèse de l'INSA de Lyon, 222 p.
- [132] Shah S.P., Rangan B.R. (1971).Fiber reinforced concrete properties , ACI Materials Journal, Vol. 68, N°2, 126-137.
- [133] Swamy R.N. (1975). Fibre reinforcement of cement and concrete , Materials and Structures, Vol. 8, N°45, 235-254.
- [134] Soroushian P., Lee C.-D. (1990). Tensile strength of steel fiber reinforced concrete. Correlation with some measures of fiber spacing , ACI materials Journal, Vol. 87, N°6, 541-546.
- [135] Barros J.A.O., Figueiras J.A.(1999).Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling , Journal Material in Civil Engineering, Vol. 11, N°4, 331-339.
- [136] Taerwe L.R. (1993).Influence of Steel Fibers on Strain-Softening of High-Strength Concrete , ACI Materials Journal, Vol. 89, N°1, 54-60.
- [137] Ashour S.A., Wafa F.F. (1992). Mechanical properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, Vol. 89, N°5, 449-455.
- [138] Neville A. M. (1981). Properties of concrete, Eds Pitman, Londres.

- [139] Acker P. (1988). Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physicochimique, Rapport de recherche des LPC, N°152.
- [140] Guénot I. (1995). Les origines physiques du fluage propre du béton : étude expérimentale et modélisation de pâtes de ciment, thèse de doctorat en préparation au LCPC.
- [141] Adams M. (1975). Behaviour of steel fibre concrete under different loading conditions, RILEM, comm. 4.11, 527-531
- [142] Dehousse N. (1975). Méthode d'essais et caractéristiques mécaniques des bétons armés de fibres métalliques, RILEM Symposium, chapitre 4, 119-136.
- [143] Acker P. (1992). Retraits et fissurations du béton, Documents Scientifiques et Techniques de L'AFPC, 42 p.
- [144] El Hachem M. (1990). Etude de l'influence de la fibre de fonte sur le retrait et le fluage du béton, Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale Paris.
- [145] Granju J.L. (1991). Le béton renforcé de fibres comme nouveau matériau de réparation, Rapport, Projet V.N.B.
- [146] Kovler K., Sikuler J., Bentur A. (1993). Restrained shrinkage tests of fibre reinforced concrete ring specimens: effect of core thermal expansion, Materials and Structures, Vol. 26, 231-237.
- [147] de Larrard F., Hu C, Sedran T. (1995), Best packing and specified rheology: two key concepts in high-performance concrete mixture-proportioning, 2nd CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Las Vegas, June.
- [148] Kamal M. M., Bahnasaway H.H., El-Refai F.E. (1992). Behaviour of fibre reinforced concrete beams exposed to fire, Fibre Reinforced Cement and Concrete, proceedings du 4^{ème} Symposium International de la RILEM, Sheffield, 764-774.
- [149] Sarvaranta L., Mikkola E. (1994). Fibre mortar composites under fire conditions: effects of ageing and moisture content of specimens, Materials and Structures, Vol.27, 532-538.
- [150] Kodur V. K. R., Lie T. T. (1995). Fire resistance of hollow steel columns filled with steel fiber reinforced concrete, FRC-95, Modern developments, Banthia N. and Mindess S. (Eds.), Toronto, 26-29 Mars, 289 - 302.
- [151] Morris A.D., Garret G.C., (1981), "A Comparative Study off the Static and Fatigue Behaviour of Plain and Steel Reinforced Mortar in Compression and Direct Tension", G.B., International Journal of cement composites, Vol. 3, N°2, 73-91.
- [152] Ramakrishnan V., Josifek C. (1987). Performance Characteristics and flexural fatigue strength of concrete steel fiber composites , Proceeding of the international symposium on fiber reinforced concrete, Décembre, Madras, India, 2.73-2.84.
- [153] Toutlemonde F. (1995). Résistance au choc des structures en béton, publication du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 346 p.

- [154] Lakshmipathy M., Santhakumar A.R. (1986). Experimental verification of the behaviour of reinforced fibrous concrete frames subjected to seismic type of loading, FRC-86, Development in Fiber Reinforced Cement and Concrete, RILEM Symposium, Sheffield, Vol. 2, Section 8.
- [155] Jindal R., Sharma V. (1987). Behavior of steel fiber reinforced concrete knee-type beamcolumn connections, Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications, ACI SP-105.
- [156] Del Toro Rivera R. (1988). Comportement des noeuds d'ossature en béton armé sous sollicitations alternées, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [157] La Borderie C. (1991). Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton, thèse de doctorat de l'Université de Paris VI.
- [158] Katzensteiner B., Mindess S., Filiatrault A., Nathan N.D., Banthia N. (1992). Use of steel fibre concrete in seismic design, Fibre Reinforced Cement and Concrete, 4^{ème} Symposium International de la RILEM, Swamy R.N. (Ed.), Sheffield, 613-628.
- [159] Tang J., Hu C., Yang K., Yan Y. (1992). Seismic behaviour and shear strength of framed joint using steel-fiber reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, N°2, February, 341-358.
- [160] Naaman A.E. (1984), Fiber reinforced concrete under dynamic loading, Fiber reinforced Concrete, International Symposium, ACI SP-81, 169-186.
- [161] Reinhardt H.W., Körnieling H.A., Zielinski A.J. (1986). The split Hopkinson bar, a versatile tool for the impact testing of concrete, Matériaux et Constructions, Vol. 19, N°109, 55-63.
- [162] Razani M., Muría D., Hamelin P. (1988). Comportement au choc de structures en béton de fibres, Conférence Internationale Mesures et essais en Génie Civil, Villeurbanne, 321-337.
- [163] Bailly P. (1990). Comportement mécanique des composites ciment-fibres, l'apport des essais dynamiques, Rapport Scientifique du GRECO II Géomatériaux, 295-311.
- [164] Bailly P., Khodri M. (1991). Comportement macroscopique d'un élément de poutre mince en mortier armé de fibres - Expérimentation en flexion statique et dynamique, Rapport Scientifique du GRECO II Géomatériaux, 407-412.
- [165] Mindess S., Yan C. (1993). Perforation of plain and fibre reinforced concretes subjected to low-velocity impact loading, Cement and Concrete Research, Vol. 23, 83-92.
- [166] Gambarova P.G., Schumm C. (1994). Impulsive punching of fiber-reinforced concrete slabs, Proceedings, Atlanta, 252-257.
- [167] Hannant D.J., Edgington J. (1975). Durability of steel fibre concrete, RILEM Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete, septembre, Construction Press, Lancaster, Vol 1, 159-169.

- [168] Mangat P.S., Gurusamy K. (1987). Permissible crack widths in steel fibre reinforced marine concrete, *Materials and Structures*, Vol. 20, 338-347.
- [169] Kosa K., Naaman A.E., Hansen W. (1991). Durability of fiber reinforced mortar, *ACI Materials Journal*, Vol. 88, N°3, May-June, 310-319.
- [170] Hara T., Shoya M., Kikuchi K. (1992). Assessment of steel fibre concrete exposed for 14 years, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4^{ème} Symposium International de la RILEM, Sheffield, 872-882.
- [171] Grzybowski M., Meyer C. (1993). Damage accumulation in concrete with and without fiber reinforcement, *ACI Materials Journal*, Vol. 90, N°6, November-December, 594-604.
- [172] Chanvillard G., Aïtcin P.C., Lupien C, Do M.T. (1994). Les resurfaçages minces adhérents en béton renforcé de fibres métalliques, *Les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques*, Colloque Francophone, Buyle-Bodin F., Granju J.L., Pigeon M. (Eds), Béthune, France, juillet, 93-104.
- [173] Swamy R.N., Jones R., Chiam A.T.P. (1993). Influence of steel fibres on the shear resistance of lightweight concrete T-beams, *ACI Structural Journal*, Vol 90, N°1, 103-114.
- [174] Al-Ta'an SA., Al-Feel JR. (1990) Evaluation of shear strength of fibre reinforced concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, Vol.12, N°2, 87-94.
- [175] Lim D.H., Oh B.H. (1999). Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams, *Engineering Structures*, Vol. 21, 937-944.
- [176] Chemrouk M. (2008). Selection of the mix Constituents to Produce a Highly Performing and Durable Concrete Material; Paper published in 'Durability of Building Materials and Components : Globality and Locality in Durability ', Vol.1 edited by A. Nil Turkery and Ozkan Zengul; Istanbul, 25 -32; ISBN: 978-975-561-326-0
- [177] Chemrouk M., Hamrat M.(2002). High Performance Concrete-Experimental studies of the Material; Proceeding of the International Congress : The Challenges of Concrete Construction, Conference 1: Innovation and Development in Concrete
- [178] Gutierrez P.A.A., and M. F. Canovas. (1996).High Performance Concrete: Requirements for Constituents Materials and Mix Proportioning. *A.C.I Materials Journal*, Vol.93, N°3, 233-241.
- [179] Hamrat M. (1994).Béton à Haute Performance : Formulation et Propriétés Rhéologiques et Mécaniques, Thèse de Magister, Institut de Genie-Civil, Centre Universitaire de Chlef, Algeria.
- [180] Malier I. (1992)., *Les Bétons à Haute Performance : Caractéristiques, Durabilité, et Applications*, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, Paris, 1992.
- [181] Carrasquillo R.L., Nilson A.H., Slate F.D.(1981). Properties of high strength concrete subjected to short term loads.*ACI Journal*, 171-178
- [182] Raphael J.M.(1984). Tensile strength of concrete, *ACI Materials Journal*, Mars-April, 158-165.

- [183] Zain M.F.M.,Mahmud H.B.,Ilham A., Faizal M.(2002). Prediction of spring tensile strength of high-performance concrete. Cement and Concrete Research, August, Vol.32, 1251-1258.
- [184] Boulekbache B, Hamrat M, Chemrouk M, Amziane S.(2015). Failure mechanism of fiber reinforced concrete under splitting test using digital image correlation, Materials and Structures, Vol.48, N°8, 2713-2726.
- [185] Eurocede 2. (2004). Calcul des structures en béton-Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. ENV 1992-1-1, 250 P.
- [186] CEB Modèle Code. (1995). CEB-FIP pour les structures en béton, bulletin d'information CEB N° 228, 12-13.
- [187] CSA94.(1994). CSA Technical Committee, Design of concrete structure for buildings, CAN3-A23.3-M94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario
- [188] Beeby.W.(1971). The prediction of cracking in reinforced concrete members, PhD Thesis, University of London, 252 pp.
- [189] Gergely P and Lutz L.A. (1968). Maximum crack width in reinforced concrete members, cause, mechanism and control of cracking in concrete, American Concrete Institute, SP-20, PP.87-117
- [190] ACI Committee 318.(1995). Building code requirements for structural concrete, ACI 318- 95 and commentary. Michigan: ACI, Farmington Hills.
- [191] RILEM TC 162-TDF. (2003). Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Materials and Structures, Vol.36, N°262, 560–567.
- [192] Rashid MA., Mansur MA.(2005). Reinforced high strength concrete beams in flexure, ACI Structural Journal, Vol.102, N°5, 462-471.
- [193] Kumar PS., Mannan MA., Kurian VJ., Achuytha H.(2007). Investigation on the flexural behaviour of high performance reinforced concrete beams using sandstone aggregates. Building and Environment, Vol.42, N°7, 2622-2629.
- [194] Maghsoudi AA., Sharifi Y.(2008). The serviceability considerations of HSC heavily steel reinforced members under bending. American Journal of Applied Sciences, Vol.5, N°9, 1135-1140.
- [195] Hamrat M., Boulekbache B.,Chemrouk M., Amziane S. (2016). Flexural Cracking Behaviour of Normal Strength, High Strength and High Strength Fiber Concrete Beams, Using Digital Image Correlation Technique. Construction and Building Materials, Vol.106, 678-692
- [196] Tahenni T.,Chemrouk M.,Lecompte T.(2016). Effect of steel fibers on the shear behaviour of high strength concrete beams. Construction and Building Materials (Elsevier), 15 February, Vol.105, 14-28.
- [197] Tan KH, Paramasivam P, Tan KC. (1995). Cracking characteristics of reinforced steel fiber concrete beams under short and long term loadings. Advn Cem Bas Mat, 127-137.

- [198] Purkiss JW, Blagojevic. (1997). Determination of the load-carrying capacity of steel fibre reinforced concrete beams. *Composite Structures*, Vol.38,N°1, 111-117.
- [199] Vandewalle L.(1999).Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers, *Materials and Structures*, 164-170.
- [200] Viktor G, Gintaris K, Albert, KHK, Darius B, Darius U. (2012). Deriving stress-strain relationships for steel fibre concrete in tension from tests of beams with ordinary reinforcement. *Engineering Structures*, 42: 387-395.
- [201] Soroushian P., Lee C.-D.(1990). Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete, *ACI Materials Journal*, Vol. 87, N° 5, 433-439.
- [202] Furlan Jr S., de Hanai JB. (1997). Shear Behaviour of Fiber Reinforced Concrete Beams, *Cement and Concrete Composite*, Vol.19, 359-366.
- [203] Park YJ, Ang AHS. (1985) Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal Structure Engineering*, Vol.3, N°4, 722-39.
- [204] Shin S, Ghosh SH, Moreno J. (1989). Flexural ductility of ultra-high strength concrete members. *ACI Structural Journal*, Vol.8, N°4, 394-400.
- [205] Hamrat M, Boulekbache B, Chemrouk M and Amziane S. (2010). Shear Behaviour of RC Beams Without Stirrups Made of Normal Strength and High Strength Concretes, *Advances in Structural Engineering*, Vol.13, N°1, 29-41
- [206] Hamrat M.(2010).Comportement structurel du béton à hautes performances (flexion et effort tranchant), Thèse de Doctorat, Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumedienne, Beb-Ezzouar, Alger,158 p.
- [207] Lee J.Y and Kim, U.Y. (2008). “Effect of Longitudinal Tensile Reinforcement Ratio and Shear Span-depth ratio on Minimum Shear Reinforcement in Beams”, *ACI Structural Journal*, Vol.105, N°.2, 134-144.
- [208] Collins M.P, and Kuchma, D. (1999). “How Safe are our Large, Slightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings ?”, *ACI Structural Journal*, Vol.96, N°.4, July- August, 482-490.
- [209] Michael P. C, Evan C. B., and Edward G. S. (2008). “Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures”, *ACI Structural Journal*, Vol.105, N°.5, September-October, 590-600.
- [210] Sarsam K.F, and Al-Musawi, J.M.S. (1992). “Shear Design of High- and Normal Strength Concrete Beams with Web Reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol.89, N°.6, November-December, 658-664.
- [211] Mansur MA, Ong KCG, Paramasivam P. (1986). Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups, *Journal Structure Engineering*, Vol.112, 2066-79.
- [212] National Standards of New Zealand. NZS 3101 - Part 1. (2006) Concrete Structures Standard;Standards New Zealand, Wellington, New Zealand.

- [213] Bažant ZP and Kim JK. (1984). Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams, ACI Journal, Vol.81,N°5, 456-468.
- [214] Li VC, Leun GCKY. (1992). Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites, Journal Engineering Mechanics ASCE, Vol.118,N°.11, 2246- 2264.
- [215] Meda A, Minelli F, Plizzari GA and Riva P. (2005). Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams, Material Structures, Vol.38, 343-351.
- [216] Boulekbache B, Hamrat M, Chemrouk M, Amziane S. (2010). Flowability of fiber-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material, Construction and Building Materials, Vol.24, N°9, 1664–1671.
- [217] Perrot A, Lecompte T, Estellé P, Amziane S.(2013). Structural build-up of rigid fiber
- [218] Ashour SA, Hasanain GS, Wafa FF.(1992). Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams., ACI Structural Journal, Vol.89, N°2, 176-184
- [219] Kwak Y.K.,Eberhard M.O., Kim W.S., and Kim J.(2002).Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams without Stirrups, ACI Structural Journal,
- [220] Abedar P., Mindess S., St-Pierre D., and Olund B.(1997).Shear Tests of Fiber Concrete Beams without Stirrups, ACI Structural Journal, Vol.94, N°1, 68-76.
- [221] Noghabai K.(2000). Beams of fibrous concrete in shear and bending: experiment and model, Journal Structure Engineering, Vol.126, N°2, 243-51.
- [222] Rosenbusch J., Teutsch M.(2002). Trial beams in shear. Brite/Euram Project 97-4163, Final Report, Sub Task 4.2, Technical University of Braunschweig.

ANNEXE

Effect of steel fibers on the shear behaviour of high strength concrete beams