



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche
Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Université Des Frères Mentouri Constantine
Faculté Des Sciences De La Technologie
Département : Génie Civil

جامعة الإخوة منتوري
كلية علوم التكنولوجيا
قسم : الهندسة المدنية

N° d'ordre :

Série :

Thèse

Présentée en vue de l'obtention du
Diplôme de Doctorat en Sciences en Génie Civil

Spécialité

Génie Civil

Thème

**Comportement Des Eléments De Structures Renforcés Par Des
Fibres : Cas Des Bétons Autoplaçants**

Présenté par : CHAIB Sihem

Membres de jury :

31/03/2022

Président de jury : Pr. BELOUAR. A	Professeur, Université Mentouri Constantine 1
Directeur de thèse : Pr. LASSOUED. R.	Professeur, Université Mentouri Constantine 1
Examineur : Pr. GUENFOUD. M.	Professeur, Université 8 Mais 45 Guelma
Examineur : Pr. DJEBBAR. N.	Professeur, Université Mentouri Constantine 1
Examineur : Pr. BOUZERD. H.	Professeur, Université 20 Aout 55 Skikda

What the Mind Can Conceive and Believe It Can Achieve

Remerciements

Ce travail a été réalisé au Laboratoire Pédagogique du Département de Génie Civil Structures et Matériaux et le laboratoire de Matériaux Structures et Sols de l'Université des Frères Mentouri, Constantine, sous la supervision du Pr. Lassoued Rachid.

Premièrement, je remercie ALLAH le tout puissant qui m'a guidé et m'a donné la force et la volonté de réaliser ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à mon encadreur et directeur de thèse Professeur Lassoued .R, qui a été attentif à l'évolution de mes recherches, et a apporté toute sa contribution pour mener à bien ce travail. Ses qualités humaines et scientifiques, ses conseils ainsi que son enthousiasme m'ont été très bénéfiques durant ces années de thèse. J'exprime aussi mes chaleureux remerciements à Professeur Belouaar. A qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma soutenance. Je voudrais vivement remercier les Professeurs : Guenfoud. M, Djebbar. N, Bouzerd. M qui ont accepté d'examiner mon travail.

Je suis également très reconnaissante envers ma famille et à tous mes collègues du département de Génie Civil, pour l'ambiance chaleureuse dont ils m'ont entourée. Mes chaleureux remerciements vont aussi à l'équipe du laboratoire Pédagogique Structures et Matériaux, et Pr.Boulfoul. A ainsi que tous les membres du laboratoire LMSS, pour les encouragements et le soutien dont ils n'ont cessé de me donner. Ma gratitude très spéciale aussi à Mer. Blelhacine 'paix à son âme' qui était le premier à m'aider à réaliser ce travail. Je voudrais remercier particulièrement mes collègues : Dr. Ziada. A, Dr. Boukeloua. I et Dr. Boukhzar. M qui ont contribué de très près à l'aboutissement de ce travail, de leur aide durant les essais expérimentaux, et leurs présences au cours des années de cette thèse.

Mes chaleureux remerciements vont aussi aux différents organismes qui ont facilité la tâche d'accueillir les matériaux nécessaire dans ce travail, et de rendre la réalisation de ce dernier possible. En premier lieu je remercie l'Entreprise Nationale des Granulats ENG, Unité El-khroub, en particulier Mr. Benchaoui de nous fournir tous les granulats durant les années de cette investigation. Je remercie également GRANITEX de mettre à notre disponibilité les fibres élaborées dans cette étude « fibres d'acier et fibres de polypropylène ». Je remercie aussi la société SARL SUDCOLOR de leur générosité de nous fournir le superplastifiant, et enfin je remercie la société des chemins de fer de faciliter la procédure d'obtention du sous-produit « copeaux métalliques ».

Je remercie également mes parents 'paix à leurs âmes' pour leur soutien, leurs sacrifices et leurs encouragements indéfectibles tout au long de mon parcours universitaire ; ils m'ont tant aidé à parvenir au point où je suis aujourd'hui.

J'adresse un grand merci à toute ma famille qui a toujours été présente lorsque j'en ai eu besoin, à mes frères, mes sœurs, mes nièces et mes neveux.

Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

الملخص

أجريت هذه الحملة التجريبية بهدف دراسة سلوك الانحناء للروافد المصممة باستخدام خرسانة ذاتية التوضع معززة بألياف، ولكن قبل الشروع في الجزء الرئيسي من هذا العمل تم إجراء دراسات أولية، بهدف اختيار الألياف التي لها أفضل تأثير على خصائص الخرسانة في حالتها الصلبة والسائلة. تم استخدام ثلاثة أنواع من الألياف، الياف البولي بروبيلين و ألياف الفولاذ المموج التي توفرها شركة قرانتيكس و كدا الياف تم الحصول عليها من نفايات تصنيع الأجزاء الميكانيكية الناتجة عن عمليات الخرطة، و التي سهلت توفيرها لهذا البحث الشركة الوطنية لطرق الحديد (بلدية قسنطينة). تم أيضًا تقييم تأثير ثلاث طرق للخلط تم اختيارها من اجبات سبق نشرها. استنادا الى نتائج الاختبارات الأولية التي تم الحصول عليها، اخترنا العمل بالألياف الحديدية، ليس فقط بسبب توفرها في السوق وسعرها المناسب، ولكن أيضًا لخصائصها التي تساعد على تحسين الأداء الميكانيكي للروافد. مع احترام استعمال جرعات يمكن تطبيقها، اختلف محتوى الألياف بين 0.3% - 1.2%. أظهرت المركبات جودة عالية على وجه التحديد في الحالة الصلبة، عندما تم تحضيرها مع مراعاة فترة راحة بعد إضافة جزء من ماء الخلط والملدنات، وبالتالي، تم احترام هذا البروتوكول في تحضير خلطات الخرسانات لبقية العمل.

تم تجهيز العينات ذات الشكل الهندسي المتطابق، مقطع المستطيل 10 x 20 سم وطولها 120 سم، واختبارها في الانحناء بثلاث نقاط. قسمت العينات إلى ثلاث سلاسل، في المرحلة الأولى تم تحضير الروافد بالخرسانات الخام بدون تسليح خرسانة عادية خرسانة ذاتية الدمج و خرسانة ذاتية الدمج مع الألياف، وتفاوت حجم الألياف المضافة من 0.3% إلى 1.2%، بهدف فحص إمكانية استبدال حديد التسليح بالألياف. في سياق دراسة مساهمة مزيج الألياف مع التسليح، وكذلك إمكانية استبدال تعزيزات القص بالألياف، تمت إضافة تعزيزات طولية في عوارض السلسلة الثانية، وتعزيزات عرضية وطولية لعينات السلسلة الأخيرة. قبل الشروع في الجزء الرئيسي من برنامج البحث، تم دراسة الخرسانات أولاً في الحالة السائلة ثم في الحالة الصلبة.

في ضوء النتائج التي تم الحصول عليها، وجد أن إضافة ألياف الصلب إلى الخرسانة السائلة ذاتية التماسك قللت من قابليتها للتشغيل والسيولة، وأن كمية (0.6%) من الألياف الفولاذية هي الحد الأعلى لمحتوى الألياف فيما يتعلق إلى قابليتها للتشغيل، ولكنها حسنت خصائصها المتصلبة، مثل قوة الانضغاط والشد. لقد لوحظ أيضًا أن إضافة ألياف الصلب بنسبة كافية في هذه الدراسة تبلغ 0.9%، يجعل من الممكن تحسين قدرة الانحناء للعوارض وتحسين ليونتها، وبالتالي استبدالها لتعزيزات القص، وربما أدى إلى تغيير نمط انهيار من انهيار القص الهش إلى آلية انهيار بالانحناء، ولم تؤد الزيادة في حجم الألياف المضافة إلى 1.2% إلى مزيد من التحسن في أداء الألياف.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة ذاتية التوضع، الألياف الفولاذية، الانحناء، الحمولة النهائية، الليونة، الطاقة الممتصة.

Résumé.

Cette campagne expérimentale a été menée, dans l'intérêt d'étudier le comportement à la flexion des poutres conçues avec un béton autoplaçant renforcé de fibres d'acier (BAPF). Avant de procéder à la partie principale du programme de recherche, une étude comparative a été effectuée afin de choisir la fibre qui présente le meilleur impact sur les caractéristiques des BAPF, et d'analyser aussi la meilleure technique de leur conception. Trois types de fibres ont été utilisés, fibre d'acier ondulées MEDAFAC et des fibres polypropylène GRANIFIBRES fournies par GRANITEX, et les sous-produits qui proviennent de déchets d'usinage de pièces mécaniques, issus des opérations de tournages de la société nationale des chemins de fer (commune de Constantine). L'effet de trois méthodes de malaxages choisies de la littérature a été en plus évalué. Les mélanges ont été caractérisés à l'état frais et à l'état durci. A partir des résultats des essais préliminaires obtenus, on a choisi de travailler avec les fibres d'acier 'MEDAFAC', non seulement à cause de leur disponibilité et leur prix convenable, mais aussi de leurs caractéristiques qui améliorent les performances mécaniques des poutres en BAPF, respectant ainsi des dosages pouvant être pratiqués aisément dans les éléments de structure, la teneur en fibres a été variée entre 0.3%-1.2%. Concernant la méthode de malaxage les composites ont montrés des qualités supérieures précisément à l'état durci, lorsqu'ils ont été préparés en respectant un temps de repos après l'ajout d'une partie de l'eau de gâchage et le superplastifiant, d'où, les mélanges sont préparés pour le reste du travail en respectant ce protocole.

Les poutres de géométrie identique, d'une section rectangulaire de 100x200mm et de longueur de 1200mm ont été préparées et testées à la flexion à trois points. Les échantillons étaient répartis en trois catégories. Afin d'évaluer l'apport de la substitution des barres d'acier par les fibres d'acier, les poutres de la première série ont été préparées avec des bétons brut BO, BAP et BAPF 'sans armatures', le volume fibreux été varié de 0.3%-1.2%. Dans le contexte d'analyser l'effet de la combinaison des fibres avec les armatures, ainsi que la possibilité de remplacer, au moins, partiellement les armatures de cisaillement par les fibres, des armatures longitudinales ont été ajoutées dans les poutres de la seconde série, et des armatures transversales et longitudinales ont été additionnées dans les spécimens de la dernière catégorie. A la lumière des résultats obtenus, on a constaté que l'ajout de fibres d'acier au béton autoplaçant frais diminuait son ouvrabilité et sa fluidité, et que la quantité de (0.6%) de fibres d'acier est la limite supérieure de la teneur en fibres en ce qui concerne son ouvrabilité, mais améliorait ses propriétés de durcissement, telles que les résistances à la compression et à la traction. On a distingué aussi que l'addition des fibres d'acier en pourcentage adéquat 'dans cette étude de 0.9%', permet d'améliorer la résistance flexionnelle des poutres et leur ductilité, et par conséquent remplacer les armatures de cisaillement. Ce peut permettre de changer le mode de rupture d'un effondrement par cisaillement fragile, à un

mécanisme de ruine en flexion ductile, l'augmentation du volume des fibres ajoutées à 1.2% n'a pas abouti à une amélioration supplémentaire dans les performances des BAPF.

Mots-Clefs : *Béton autoplaçant, fibres d'acier, flexion, charge ultime, ductilité, énergie absorbée.*

Abstract.

This experimental campaign was carried out with the aim of studying the bending behavior of beams designed with a SFSCC. Before proceeding to the main part of the research program, a comparative study was carried out in order to choose the fiber that has the best impact on the characteristics of the SFSCC, and also to analyze the best technique for their design. Three types of fibers were used, corrugated steel fiber MEDAFAC and polypropylene fibers GRANIFIBRES supplied by GRANITEX, and the by-products which obtained from machining waste of mechanical parts, resulting from the operations of turnings of the national company of the ways of iron (municipality of Constantine). The effect of three mixing methods selected from the literature was additionally evaluated. The mixtures were characterized in the both states “fresh and hardened”. From the results of the preliminary tests obtained, we chose to work with the steel fibers 'MEDAFAC', not only because of their availability and their decent price, but also of their characteristics which improve the mechanical performances of the beams in SFSCC, thus respecting dosages that can be easily applied in the structural elements, the fiber content has been varied between 0.3%-1.2%. Regarding the mixing method, the composites showed superior qualities precisely in the hardened state, when they were prepared respecting a rest time after adding part of the mixing water and the super- plasticizer, hence, the mixtures are prepared for the rest of the work by respecting this protocol.

Specimens of identical geometry (10x20cm rectangular transverse section; 120cm length) were tested in three-point bending. They were divided into three series, according to the nature of the concrete: raw concrete NC, SCC and SFSCC without reinforcement. The fiber volume was varied from 0.3% to 1.2%, in order to examine the possibility of completely substituting steel bars by steel fibers. To analyze the contribution of the combination of fibers and reinforcement, as well as the possibility of replacing the shear reinforcements by fibers, longitudinal reinforcements were added to the second series specimens and transverse reinforcements and longitudinal to the third ones. All mixtures were characterized in the fresh state and in the hardened state.

In the light of the obtained results, the addition of steel fibers to fresh self-consolidating concrete decreases its workability and fluidity, and the amount of 0.6% of steel fibers is the upper limit of the fiber content with respect to its workability. Meanwhile, hardening properties, such as compressive and tensile strengths, are improved. The 0.9% steel fibers addition improves beams bending capacity and their ductility. Consequently replacing shear reinforcements results in changing the failure mode from a brittle shear collapse to a ductile bending failure mechanism. Increasing fiber volume content to 1.2% does not result in further improvement in the performance of the SFSCC.

Keywords: *Self-consolidating concrete, steel fibers. Bending, ultimate load, absorbed energy, ductility,*

TABLE DES MATIERES

Résumé	I
Abstract	III
TABLE DES MATIERES.....	V
LISTE DES FIGURES.....	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	X
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre 1. Généralité sur les bétons de fibres	
1.1. Introduction	5
1.2. Historique sur les bétons de fibres	5
1.3. Définition du béton de fibres BRF	7
1.3.1. Définition des fibres	7
1.3.2. Définition d'un BRF.....	7
1.4. Type des fibres	7
1.5. Application des bétons de fibres	9
1.6. Durcissement et localisation des fissures.....	11
1.7. Rôles des fibres	12
1.8. Facteurs influant sur les propriétés du BRF	13
1.8.1. Rapport d'aspect « élancement de la fibre/diamètre de la fibre ».....	13
1.8.2. Dosage et forme des fibres	14
1.8.3. Liaison entre la fibre et la matrice de béton 'Encrage'	16
1.8.4. Orientation des fibres	17
1.8.5. Effet de groupe 'interaction fibre-fibre'.....	19
1.8.6. Ségrégation des fibres.....	19
1.9. Formulation et fabrication de BRF	20
1.9.1. Formulation des BRF	20
1.9.2. Formulation des BAPF	21
1.10. Fabrication : Malaxage	22
1.11. Caractérisation mécaniques des BRF	22
1.11.1. Compression	22
1.11.2. Traction	25
1.12. Conclusion.....	28

Chapitre 2. Etat de l'art sur les poutres en flexion : en BA et en BRF

2.1. Introduction	30
2.2. Comportement globale d'une Poutre en béton armé en flexion	30
2.2.1. Mécanismes de rupture des poutres en BA en flexion.....	31
2.2.1.1. Classification des poutres en fonction de la portée au cisaillement	31
2.2.1.2. Rupture par plastification de l'armature tendue (due à la flexion).....	32
2.2.1.3. Rupture par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue.....	33
2.2.1.4. Rupture due à la contrainte principale oblique	33
2.2.1.5. Rupture due à la compression par cisaillement	34
2.2.1.6. Rupture due à la perte d'adhérence par cisaillement	34
2.2.2. Mécanismes de transfert de l'effort de cisaillement.....	35
2.2.2.1. Effet d'engrènement (aggregate interlock).....	36
2.2.2.2. Effet de goujon (dowel-effect).....	37
2.2.2.3. Importance des armatures de cisaillement et leur rôle.....	37
2.3. Travaux réalisés sur les poutres en BRF en flexion.....	38
2.3.1. Rapport portée de cisaillement / profondeur effective.....	39
2.3.2. Effet des fibres.....	40
2.3.3. Effet des armatures tendues.....	42
2.3.4. Effet des armatures de cisaillement.....	42
2.3.5. Effet du type du béton et la résistance à la compression.....	44
2.4. Conclusion	45

Chapitre 3. Modèles réglementaires et étude analytique des poutres en BRF en flexion

3.1. Introduction.....	48
3.2. Analyse d'une section d'un élément structurel en béton armé soumis à la flexion simple.....	48
3.2.1. Moment fléchissant et effort tranchant	48
3.2.2. Analyse de la section à l'état limite de service ELS.....	49
3.2.2.1. En section non fissurée.....	49
3.2.2.2. En section fissurée.....	51
3.2.2.3. Calcul à la Rupture	52
3.2.2.4. Flèche maximale à mi-travée d'une poutre en flexion à trois points	57
3.3. Comportement à la flexion des poutres en BRF.....	57
3.3.1. Code MC2010	57

3.3.1.1. Résistance en flexion	57
3.3.1.2. Résistance en cisaillement.....	58
3.3.1.2.1. Sans armature longitudinale et sans cadres	59
3.3.1.2.2. Avec armature tendue et sans cadres	59
3.3.1.2.3. Avec armatures longitudinales et transversales	60
3.3.2. RILEM	60
3.3.2.1. Résistance en flexion.....	60
3.3.2.2. Résistance en cisaillement	61
3.3.3. Essai de traction par flexion trois points prisme entaillé	63
3.3.4. Méthodes analytiques pour calculer la résistance au cisaillement des poutres en BRF.....	65
3.3.4.1. Modèles de première approche.....	66
3.3.4.2. Modèles de deuxième approche.....	67
3.4. Conclusion	72

Chapitre 4. Confection des bétons : Protocole expérimental

4.1. Introduction	74
4.2. Procédure expérimentale	74
4.3. Présentation des méthodes de malaxage élaborées	75
4.4. Matériaux	76
4.4.1. Ciment	76
4.4.2. Fillers	77
4.4.3. Granulats	77
4.4.4. L'eau de gâchage	78
4.4.5. Les fibres	78
4.4.5.1. Fibres en polypropylène	79
4.4.5.2. Fibres d'acier	79
4.4.5.3. Sous-produit industriels 'Copeaux d'acier'	80
4.4.6. Super-plastifiant	81
4.5. Mode opératoire	82
4.5.1. Coffrage	82
4.5.2. Mise en place.....	83
4.5.3. Conservation	83
4.6. Essais de caractérisations	84
4.6.1. Etat frais	84
4.6.1.1. Essai d'étalement (Slump flow)	84

4.6.1.2. Temps d'étalement T500	85
4.6.1.3. Essai de V-funnel	85
4.6.1.4. Essai de la boîte en L	86
4.6.1.5. Essai de J-Ring	86
4.6.1.6. Essai stabilité au tamis	88
4.6.2. Etat durci	88
4.6.2.1. Essai de Compression	88
4.6.2.2. Essai de traction	89
4.7. Conclusion.....	89

Chapitre 5. Essai de flexion : Protocole expérimental

5.1. Introduction.....	92
5.2. Description des corps d'épreuve	92
5.2.1. Géométrie des poutres et configuration du ferrailage	92
5.2.2. Coffrage	93
5.2.3. Ferrailage	94
5.2.4. Fabrication des échantillons	96
5.2.5. Dispositif de chargement et instrumentations de l'essai de flexion	98
5.3. Conclusion	101

Chapitre 6. Confection des bétons : Résultats et discussions

6.1. Introduction.....	103
6.2. Etude des mélanges a l'état frais.....	103
6.2.1. Caractérisation des BAP état frais.....	103
6.2.1.1. Essai au Cône d'Abram.....	103
6.2.1.2. Essai de la boîte en L	104
6.2.1.3. Essai V-Funnel	104
6.2.2. Caractérisation des BAPF à l'état frais	105
6.2.2.1. Essai Etalement au Cône d'Abrams	105
6.2.2.2. Boîte en 'L'	107
6.2.2.3. J-Ring	108
6.2.2.4. Evaluation globale des propriétés à l'état frais des mélanges.....	109
6.3. Caractérisation à l'état durci	110
6.3.1. Résistance à la compression	110
6.3.2. Résistance à la traction	111

6.4.	Comportement à la flexion à trois points	113
6.5.	Récapitulation	115
6.6.	Etude des mélanges de BAPF à base de fibres d'acier : Effet de la densité des fibres	116
6.6.1.	Caractérisation des BAPF	116
6.6.1.1.	Etat frais	116
6.6.1.2.	Etat durci	120
6.7.	Conclusion	122

Chapitre 7. Essai de flexion : Résultats et discussions

7.1.	Introduction	125
7.2.	Comportement des poutres à la flexion	125
7.2.1.	Courbes Charge-déflexion pour les poutres contrôle	125
7.2.2.	Poutres en BAPF sans ferrailages	128
7.2.2.1.	Courbes Charge-Flèche	128
7.2.2.2.	Energie Absorbée	130
7.2.2.3.	Processus de rupture	131
7.2.3.	Poutres en BAPF avec armatures longitudinales	133
7.2.3.1.	Courbe Charge-déflexion	133
7.2.3.2.	Ductilité 'Energie absorbée'	136
7.2.3.3.	Processus de rupture et fissuration	138
7.2.3.4.	Etude de la Substitution des armatures de cisaillement par les fibres	140
7.2.4.	Poutres en BAPF avec armatures longitudinales et transversales	142
7.2.4.1.	Courbes Charge-déflexion	142
7.2.4.2.	Energie Absorbée	145
7.2.4.3.	Effet du volume des fibres	147
7.2.4.4.	Processus de rupture et fissuration	149
7.2.4.5.	Fissures on diagonales.....	152
7.2.5.	Calcul selon les modèles règlementaires EUROCODE 2 et ACI 318.....	153
7.2.6.	Calcul Analytique	154
7.3.	Conclusion	156
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....		160

REFERENCES

ANNEXES

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1. Généralité sur les bétons de fibres

Figure 1.1. Bétons à base de fibres naturelles	8
Figure 1.2. Fibres de polypropylène	8
Figure 1.3. Différent types de Fibres d'acier : à crochets, ondulées et Micro-fibres en acier inoxydable	8
Figure 1.4. Façade en béton renforcé de fibres pour le Palais de justice de Meccano à Cordoue.....	9
Figure 1.5. Musée Océanographique à 'Valencia'	10
Figure 1.6. Panneaux préfabriqués en BRF	10
Figure 1.7. Rénovation des poteaux en béton fibré/fibres d'acier	10
Figure 1.8. Tunnel de Barcelone Shepherd	11
Figure 1.9. Processus de fissuration du béton BFUP.....	12
Figure 1.10. Facteurs influant sur le comportement mécanique d'un BRF.....	13
Figure 1.11. Processus de couture : a) Influence des fibres courtes dans le processus de couture des microfissures, b) Influence des fibres longues dans le processus de couture des macrofissures...	14
Figure 1.12. Orientation préférentielle des fibres dans l'épaisseur d'une poutre et initiation de la fissuration, soit par une sollicitation de traction uni-axiale, soit par une sollicitation de flexion.....	18
Figure 1.13. Influence de l'orientation des fibres sur le comportement en flexion	18
Figure 1.14. Ségrégation des fibres, a) Statique, b) Dynamique	20
Figure 1.15. Courbe contrainte-déformation des différents bétons	24
Figure 1.16. Types d'essais de traction pour BRF : a. Essai brésilien, b. Essai de flexion, c. Essai uni axial.....	25
Figure 1.17. Variation de la résistance à la traction par essai de fendage du BAPF (SFSCC) avec différents % de fibre d'acier : 0%, 0.5%, 1% et 1.5%.....	26
Figure 1.18. Courbes contrainte-déplacement des différents types de béton.....	27

Chapitre 2. Poutre en BRF en flexion

Figure 2.1. Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à de la flexion.....	30
Figure 2.2. Portée de cisaillement 'a'	32
Figure 2.3. Schéma d'une poutre en BA endommagée par flexion	33
Figure 2.4. Rupture par compression du béton avec glissement des armatures.....	33
Figure 2.5. Schéma d'une poutre sans renforcement transversal endommagée par la contrainte principale oblique.....	34

Figure 2.6. Schéma d'une poutre en béton armé endommagée par la compression due au cisaillement.....	34
Figure 2.7. Schéma d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement.....	34
Figure 2.8. Localisation des fissures de cisaillement.....	35
Figure 2.9. Fonctionnement d'une poutre rectangulaire sans armatures transversales soumise à l'effort tranchant.....	35
Figure 2.10. Forces internes dans une poutre sans armatures de cisaillement.....	36
Figure 2.11. Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) effet de goujon ou interaction acier-béton.....	37
Figure 2.12. Résultats d'essai de flexion réalisé à l'Université de Michigan.....	40
Figure 2.13. Courbes contrainte équivalente de flexion -déflexion à mi-travée pour les poutres.....	41
Figure 2.14. Résultats d'essai de flexion pour des poutres sans armatures tendues avec un même type de BAP avec des fibres de résistance ordinaire de volume de 0.5% et 1.5% et fibres à haute résistance de volume de 0.5% et 0.75%	42
Figure 2.15. Courbes charge- déflexion des poutres en BAPF avec des armatures de cisaillement..	43
Figure 2.16. Courbes charge- déflexion présentent l'effet de la résistance du béton	44
Figure 2.17. Courbes charge déflexion présentent l'effet du type des bétons.....	45

Chapitre 3. Modèles réglementaires et étude analytique des poutres en BRF en flexion

Figure 3.1. Diagrammes du moment de flexion et de l'effort tranchant d'une poutre soumise à la flexion trois points. $L=l/2$	48
Figure 3.2. Déformation et contraintes dans une section non-fissurée.....	49
Figure 3.3. Homogénéisation de la section totale du béton et de l'acier [91].....	50
Figure 3.4. Déformation et contraintes section fissurée.....	52
Figure 3.5. Analyse d'une section soumise à la flexion: (a) géométrie, (b) distribution des déformations, (c) distribution des contraintes et (d) distribution des efforts normaux [1].....	53
Figure 3.6. Contraintes de conception pour un élément en flexion [MC2010].....	58
Figure 3.7. Flexion trois points sur un prisme entaillé [RILEM ou EN 14651].....	63
Figure 3.8. Courbe force-ouverture de fissure typique d'un essai de flexion 3 points [MC2010].....	63
Figure 3.9. Calcul des contraintes équivalentes f_{eq2} et f_{eq3} [95].....	65

Chapitre 4. Fabrication des bétons : Protocole expérimental

Figure 4.1. Ciments utilisés CPJ-CEM II/A 42.5	76
Figure 4.2. Les fillers utilisés F10.....	77
Figure 4.3. Les granulats utilisés.....	77
Figure 4.4. Courbes granulométriques des granulats utilisés	78
Figure 4.5. Fibres polypropylène GRANIFIBRES	79
Figure 4.6. Fibres d'acier ondulées MEDAFAC	80
Figure 4.7. Sous-produit Copeaux utilisés	80
Figure 4.8. Fluidifiant 'Master-Glenium 26'	81
Figure 4.9. Les éprouvettes utilisées	82
Figure 4.10. Lubrifiant des éprouvettes 10x20 et après leurs remplissage de BAP.....	83
Figure 4.11. Moules couverts par un Film plastique	83
Figure 4.12. Mesure de la galette du BAP	84
Figure 4.13. Cône d'Abrams et Mesure de T500	85
Figure 4.14. Entonnoir (V-Funnel)	85
Figure 4.15. Essai de boîte en L pour le BAP	86
Figure 4.16. Essai de j-ring.....	87
Figure 4.17. Diagramme de la méthode proposée au calcul de la valeur de l'anneau.....	87
Figure 4.18. Essai stabilité au tamis	88
Figure 4.19. Machine de compression (CONTROL)	89
Figure 4.20. Dispositif de flexion pour éprouvettes 7×7×28 cm	89

Chapitre 5. Essai de flexion : Protocole expérimental

Figure 5.1. Géométrie des spécimens testés et détail de ferrailages.....	93
Figure 5.2. Coffrages en bois utilisés à la réalisation des poutres étudiées	93
Figure 5.3. Cages de ferrailage	94
Figure 5.4. Ferrailage longitudinale	95
Figure 5.5. Armatures transversales espacement 200mm	95
Figure 5.6. Pose du ferrailage	96
Figure 5.7. Coulage des poutres en béton ordinaire témoins	96
Figure 5.8. Coulage des poutres en BAP et BAPF	97
Figure 5.9. La conservation des poutres étudiées	97
Figure 5.10. Préparation des poutres étudiées	98
Figure 5.11. Géométrie des poutres et la configuration du test de flexion à trois points.....	98
Figure 5.12. LVDT utilisés dans cette étude de course 50mm	99

Figure 5.13. Dispositif de mesure de l'ouverture des fissures diagonales.....	99
Figure 5.14. Carte d'acquisition de 'MEILHAUS'	100
Figure 5.15. Programme LABVIEW : a. Le bloc du diagramme et b. L'interface graphique du programme.....	100

Chapitre 6. Conception des bétons : Résultats et discussions

Figure 6.1. Effet de la méthode de malaxage sur l'étalement des BAP	104
Figure 6.2. Effet de la méthode de malaxage sur les BAP : Essai de la boîte en 'L'	104
Figure 6.3. Effet de la méthode de malaxage sur les BAP: Essai de V-Funnel	105
Figure 6.4. Etalement des BAPF	106
Figure 6.5. Effet de la méthode de malaxage et des fibres sur l'étalement des BAPF.....	106
Figure 6.6. Effet de la méthode de malaxage et des fibres sur les BAPF : Essais de la boîte en 'L'.....	107
Figure 6.7. Essai de J-Ring réalisée pour le BAPF-FM, BAPF-CP, BAPF-PP.....	108
Figure 6.8. Effet de la méthode de malaxage et des fibres sur les BAPF : Essai de J-Ring.....	108
Figure 6.9. Résultats d'essai de J-ring 'Δh' pour les BAPF : effet de la méthode de malaxage.....	109
Figure 6. 10. Résultats d'essai de compression pour les BAP et BAPF à 7, 14 et 28 jours.....	111
Figure 6. 11. Résultats d'essai de traction par flexion pour les BAP et BAPF à 7, 14 et 28 jours..	112
Figure 6.12. Les échantillons respectivement de : a. BAP, b. BAPF-PP, c. BAPF-CP et d. BAPF-FM après rupture par traction.....	112
Figure 6.13 Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAP.....	114
Figure 6.14. Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAPF-FM.....	114
Figure 6.15 Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAPF-PP.....	114
Figure 6.16 Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAPF-CP.....	115
Figure 6.17. Résultats d'essai de Cône d'Abram pour respectivement : a. BAP, b.BAPF0.9%, et c. BAPF1.2%	117
Figure 6.18. Résultats d'essais de Cône d'Abram	117
Figure 6.19. Résultats d'essai de J-Ring pour respectivement : BAP BAPF 0.3% ET BAPF 0.9%.....	118
Figure 6.20. Résultats d'essais de J-Ring.....	118
Figure 6.21. Résultats d'essai de J-ring 'Δh' pour les BAPF	118
Figure 6.22. Résultats d'essai de « L-box » pour le a. BAP, b. BAPF0.6% et c. BAPF1.2%.....	118
Figure 6.23. Résultats d'essai de la boîte en (L).....	119
Figure 6.24. Résultats d'essai de l'Entonnoir	119
Figure 6.25. Essai de stabilité au tamis « stabilité à la ségrégation ».....	119

Figure 6.26. Résultats d'essai de Compression à 28jours et à 90 jours	121
Figure 6.27. Résultats d'essai de traction par fendage	121
Figure 4.28. Influence du volume des fibres sur le mode de rupture des mélanges étudiés.....	121

Chapitre 7. Essai de flexion : Résultats et discussions

Figure 7.1. Courbes Charge-Flèche pour les poutres en bétons témoins.....	126
Figure 7.2. Courbes Charge-Flèche pour les poutres étudiées (série S1).....	128
Figure 7.3. Energie absorbée dans les poutres étudiées (série S1)	130
Figure 7.4. Energie absorbée maximale par les poutres sans armatures (série S1).....	131
Figure 7.5. Mode de rupture des poutres témoins sans armatures (Série S1).....	132
Figure 7.6. Mode de rupture des poutres sans armatures en BAPF0.3% et BAPF0.6% (Série S1).....	132
Figure 7.7. Mode de rupture des poutres sans armatures en BAPF0.9% et BAPF1.2% (Série S1).....	132
Figure 7.8. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.3% S2	134
Figure 7.9. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.6% S2	135
Figure 7.10. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.9% S2	136
Figure 7.11. Energie absorbée par les poutres en BAPF S2 avec armatures longitudinales	137
Figure 7.12. Energie absorbée maximale par les poutres avec armatures longitudinales.....	138
Figure 7.13. Mode de rupture des poutres témoins avec armatures tendues (Série S2).....	139
Figure 7.14. Mode de rupture des poutres avec armatures tendues en BAPF0.3% (Série S2).....	139
Figure 7.15. Mode de rupture des poutres avec armatures tendues en BAPF0.6% (Série S2).....	139
Figure 7.16. Mode de rupture des poutres avec armatures tendues en BAPF0.9% (Série S2).....	139
Figures 7.17. Courbes charge-flèche des poutres : BAPF0.3 S2, BAPF0.6 S2, BAPF0.9 S2, BO S3 et BAP S3.....	141
Figure 7.18. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.3% S3.....	143
Figure 7.19. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.6% S3.....	144
Figure 7.20. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.9% S3.....	144
Figure 7.21. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF1.2% S3	145

Figure 7.22. Energie absorbée dans les poutres BAPF S3 avec des armatures transversales (série S3).....	146
Figure 7.23. Energie absorbée maximale par les poutres avec armatures transversales.....	147
Figure 7.24. Effet du volume des fibres sur des poutres avec armatures transversales	148
Figure 7.25. Mode de rupture et fissuration des poutres contrôle BO S3 avec armatures transversales.....	149
Figure 7.26. Mode de rupture de la poutre contrôle BAP S3 avec armatures transversales.....	149
Figure 7.27. Mode de rupture des poutres BAPF 0.3 S3 avec armatures de cisaillement.....	150
Figure 7.28. Mode de rupture des poutres BAPF 0.6 S3 avec armatures de cisaillement.....	150
Figure 7.29. Mode de rupture la poutre BAPF 0.9 S3 avec armatures de cisaillement.....	150
Figure 7.30. Mode de rupture la poutre BAPF 1.2 S3 avec armatures de cisaillement.....	150
Figure 7.31. Fissure diagonale pour les poutres avec armatures transversales	152
Figure 7.32. Calcul de la charge de rupture selon les codes 'l'EUROCODE et ACI 318.....	154

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1. Généralité sur les bétons de fibres

Tableau 1.1. Type de fibres	7
Tableau 1.2. Principales caractéristiques physiques et mécaniques des fibres les plus utilisées.....	9

Chapitre 2. Etat de l'art sur les poutres en flexion : en BA et en BRF

Tableau 2.1. Classification et modes de rupture des poutres en BA fonction de 'a/d'	32
Tableau 2.2. Travaux réalisées pour des poutres en BRF soumise à la flexion.....	38

Chapitre 3. Modèles réglementaires et étude analytique des poutres en BRF en flexion

Tableau 3.1. Mesures nécessaires pour définir la position de l'axe neutre.....	50
--	----

Chapitre 4. Conception des bétons : Protocole expérimentale

Tableau 4.1. Composition chimique de l'eau.....	78
Tableau 4.2. Caractéristiques Générales des fibres de Granifibres.....	79
Tableau 4.3. Caractéristiques géométriques et Composition chimique des fibres d'acier MEDAFAC.....	80
Tableau 4.4. Caractéristiques géométrique des sous-produits copeaux d'acier	81
Tableau 4.5. Caractéristiques du fluidifiant.....	82

Chapitre 5. Essai de flexion : Protocole expérimental

Tableau 5.1. Détails géométriques des poutres.....	93
Tableau 5.2. Caractéristiques des armatures utilisées (fournies par le fabricant).....	96

Chapitre 6. Conception des bétons : Résultats et discussions

Tableau 6.1. Résultats de l'état frais de BAP.....	103
Tableau 6.2. Effet de la méthode de malaxage 'Essais d'Etalement pour BAPF'	106
Tableau 6.3. Effet de la méthode de malaxage 'Résultats de la boîte en L'	107
Tableau 6.4. Effet de la méthode de malaxage sur les BAPF 'Essai de J-Ring'	108
Tableau 6.5. Effet de la méthode de malaxage sur les BAPF 'Résultats d'essai de J-Ring $\Delta h'$	109
Tableau 6.6. Résistances mécaniques à la compression des BAP et BAPF.....	110
Tableau 6.7. Résistances mécaniques à la traction des BAP et BAPF.....	111
Tableau 6.8. Charge de rupture et l'ouverture maximale de la fissure	113
Tableau 6.9. Compositions pour 1m^3 des mélanges étudiés.....	116
Tableau 6.10. Résultats d'essais de caractérisation des mélanges à l'état frais	117

Chapitre 7. Essai de flexion : Résultats et discussions

Tableau 7.1. Résultats d'essai de flexion pour les poutres témoins	126
Tableau 7.2. Résultats d'essai de flexion pour les poutres étudiées (Série S1).....	128
Tableau 7.3. Charge de fissuration des poutres sans armatures étudiées (Série S1).....	130
Tableau 7.4. Résultats d'essai de flexion pour les poutres en BAPF avec armatures longitudinales (Série S2)	133
Tableau 7.5. Mode de rupture et fissuration des poutres avec armatures longitudinales.....	140

Tableau 7.6. Comparaison des résultats d'essai de flexion des poutres en BAPF (Série S2) avec les poutres en bétons témoins contiennent des armatures tendues et des cadres.....	141
Tableau 7.7. Résultats d'essai de flexion pour les poutres en BAPF S3 avec armatures transversales.....	142
Tableau 7.8. Mode de rupture et fissuration des poutres avec armatures transversales	151
Tableau 7.9. Etude théorique suivant (ACI 318).....	153
Tableau 7.10. Etude théorique suivant l'EUROCODE 2 [EN 1992-1-1 2004].....	153
Tableau 7.11. Résultats du calcul analytique.....	157

LISTE D'ABREVIATION

BO : Béton ordinaire

BAP : Béton autoplaçant

BHP : Béton à haute performance

BAPF : Béton autoplaçant à base de fibres

BRF : Béton à base de fibres

BFM : Béton à base de fibres métallique

NC: Normal concrete

SCC: Self-compacting concrete

SFSCC: Steel fiber Self-compacting concrete

ε : Déformation

σ : Contrainte

δ : Flèche à mi- travée

F : Charge appliquée

h : Hauteur de la poutre

M : Moment fléchissant

V : Effort tranchant

V_f : Volume de fibres

V_{sf} : Résistance au cisaillement contribué par les fibres

CMOD : Ouverture de fissure à mi- travée

δ : Déplacement vertical à mi- travée

f_c' : Résistance à la compression du béton

f_t : Résistance à la traction du béton

a : Portée de cisaillement ;

b : Largeur de la poutre ;

d : Profondeur effective de la poutre

ρ_s (ρ_l) : Taux des armatures longitudinales

ρ_t : Taux des armatures transversales

F : Facteur de fibre

df : Facteur de liaison qui dépend de la forme des fibres

ω : Facteur de renforcement

ψ : Facteur d'échelle (de taille)

d_a : Diamètre des gros granulats

τ : Contrainte moyenne de l'interaction matrice-fibre

(Lf/Df) : Rapport d'aspect

Lf : Longueur de la fibre

Df : Diamètre de la fibre

INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation du béton comme matériau de construction est une pratique connue depuis fort longtemps, ce mélange de ciment, de granulats et d'eau est devenu incontournable dans le domaine du génie-civil, il est à l'heure actuelle le composite le plus utilisé, ceci est suite à ses qualités mécaniques, il est capable de supporter des contraintes de compression importantes (jusqu'à 100Mpa), ainsi que son aspect économique « son coût relativement bas ». Il doit alors obéir à des exigences plus sévères en matière d'ouvrabilité, de durabilité et de formes. Cependant, ce matériau possède un caractère fragile, et sa résistance aux efforts de traction est très faible. C'est pour pallier cette insuffisance que sont nées de nombreuses innovations qui ont révolutionné les constructions en béton, l'histoire de l'utilisation de cette matière est marquée par une succession d'inventions et de brevets.

Des nouvelles techniques comme aussi des nouveaux matériaux sont proposés par maints chercheurs, pour lui conférer les propriétés ductiles souhaitées et améliorer ces performances intrinsèques, et par conséquent remédier son caractère fragile, et contrôler complètement ou au moins partiellement la fissuration, et améliorer aussi sa résistance à la traction. Parmi ces solutions les concepteurs tentent à renforcer les structures avec des barres d'acier. Cependant, et afin de répondre aux différentes exigences dues aux forces architecturales assez osées, qui induisent des sollicitations structurels complexes, et entraînant ainsi des sections avec des densités de ferrailage assez importantes, ces raisons, ont conduit à l'étude d'autres alternatives. A ce jour, le renforcement du matériau béton avec une multitude de types de fibres discontinus, de nature et de géométries variables, apparaît comme une solution efficace pour améliorer ses propriétés générales sous diverses sollicitations.

L'intérêt des bétons de fibres réside dans leurs performances mécaniques intéressantes comparativement au béton ordinaire. Les fibres dans le béton permettent d'améliorer la résistance à la flexion, et la ductilité. Elles ont pour rôle principal de maîtriser la fissuration et de reprendre les efforts au droit des fissures éventuelles. Elles ne sont utiles que si le béton est soumis à des tractions supérieures à sa propre résistance. Si des fissures apparaissent dans le béton, les fibres permettront de transmettre les efforts à travers les fissures, le béton présentera alors des qualités très intéressantes qui pourront s'adapter aux différents ouvrages. Il faut également savoir que le béton à base de fibres présente un avantage économique et écologique, puisqu'il permet, sur des grands projets architecturaux, d'économiser beaucoup d'acier. Les fibres permettent aussi d'offrir au concepteur une plus grande liberté architecturale. En revanche, le BRF présente certains

inconvenients : L'ajout de fibres dans la matrice cimentaire peut réduire son ouvrabilité, et pose un problème de la mise en œuvre, ce qui induit à limiter la densité des fibres à utiliser.

Associés à cela, les progrès actuels ont permis l'émergence de bétons spéciaux, qui fait augmenter sa cote auprès des concepteurs. Ces nouveaux matériaux doivent répondre aux problèmes posés, nous citons alors le Béton Autoplaçant à base de Fibres 'BAPF', ce béton collectant les qualités des bétons autoplaçants et des bétons de fibres, cette association pourrait être considérée comme une combinaison judicieuse, puisque ce composite offre l'avantage de limiter le problème de maniabilité due à la friction entre les fibres et agrégats, en gardant toujours les performances désirées, ce qui rend le BAPF très viable, et peut aussi permettre une teneur plus élevée en fibres nécessaires pour des applications structurales.

Cependant ces composites connaissent à ce jour, peu d'applications structurelles. Cet état de fait, est en grande partie, imputable au manque d'informations concernant leurs propriétés mécaniques, tel que leur comportement à la flexion rarement étudié [1] [2] [3] [4], l'application du BAPF à des structures réelles a été obstruée jusqu'à aujourd'hui, une des raisons provient des informations limitées sur ses comportements flexionnels. Ce nouveau matériau soit sur le plan confection doit être étudié, ainsi que sa caractérisation structurelle doit être connue (son comportement à la flexion, en compression, et en traction...etc.), notre étude s'inscrit dans ce contexte. Cette enquête a été réalisée alors, dans le souci d'apporter une contribution à l'étude du comportement flexionnel des BAPF, et dans l'optique d'améliorer l'étendue des connaissances sur le comportement mécanique des éléments structurelles en BAPF. Ce travail s'articule en sept chapitres avec une introduction générale, une conclusion générale et des perspectives.

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique sur les bétons de fibres BRF, notamment aussi les bétons autoplaçants renforcés de fibres BAPF, les propriétés physiques et mécaniques majeures reliées à l'utilisation de fibres, ainsi qu'une revue des travaux de recherche réalisés par quelques auteurs. Suivie par le deuxième chapitre qui présente un état de l'art sur le comportement des poutres en béton à base de fibres soumises à la flexion, des travaux réalisés dans ce sujet ainsi que les résultats obtenus. Le troisième chapitre est réalisé en désirant permettre une meilleure compréhension de ce qui existe dans la littérature comme modèles réglementaires et approches analytiques concernant une poutre en BRF en flexion, mais tout d'abord on a jugé nécessaire de présenter l'analyse d'une poutre en béton ordinaire armé soumise à la flexion.

Un quatrième chapitre consacré à étudier la meilleure méthode de fabrication des BAP en question. Afin d'optimiser les mélanges à utiliser et leur technique de réalisation, on a commencé tout d'abord par le choix de la méthode de malaxage, et le type de fibres les plus influentes sur

l'amélioration des caractéristiques des bétons étudiés. A cet état de fait, on a sélectionné de la littérature des méthodes de malaxage différentes les unes des autres, et procédé à la conception des mélanges de BAP renforcés avec différents types de fibres : fibres d'acier ondulées, fibres de polypropylène et des sous-produits copeaux métalliques, de volume fixe de 0.25%. Par la suite, nous avons approfondi nos études préliminaires en variant la densité des fibres choisies. Tous les mélanges ont été caractérisés à l'état frais et à l'état durci. On a décrit dans le cinquième chapitre les détails de dimensions, du ferrailage et du coffrage des poutres, ainsi que le procédé de fabrication des poutres et les instrumentations utilisés lors des essais.

Les résultats de la caractérisation des BAP conventionnels et des BAPF renforcés avec fibres d'acier ondulées, fibres de polypropylène, et des copeaux, préparés avec les trois méthodes de malaxage sont présentés dans le sixième chapitre. Au sein du septième chapitre, on présente les résultats d'essai de flexion réalisé pour des poutres en béton autoplaçant à base de fibres, comparés à ceux en BAP et en BO. Dans cette étude tous les spécimens ont une géométrie identique de section rectangulaire de 10x20x120cm. Le choix s'est limité à l'analyse de l'effet du volume fibreux, et la combinaison des fibres avec les armatures longitudinales ou les armatures transversales sur le comportement des poutres soumises à la flexion trois points.

Ce travail est clôturé par une conclusion générale présentant les principaux résultats obtenus ainsi que les perspectives des travaux futurs.



Généralité sur les BRF

1

1.1. Introduction

L'utilisation de fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles, tel que le béton traditionnel n'est pas un concept nouveau; plus tôt il est connu depuis fort longtemps. L'intérêt des bétons de fibres réside dans leurs performances mécaniques intéressantes comparativement au béton ordinaire.

Dans ce chapitre, on présente une synthèse bibliographique sur les bétons renforcés de fibres (BRF), notamment aussi les bétons autoplacants renforcés de fibres (BAPF), les propriétés physiques et mécaniques majeures reliées à l'utilisation de fibres, ainsi qu'une revue des travaux de recherche réalisés par quelques auteurs.

1.2. Historique sur les bétons de fibres

L'utilisation des fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles n'est pas un concept nouveau; plutôt il est connu depuis fort longtemps. Les Égyptiens ont utilisé la brique préparée au moyen d'argile pétrie avec de la menue paille, afin d'assurer la résistance et la longue durée de leurs constructions. Une certitude aussi de l'utilisation des fibres d'amiante dans le renforcement des poteries en argile en Finlande, il y a de cela 5000 ans [5].

D'autres chercheurs [6,7], ont indiqué que les pailles ont été utilisées pour renforcer les briques, tandis que les poils d'animaux et les fibres d'amiante ont été introduits pour renforcer le plâtre et la pâte de ciment Portland. On peut noter aussi la réalisation au milieu du XVème siècle d'alliages métalliques avec des fibres de carbone [6].

M. Braun et al. [8], ont rapporté que la paille a été rajoutée dans des matériaux de construction tels que le mortier et le plâtre...etc.

Joseph Lambot [9] en 1847, suggère l'ajout de fils continus ou ce qui est connu à l'heure actuelle par 'les treillis métalliques' pour créer un nouveau composite qui peut être, à son avis, une solution face aux problèmes de fissuration des bétons. Ces développements sont à l'origine de la technologie actuelle du béton armé. Ce concept conduit toutefois à un matériau anisotrope dans lequel les armatures continues qui ne travaillent que dans une direction privilégiée, et sont relativement inefficaces face aux fissures microstructurales.

Vingt-sept ans plus tard, l'américain *A. Bernard* [6] est parvenu en Californie (U.S.A), à créer un mélange de béton composé de granulats en fer recuit. Après, *Lhatshelsen* 1899 a mis au point, un processus de fabrication d'éléments composites à base de ciment et d'amiante. Et pour la

première fois, en 1910, Porter a suggéré l'utilisation de fibres métalliques dans le béton afin d'améliorer ces performances mécaniques [10]. Porter a mené une série d'essais, avant de conclure que la présence des fibres courtes dans le béton augmente sa résistance à l'écrasement et à la traction [11]. Par la suite une série de brevets ont été établis.

Cependant, le béton à base de fibres métalliques (BFM), n'a vu le jour en tant que matériau dans les applications industrielles, qu'au début des années 60 aux États-Unis, suite aux travaux de *Romualdi et Baston 1963 [12]*, qui ont conduit ainsi au dépôt d'un brevet. Il était produit en utilisant du ciment hydraulique classique, des granulats (sable et gravier), de l'eau et des fibres. Par la suite, et grâce à ces chercheurs et d'autres tels que Mandel, les bétons de fibres ont connu un réel développement, les chercheurs sont arrivés à surligner les propriétés nouvelles de ce composite. Ils ont décrit les mécanismes de propagation et d'arrêt d'une fissure au sein d'une matrice fragile. Ces travaux, peuvent être qualifiés comme des essais pilotes en déformation.

La fin des années soixante a connu la participation d'un grand nombre de chercheurs afin d'orienter les axes de recherche vers l'application, avec toute la fiabilité du béton de fibres dans les domaines de construction. Les travaux se multiplient et une multitude de types de fibres a été introduite dans le commerce comme étant de nouvelles applications. Le plus grand progrès dans ce domaine a commencé dans les années soixante-dix avec l'incorporation des fibres d'acier dans l'industrie réfractaire.

A partir de l'année 1970, il y a eu une sorte d'éveil de la technologie dans le secteur des BRF. L'amélioration de certaines propriétés spécifiques des bétons à base de fibres a permis leur intégration de façon permanente dans des applications industrielles. Aujourd'hui, avec le développement des moyens expérimentaux, l'utilisation de ce type de matériaux s'est orientée vers les structures présentant des phénomènes de fissuration.

Le premier article dans ce concept peut être attribué à *Lankard et Sheets [13]*. Dans ce travail, les auteurs confirment que l'ajout de 1% à 2% de fibres au béton réfractaire donne une amélioration significative à sa résistance, sa ténacité et sa durabilité.

A ce jour, l'utilisation des fibres dans le béton est devenue de plus en plus une pratique courante, dans la réhabilitation de structures et ces applications sont de plus en plus développées. Cependant, un problème de la maniabilité et de la stabilité du BRF a été posé, un superplastifiant peut également être ajouté dans le mélange afin de faire face à ce problème. En revanche ce béton n'est pas considéré comme un substitut du béton traditionnel, mais comme un matériau de type différent.

1.3. Définition du béton de fibres BRF

1.3.1. Définition des fibres

Une fibre désigne un matériau représenté en un élément unitaire, indivisible dont la longueur est grande devant les autres dimensions [14]. Elles sont définies aussi comme des éléments discontinus, de nature variable, des formes sensiblement cylindriques, d'un diamètre et longueur variable. Elles sont réparties dans la matrice soit d'une façon aléatoire ou orientation préférentielle.

Généralement les fibres sont utilisées pour définir le constituant élémentaire des structures textiles. Par ailleurs, on distingue la fibre de longueur réduite ou fibre courte de 0.5 à 15mm, et la fibre de grande longueur de 15 à 60mm, ou filament continu [15] [55].

Il est important de définir les fibres également par rapport à leur rigidité. En effet, selon ce critère, elles perturberont plus ou moins le squelette granulaire du matériau et donc sa rhéologie à l'état frais et ses caractéristiques à l'état durci [14].

1.3.2. Définition d'un BRF

C'est un solide polyphasé dans lequel on a incorporé une armature par inclusion directe de fibres isolées au moment du gâchage ou de la projection. Un matériau composite dont les propriétés mécaniques résultent de la combinaison des propriétés du béton et des fibres. Il est constitué de trois phases : la matrice, les fibres de renfort et les zones de transition interface 'fibre-matrice'.

1.4. Type des fibres

La diversité des composites BRF est essentiellement due à la variabilité du renfort fibreux, qui peut être différenciée selon son aspect géométrique : fibres courtes, longues, droites, ondulées...etc., la nature du matériau constitutif : fibres polymériques, naturelles, métalliques, synthétiques et de verre...etc., la dimension des fibres : macro ou micro – fibres et aussi par leurs propriétés mécaniques. Les différents types de fibres et leurs principales caractéristiques sont présentés respectivement sur le tableau 1.1 et le tableau 1.2, ainsi que les figures '1.1-1.3'.

Tableau 1.1.Type de fibres [15].

Fibres naturelles		Fibres artificielles	
Végétales	Animales	Minérales	Synthétique
Lin	Poil	Laitiers	Polypropylène
Chanvre	Laine	Carbone	Polyamides
Celluloses	Soie	Métaux 'acier, fonte'	polyesters
Sisal		Verres spéciaux	
Coir		Amiante	



a. Béton à fibre de fibre de lin

b. Béton à base de fibre de chanvre

Figure 1.1. Bétons à base de fibres naturelles



Figure1.2. Fibres de polypropylène



Figure 1.3. Différents types de Fibres d'acier : à crochets, ondulées et Microfibres en acier inoxydable.

Tableau 1.2. Principales caractéristiques physiques et mécaniques des fibres les plus utilisées [16].

Fibre	Diamètre (µm)	Densité	Allongement de rupture (%)	Module d'élasticité, (GPa)	Résistance en traction, (GPa)
Acier	5-500	2.8	3-4	200	1-3
Verre	9-15	2.6	2-3.5	80	2-3
Carbone	7.5	1.7-2.0	0.5-1.0	300-400	2-3
Polypropylène	7.5	0.9	20.0	5	0.5

Le choix des fibres se base sur l'effet souhaité de leur utilisation, selon l'aspect technique et économique. Dans cette présente étude on se limitera à analyser l'apport des fibres d'acier ondulées MADAFAC fournies par GRANITEX, en raison de leurs caractéristiques physiques et mécaniques, ainsi que de leur disponibilité et leur prix convenable.

1.5. Application des bétons de fibres

Actuellement le BRF est un composite qui est indispensable dans le progrès des constructions à travers le monde. La consommation mondiale annuelle actuelle de fibres utilisées dans le béton est égale à 300.000 tonnes [17] [18] et augmente chaque année de 20% [18]. La fibre d'acier reste la fibre la plus utilisée de toutes (50 % du tonnage total utilisé) suivie par le polypropylène (20 %), la fibre de verre (5 %) et les autres fibres (25 %) [19]. Le béton de fibres d'acier BFM est utilisé généralement dans des pièces minces telles que le revêtement, les panneaux, canalisations, tunnels et les dallages industriels, les talus[21].Les fibres sont aussi employées pour supporter d'autres éléments structuraux tels que le béton armé et précontraint et les structures en acier [21].Quelques applications du BRF sont présentées sur les figures '1.4-1.9'.

Signé Meccano, le Palais de Justice de Cordoue en Espagne a l'avantage d'être un grand volume sculpté, dont les façades en panneaux préfabriqués en béton renforcé de fibres de verre, sont ornées de motifs géométriques de style mauresque très présents dans l'architecture historique de la ville. [22]



Figure1.4. Façade en béton renforcé de fibres verre pour le Palais de justice de Meccano à Cordoue [22]

L'aquarium de la cité des arts et des Sciences de Valence est l'œuvre posthume de l'architecte Felix Candela, décédé en 1997. Né à Madrid en 1910. Ce grand complexe présente divers bâtiments d'avant-garde parmi les plus fascinants du monde, accueille des expositions de sciences et d'art et permet aussi de découvrir tous les génies de l'architecte Santiago Calatrava [23], ainsi que les ingénieurs Alberto Domingo et Carlos Lázaro.



Figure1.5. Musée Océanographique à « Valencia » [23]

Ce fameux bâtiment 'Musée Océanographique (figure 1.5)' est un océanarium représentant les pétales d'un nénuphar géant. C'est l'aquarium le plus grand d'Europe avec 110 000 m² et 42 millions de litres d'eau. Autour d'un grand lac, 10 pavillons, de différentes formes et structures, sont dédiés chacun à la vie maritime des différentes zones climatiques de la planète.

Au cœur du Var, l'architecte Rudy Ricciotti a dessiné pour l'armateur d'Art Enrico Navarra une galerie d'exposition privée. La toiture de cette villa conçue par la société LR Ingénierie, se compose de 17 panneaux en BRF de 9.25mx2.35m chacun et en porte-à-faux sur une longueur de 7.8m [24].



Figure1.6. Panneaux préfabriqués en BRF [25]

La rénovation de la piscine d'Amiens a permis la consolidation des poteaux porteurs en acier de la verrière en les renforçant par un BRF. Afin de faire face à l'action du chlore de l'eau de la piscine. Le béton de fibres métalliques et en fait un matériau de choix pour la réfraction des poteaux de cette piscine, car la diffusion des ions chlorés est 100 fois plus lente dans ce type de mélanges [24].



Figure1.7. Rénovation des poteaux en béton fibré/fibres d'acier [24]

Des panneaux préfabriqués ont été utilisés dans la construction du tunnel de la ligne de métro reliant l'aéroport à l'ouest à Santa- Coloma de Gramanet à l'est de Barcelone Espagne, qui est considérée la plus longue ligne d'Europe. Chaque panneau a une forme d'un arc de 48° d'une longueur de 4,56m, plus une clé de voûte de 24°, une longueur utile de 1,80m et une épaisseur de 350mm. Après des études et pour des raisons d'économie et de bonne conception des panneaux dans l'optique de fournir la résistance structurelle requise, une combinaison optimisée de 25% de fibres d'acier Wirand ©FF1, et de 54 kg/m³ de barres d'armature en acier au lieu de 120 kg/m³ envisagés dans la conception originale ont été retenues [26] .



Figure 1.8. Tunnel de Barcelone Shepherd's [26]

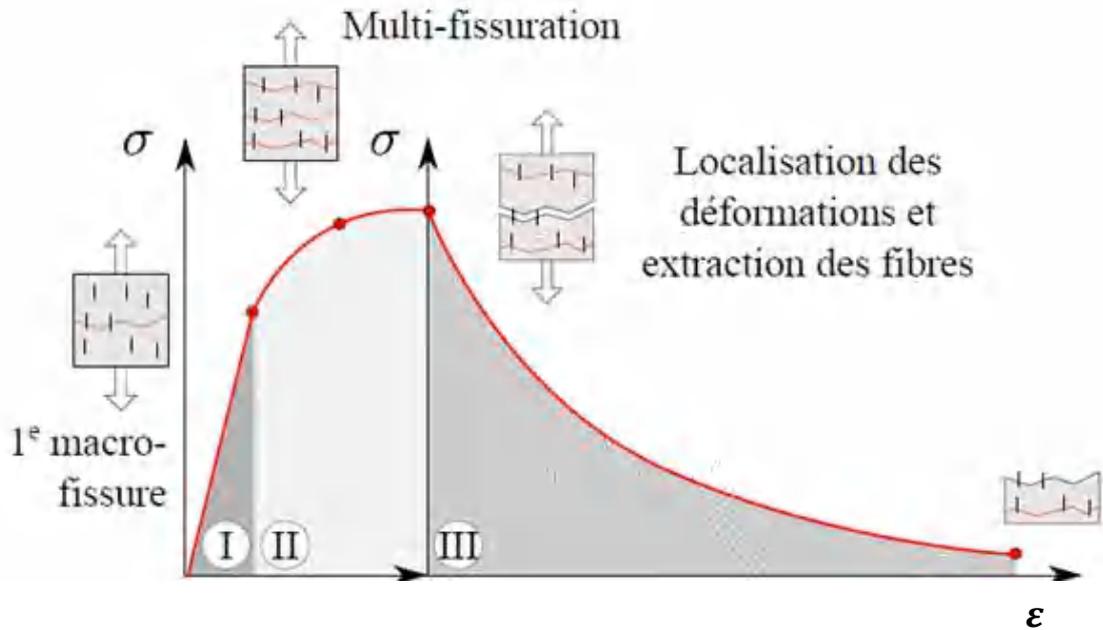
1.6. Durcissement et localisation des fissures

La fissuration d'un échantillon en BRF soumis à un effort de traction passe par trois phases, on peut les distinguer sur les courbes Contrainte- Déformation (Figure 1.9 [27] [28]).

La première phase 'domaine élastique' : Dans les zones de moindre résistance mécanique comme l'interface entre les granulats et la matrice, on distingue habituellement la naissance de microfissures qui se développent très tôt, de longueur de l'ordre du diamètre des granulats, et leur largeur de l'ordre du micron. Au cours de cette phase, il est conseillé d'utiliser des microfibrilles pour retarder l'apparition des macrofissures. Elle prend fin lorsque la première macro-fissure est formée.

La deuxième phase 'domaine écrouissant': Caractérisée par la formation de multi - fissuration, la coalescence des microfissures conduit au développement de nouvelles micro et des macrofissures. Le comportement est désormais non linéaire.

La troisième phase 'domaine adoucissant' : A ce stade, on distingue la propagation de la macrofissure, et la séparation de l'éprouvette en deux blocs qui résulte de la ruine de cette dernière.



1.7. Rôles des fibres

Au début, les chercheurs ont essayé, par l'addition de fibres, d'améliorer les caractéristiques fragiles du béton comme la résistance à traction et la résistance à la flexion. Mais il était retenu que le rôle primordial des fibres est de mieux contrôler la fissuration du béton à l'état de service, en limitant l'ouverture des fissures et de transformer le comportement fragile du béton en un comportement ductile [29].

Les fibres d'acier peuvent même dans certaines applications remplacer les armatures passives.

Selon les fibres utilisées et les ouvrages auxquels elles sont incorporées ce rôle se traduit par des améliorations relatives vis-à-vis :

- ◆ Cohésion du béton frais
- ◆ Déformabilité avant rupture
- ◆ Résistance à la traction par flexion
- ◆ Ductilité et la résistance post fissuration
- ◆ Résistance aux chocs
- ◆ Résistance à la fatigue
- ◆ Résistance à l'usure
- ◆ Résistance mécanique du béton aux jeunes âges

- ◆ Réduction des conséquences du retrait par effet de couture des microfissures
- ◆ Tenue au feu
- ◆ Résistance à l'abrasion

Il est extrêmement difficile de généraliser l'apport exact des fibres par rapport à un béton ordinaire vu le nombre de paramètres considérable influant sur son comportement 'Figure 1.10'.



Figure 1.10. Facteurs influant sur le comportement mécanique d'un BRF.

1.8. Facteurs influant sur les propriétés du BRF

Le comportement d'une fibre est indissociable de la pâte de ciment. Il est donc important de raisonner en termes de couple fibre-matrice [30]. Les propriétés mécaniques des BRF sont alors influencées par un certain nombre de paramètres, liés aux caractéristiques géométriques et physiques de la fibre et à la matrice de béton, notamment [10]:

- ◆ Rapport d'aspect de la fibre;
- ◆ Dosage et forme des fibres;
- ◆ Liaison entre la fibre et la matrice de béton;
- ◆ Facteur d'orientation.

1.8.1. Rapport d'aspect « élancement de la fibre/diamètre de la fibre »

L'ajout de fibres dans un béton à l'état frais nécessite de nombreuses précautions, pour éviter la formation de pelotes. Plus la quantité de fibres et leur élancement sont importants, plus l'ouvrabilité du mélange sera affectée.

Il convient de noter qu'avec un rapport d'aspect plus élevé, les fibres d'acier sont difficiles à disperser uniformément pendant le mélange, et donc l'utilisation d'un rapport d'aspect élevé a un effet négatif sur les propriétés à l'état frais et à la manipulation du BRF [10] [30]. Il est donc important d'utiliser des fibres de dimensions optimales et d'ajuster la composition de la matrice afin de permettre au béton de conserver une maniabilité suffisante.

Cependant, les recherches ont montré que l'augmentation du rapport d'aspect améliore les propriétés mécaniques de la matrice BRF en traction, en compression et à la flexion [20] [31] [32]. L'hypothèse la plus plausible pour expliquer cette amélioration, est qu'un rapport d'aspect plus élevé conduit à une surface de contact plus grande entre les fibres et la matrice et, par conséquent, la contrainte dans le béton à base de fibre peut s'élever à des niveaux plus élevés [10] [20].

Une fois que la capacité de traction du composite est atteinte et que la coalescence et la conversion des microfissures en macrofissures se sont produit 'Figure 1.11', les fibres, en fonction de leur longueur et de leurs caractéristiques de liaison, continuent de restreindre l'ouverture et la croissance des fissures en comblant efficacement les macrofissures [31].

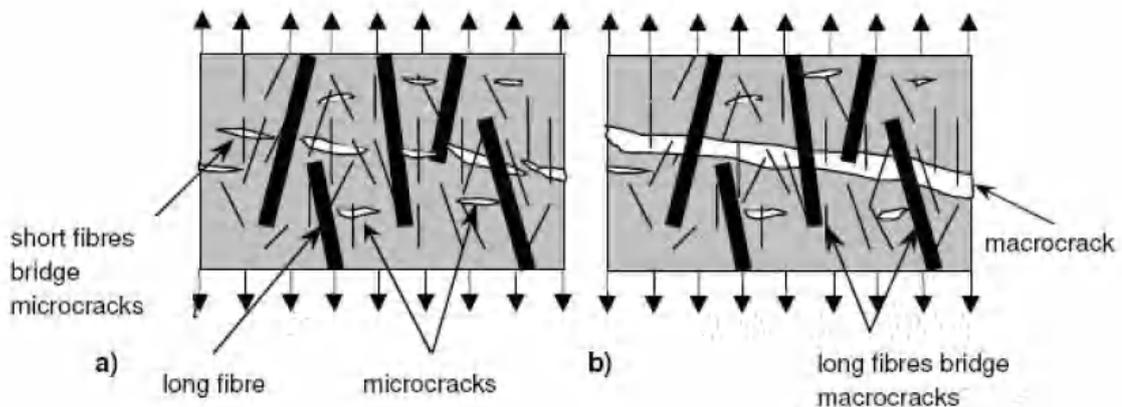


Figure 1.11. Processus de couture : a) Influence des fibres courtes dans le processus de couture des microfissures, b) Influence des fibres longues dans le processus de couture des macrofissures [33].

1.8.2. Dosage et forme des fibres

Plusieurs travaux ont été réalisés afin d'étudier l'effet de volume de fibres sur l'ouvrabilité et les caractéristiques durcies des bétons traditionnels et notamment des BAP. La majorité des chercheurs ont constaté une diminution de l'ouvrabilité, en parallèle avec l'augmentation de la densité des fibres, par contre cette diminution est moins prononcée dans le cas des bétons autoplaçants [3] [30] [31] [34] [35] [36], à cause du volume de fine important dans les mélanges de BAP, et l'utilisation des super plastifiants. Ils ont distingué aussi que l'augmentation du volume

fibreuse dans la matrice cimentaire mène à une amélioration des caractéristiques mécaniques, précisément lorsque le mélange est autoplaçant [3] [30] [31] [34] [35] [36].

Khayat et al.2000 [37] ont noté une amélioration de la résistance à la flexion de prismes 100×100×350 mm des BAPF par rapport au béton conventionnel.

Boulekbache 2012 et al.[32], ont étudié l'effet du volume de fibres de '0.5% et 1%' fonction de l'élanement de la fibre de '20 à 60' sur les différents type de béton 'BO, BAP et un BHP'. Ils ont constaté que la résistance ultime est considérablement influencée par le volume de fibre, doubler le dosage en fibres, n'a pas signifié systématiquement un gain de même grandeur. Cette constatation est expliquée par l'effet de groupe conduisant à une contribution solidaire de plusieurs fibres. Les auteurs ont aussi distingué qu'une augmentation du dosage en fibres a amélioré la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie. Un dosage élevé résulte en une grande capacité de reprise de la charge appliquée, une résistance à la traction beaucoup plus élevée pour de grandes flèches. Cependant les meilleurs résultats ont été enregistrés dans les cas de BAP et BHP.

Les travaux *d'Ahmed F. M. Salih et al [38]*, basés sur l'étude de l'effet de différentes nature et dosage de fibres, sur les caractéristiques du béton, les auteurs ont constaté que l'ajout de fibres a généralement diminué les résultats d'ouvrabilité. Les fibres ont considérablement diminué la résistance à la compression, mais avec l'addition des cendres volantes et la fumée de silice, la résistance des BAPF étudiés a augmentée en fonction de l'évolution du temps. Les valeurs de porosité augmentent avec l'augmentation de la teneur en fibres pour tous les mélanges. Tandis que dans les BAPF préparés avec la fumée de silice et les cendres volantes, la finesse des particules de ces derniers ont permis de mieux remplir les vides microscopiques entre la pâte et l'agrégat par rapport aux particules de ciment, par conséquent la maniabilité et la résistance à la compression des BAPF ont nettement été améliorées.

La valeur minimale absolue de la quantité des fibres est généralement supposée être de 20 à 25 kg/m³ (0.25%-0.3%), *Hendericket Supply 2000 [39]* lors de leurs essais sur des éprouvettes avec une densité de fibres seulement de 20 kg/m³, ont constaté que parfois une défaillance soudaine se produisait juste après la fissuration. Ils ont indiqué que si une faible densité des fibres est utilisée, le risque de sections sous-renforcées est très élevé.

Une valeur maximale du volume des fibres est donnée par les exigences de faisabilité et rarement des doses de 70 à 80 kg/m³ (0.8%-1%) sont utilisées. *Minelli et AL., 2005 [40]*, ont conclu qu'en tant que tel, il existe un compromis entre des propriétés mécaniques améliorées et une

réduction de la facilité de la mise en place du béton. Pour cette raison, la plupart des mélanges discutés dans la littérature utilisent des fibres avec des proportions de 80 kg/m³ ou moins.

1.8.3. Liaison entre la fibre et la matrice de béton ‘Ancrage’

Selon Casanova 1996 [41], il est inséparable de toujours raisonner en terme d'interface fibre-matrice dans l'identification du comportement d'un BRF, à vrais-dire le fonctionnement d'une fibre dans une matrice cimentaire est lié à sa mobilité à limiter très tôt la propagation d'une microfissure, et celui-ci n'est atteint que lorsque le couple fibre - matrice est optimal. L'ancrage de la fibre dépend de l'adhérence acier-béton, de l'énergie dissipée lors de son arrachement et de la loi de glissement à l'interface fibre-matrice.

L'ancrage d'une fibre doit permettre d'atteindre la contrainte de plastification de la fibre, mais sans aller au collapse afin de conserver de la ductilité. Mais une fois l'ancrage est éliminé, la fibre doit pouvoir engendrer un frottement important permet une dissipation maximum d'énergie par friction. Il faut alors veiller, à la fois, à ne pas utiliser une matrice trop peu résistante, qui ne peut permettre un bon ancrage, ni une matrice trop résistante qui mènerait à la rupture de la fibre par un ancrage trop efficace [41].

D'après *Vikrant 2012 [31]*, une fois que la résistance de traction du composite est atteinte et que la coalescence et la conversion des microfissures en macro - fissures se sont produites, les fibres, en fonction de leur longueur et de leurs caractéristiques de liaison, continuent de restreindre l'ouverture et la croissance des fissures en comblant efficacement les macros -fissures.

Boulekbache et al., 2011 [42] ont distingué que l'ancrage de la fibre à crochets d'adhère dans la masse de la matrice, ce qui contribue à améliorer la rigidité. Sur les sections de rupture, la quasi-totalité des crochets ont été adhérentes, signe d'une dissipation optimale d'énergie. Lors du déchargement, les ancrages ne retrouvent pas leur position initiale et leurs ruptures rendent le matériau moins rigide ; ceci est traduit par des déplacements réversibles importants.

Les auteurs [42] ont aussi distingué que le fait d'avoir un ancrage très rigide rend le matériau plus souple, suite au décollement des crochets, et que la résistance au fendage est améliorée avec l'utilisation des fibres particulièrement pour les BAP et BHP en raison de la meilleure adhérence fibre-matrice. Ils ont noté que les bétons autoplaçants ont prouvé une meilleure performance dans la reprise de charges après fissuration, où un maximum de 242 % a été enregistré.

La forme de la fibre est également importante. Pour avoir un bon effet de pontage des fissures, la fibre doit avoir au moins une longueur de 2 à 3 fois la taille maximale de l'agrégat. Si ce n'est pas le cas, les fibres se comportent comme des agrégats.

1.8.4. Orientation des fibres

Afin de bien comprendre le comportement mécanique des bétons à base de fibres, il faut faire face à l'impact significatif du facteur d'orientation des fibres, sur les capacités des BRF.

L'orientation des fibres est corrélant aux différents paramètres, tels que la composition du mélange (les agrégats entravent la rotation des fibres), la géométrie des fibres et de leurs effets d'interaction (fibres-agrégats-coffrage), les caractéristiques rhéologiques qui déterminent la mobilité d'une fibre dans une matrice, à savoir la vibration et l'écoulement du béton, ces facteurs peuvent provoquer des différences dans la répartition et l'orientation préférentielle ou aléatoire des fibres.

Ainsi, dans une structure sous une sollicitation mécanique donnée, les fissures apparaissent, généralement perpendiculairement aux contraintes maximales de traction. En suivant l'orientation préférentielle des fibres vis-à-vis des fissures créées, on pourra aller du très efficace c'est lorsque les fibres sont perpendiculaires aux fissures, à la situation la plus défavorable le cas des fibres parallèles aux fissures.

Lors de l'écoulement des mélanges à l'intérieur du coffrage soit par gravité, soit sous l'effet d'une vibration, les orientations distinguées des fibres sont parallèlement aux lignes de courant de l'écoulement du fluide visqueux que constitue le béton.

Lors d'écoulement d'un mélange visqueux, ou si des gradients de vitesses s'établissent au cours de la mise en place et de la vibration d'un BRF, une fibre longue sera plus sujette aux pivotements qu'une fibre courte [17] [43]. En effet, les fibres nettement plus longues que la taille des grains qui les entourent ont tendance de pivoter facilement, en revanche les fibres de la même taille que les grains qui les entourent n'auront pas de position préférentielle [17][43]. A cet effet les fibres proches du fond de moule présentent une orientation moyenne parallèle au fond de moule et selon l'axe de la poutre 'Figure 1.12', donc au voisinage du fond de moule, on distingue la formation d'un lit horizontal de fibres longues. Tandis que les fibres dans la partie supérieure de la poutre ne pivotent pas et leur orientation est quelconque [4].

L'orientation préférentielle des fibres est illustrée dans la figure 1.12. Le volume fibreux important en fond du moule a pour conséquence une résistance en traction directe de la fibre

inférieure de la poutre supérieure à celle de la section totale [43], la résistance en traction par flexion sera alors surestimée.

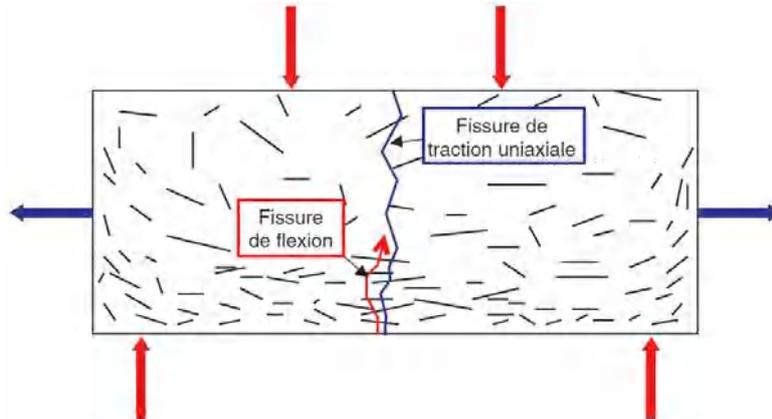


Figure1.12. Orientation préférentielle des fibres dans l'épaisseur d'une poutre et initiation de la fissuration, soit par une sollicitation de traction uni-axiale, soit par une sollicitation de flexion. [43].

Lorsque les fibres sont orientées perpendiculairement à l'axe de fissure (cas de l'orientation horizontale, figure 1.13), les fibres jouent leur rôle de couture de la fissure et permettent d'obtenir des résistances résiduelles importantes pour de grandes ouvertures de fissures.

A l'inverse, lorsqu'elles sont orientées parallèlement à l'axe de la fissure (figure 1.13), il n'y a pas, ou peu, de fibres pour coudre la fissure, on retrouve donc un comportement post fissuration semblable à celui d'un béton sans renfort de fibres. Le cas des fibres orientées en diagonales montrent que celles-ci cousent aussi la fissure et permettent d'avoir un comportement post fissuration intéressant mais un peu moins important que celui des fibres orientées de façon optimale

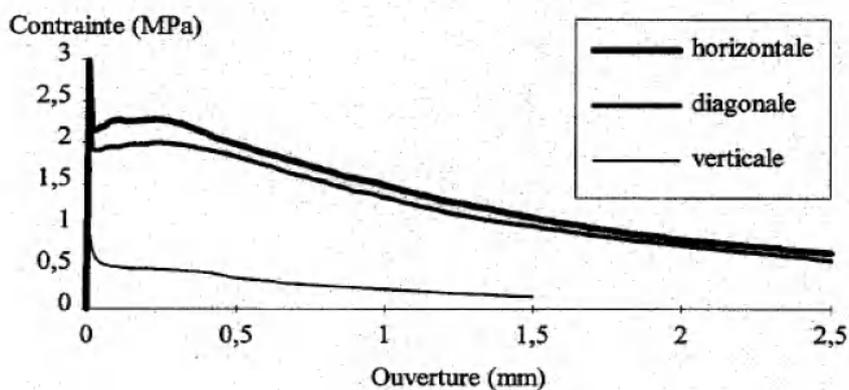


Figure1.13. Influence de l'orientation des fibres sur le comportement en flexion [41]

De plus, une viscosité adéquate du mélange permet d'orienter et de transporter les fibres selon l'écoulement, et ainsi d'éviter la ségrégation de celles-ci.

1.8.5. Effets de groupe 'interaction fibre-fibre'

Les constatations de Rossi (1998) [44] sur l'effet de groupe ou l'interaction entre les fibres, à l'échelle de la structure se révèlent contradictoires. Deux effets ont été distingués [41] [44] [45] :

a) Effet de groupe positif

Considérons deux fibres, une perpendiculaire et l'autre inclinée par rapport au plan de fissure, et les deux sont suffisamment éloignées l'une de l'autre, elles vont se comporter différemment vis-à-vis de la fissure, la fibre perpendiculaire sera plus efficace que la fibre inclinée. Le bilan du 'couple' se résume alors à l'action individuelle.

En revanche, si la distance entre les deux fibres est telle que la fibre perpendiculaire qui assurera le meilleur effet et va en quelque sorte confiner la fissure, conduira la fibre inclinée à travailler et à inclure son efficacité aussi vis-à-vis la fissure. Dans ce cas, le bilan du 'couple' devient alors l'assemblage de leurs actions individuelles, plus quelque chose qui est la conséquence de leur 'entraide', ce dernier peut être qualifié positif. Lorsque les fibres sont nombreuses, elles améliorent le comportement global par synergie, on peut alors prévoir un effet de seuil d'efficacité.

b) Effet de groupe négatif

Lorsque les deux fibres se rapprochent, au point où la quantité de la matrice entre-elles devient insuffisante pour assurer l'enrobage de la fibre, et de permettre le fonctionnement correct de l'interface matrice-fibre. Chaque fibre fonctionnera moins bien que si elles avaient travaillé sans interaction. Le bilan du « couple » est l'assemblage de leurs effets individuels moins quelque chose qui est la conséquence de leur 'promiscuité', qui peut être qualifié d'entraide négative Rossi 2012[44] propose d'appeler seuil de saturation, le seuil de pourcentage de fibre qui assure le passage de l'effet de groupe positif à l'effet de groupe négatif.

1.8.6. Ségrégation des fibres

Deux types de ségrégation peuvent survenir lors de la coulée du béton : la ségrégation statique et la ségrégation dynamique [46].

La différence de masse volumique entre les fibres et les constituants du béton peut engendrer une sédimentation des fibres sous l'effet de la gravité, par conséquent elle conduit à une

ségrégation statique des fibres (Figure 1.14. a). Tandis que l'aptitude du béton à transporter les fibres au cours de l'écoulement peut faire appel à une ségrégation des fibres dite dynamique [46]. Une solution consiste à modifier les bétons afin qu'ils deviennent autoplaçants, à cause de la bonne viscosité de ce dernier qui lui offre une meilleure habilité de transporter les gros grains et les fibres au cours de sa mise en place.

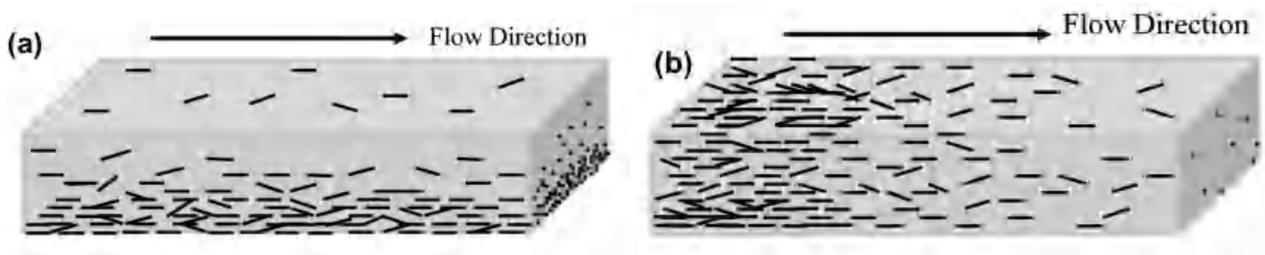


Figure 1.14. Ségrégation des fibres, a) Statique, b) Dynamique [46]

1.9. Formulation et fabrication de BRF

1.9.1. Formulation des BRF

La fabrication d'un BRF ne consiste pas à mélanger une certaine quantité de fibres à un béton déjà existant, il convient plus tôt d'ajuster la formulation en fonction des objectifs de mise en œuvre et de résistance. La formulation d'un béton de fibres reste donc une démarche essentiellement expérimentale [41].

Le cahier des charges d'un béton à base de fibres métalliques (BFM) proposé par [43] est :

- ◆ Taille maximale des gros granulats déduite de la relation ($L > 2D$) pour rendre possible leur action mécanique au niveau des macrofissures.
- ◆ Type et quantité de fibres choisis en relation avec le comportement en traction visé,
- ◆ Résistance à la compression à 28 jours,
- ◆ Maniabilité correspondant à l'application visée

La méthode dite de *Baron-Lesage* [7] a été établie pour formuler le BRF. La particularité de cette méthode est qu'elle conduit à un matériau optimisé vis-à-vis des objectifs escomptés. Les hypothèses dont dépend la méthode sont :

1. Pour un rapport eau /ciment fixé au départ (E/C fixe),
2. Le dosage en granulats est indépendant de la nature et du volume de la pâte de ciment (eau+ciment).

3. L'introduction des fibres métalliques n'influe nullement sur les deux premières hypothèses ci-dessus.

La maniabilité des BRF décroît avec l'augmentation de la quantité des fibres, et pour l'améliorer, il convient d'utiliser une quantité de fines 'sable et ciment' plus importante que pour un béton ordinaire [47], L'ACI propose par exemple un rapport sable sur gravier égal à 1 [7].

Des adjuvants sont ajoutés aussi au mélange de BRF, afin d'augmenter son ouvrabilité. En Amérique du Nord, les entraîneurs d'air et les réducteurs d'eau sont ordinairement additionnés aux mélanges qui contiennent une proportion de 50 % ou plus de granulats très fins. Ces recommandations nous orientent vers l'ajout des fibres dans un béton autoplaçant de grande ouvrabilité et quantité de fines élevées.

1.9.2. Formulation des BAPF

Afin que les BAPF puissent conserver leurs qualités, particulièrement leur bonne maniabilité et la facilité de la mise en œuvre, ils doivent être formulés différemment des BAP sans fibres. L'ajout direct des fibres à une formulation de BAP crée des problèmes de maniabilité [48]. Les granulats et les fibres ont un rôle similaire dans la réduction de la maniabilité du béton. L'interaction entre les fibres et les grosses particules du composite induit en conséquence la diminution de leur habilité de mouvement au cours du malaxage et de la mise en place. Ainsi, il faut faire face au meilleur choix de la granulométrie et de la dimension maximale du granulat grossier qui doivent être adaptés dans les bétons autoplaçant à base de fibres [49].

Considérons un type de fibres à un dosage donné, le rapport sable sur gros granulats (S/GG) doit être modifié jusqu'à atteindre l'ouvrabilité optimale du mélange. Pons et al. 2007 [50] ont rapporté que pour une quantité connue en sable, il y avait besoin d'enlever un volume de gros granulats équivalent à celui des fibres ajoutées car les deux constituants ont un effet similaire sur la maniabilité du béton (à reprendre ce n'est pas encore claire).

Donc, le rapport S/GG est ajusté d'une manière ascensionnelle en conséquence. Des recommandations similaires ont été présentées par Grünewald 2004 [51]. Par-contre, la quantité exacte des GG à être retranchée des mélanges avec différents élancements et les volumes des fibres n'a pas été suggérée dans les références. Réduire le rapport d'agrégats grossiers non seulement pour remplir le vide entre les agrégats et les fibres, mais aussi pour permettre de fournir une couche de pâte qui peut entourer complètement un agrégat grossier individuel et les fibres [48].

1.10. Fabrication : Malaxage

Le malaxage est une opération fondamentale dans la mise en œuvre des bétons. Des études expérimentales antérieures suggèrent que chaque proportion de mélange a sa propre procédure de malaxage optimal, y compris la séquence par laquelle les différents constituants sont placés dans le malaxeur, le pourcentage de demande d'eau coulée dans le temps, le temps total de mélange et le temps total de coulée, etc.

Il faut noter que les BAP et encore plus les BAPF sont plus sensibles au temps et à la procédure de mélange que le béton traditionnel [52]. Un changement mineur dans la procédure de malaxage peut modifier considérablement les propriétés du béton frais, comme son comportement rhéologique. Lorsqu'un mélange contient une quantité de fines importante, un malaxage plus long sera recommandé [53].

Dans la littérature plusieurs chercheurs ont indiqué qu'une procédure de mélange étape par étape doit être suivie et le temps total de mélange peut être long [52][53][54].

1.11. Caractérisation mécaniques des BRF

1.11.1. Compression

En considérant le mode d'action des fibres sur les fissures, il serait donc logique de s'attendre à ce que la résistance en compression d'un BRF soit légèrement supérieure à celle d'un béton ordinaire, à partir d'une charge équivalente à 50% de la charge maximale. Toutefois, la réalité en est autrement [55]. 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 [20], les fibres réduisent légèrement la résistance à la compression du béton [30]; ou tout au plus ne l'influence pas [56]. Quand des chercheurs ont constaté une légère augmentation de la résistance à la compression, d'autres chercheurs ont constaté une légère diminution de cette dernière.

Les résultats des tests de *H. Mahir Mahmood et al 2018 [3]* ont montré que l'addition de fibres d'acier améliorerait les valeurs de résistance à la compression de 20% à 38% dans le BAP à résistance normale.

Soutsos et al 2012 [36] ont distingué que l'incorporation de fibres d'acier a augmenté la résistance à la compression d'environ 4 et 5 N/mm², pour des taux de dosage de fibres de 30 kg/m³ et 50 kg/m³. Les augmentations de la résistance à la compression des fibres synthétiques sont plus faibles, environ 2 à 3 N/mm² pour des taux de dosage de 4,5 à 5,3 kg/m³.

Abdulkadir Aydin 2007[34] a étudié l'effet de l'addition d'un fibrage mixte en fibres d'acier et fibres de carbone sur les caractéristiques du béton autoplaçant, à la fois que l'auteur augmente la teneur en fibres d'acier de 0% à 2%, il diminue la teneur en fibre de carbone de 2% jusqu'à 0% (donc le premier mélange contient 0% de fibres d'acier et 2% de fibres de carbone, et le dernier mélange contient 2% de fibre d'acier et 0% de fibre de carbone). L'auteur a distingué une augmentation de la résistance à la compression du composite BAPF fonction de l'augmentation de la teneur en fibre d'acier, il n'a constaté qu'une résistance de 15.64MPa pour le BAPF qui contient 0% de fibres d'acier et 2% de fibres de carbone, ors une résistance de 44.44 MPa a été marquée pour une éprouvette avec un BAPF de 0% de fibres de carbone et 2% de fibres d'acier.

Les résultats des essais de compression uni-axiale menés par *Shah Surendra et Rangan 1994* [57] sur des éprouvettes en béton ordinaire fibré, ont montré une augmentation de 6 % à 17 % de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation de la densité en fibres d'acier. Les mêmes constatations sont relatées par *Byung Hwan Oh 1992*[58] ainsi que *Barros JAO et Figueiras JA1992* [59].

Dans leur travail, *Chandrakant Niraj et al, 2021* [60] ont étudié l'effet de la densité des fibres d'acier sur le BAP. Ils ont distingué que la résistance à la compression des mélanges de BAPF a augmenté en raison de l'ajout de fibres d'acier jusqu'à une limite de volume de fibre de 1%, au-delà de cette densité, la résistance à la compression a diminué. Contrairement aux constats de *Ashly Joseph et S. Sreerat 2020* [61], ils ont remarqué que l'application de fibres hybrides en fibres d'acier et fibres de polypropylène n'a pas eu d'influence significative sur la résistance à la compression de la matrice BAP. Mais une augmentation de la résistance à la compression a été notée lorsque le volume des fibres d'acier ajouté est de 1,5%. Les auteurs ont justifié cette augmentation par le rôle efficace qu'ont joué les fibres pour empêcher la propagation des fissures, réduisant leur développement, offrant ainsi une surface de contact plus élevée et une matrice plus dense.

En revanche, d'autres chercheurs ont constaté un effet contraire des fibres vis-à-vis la résistance à la compression. Les résultats des tests d'*Ahmed. F. M. Salih et al., 2014* [38] ont permis de noter une diminution de la résistance à la compression des bétons à base de fibres d'acier.

L'investigation d'*Irki et al 2016* [30] ont montré une diminution de la résistance à la compression des BAPF, avec l'augmentation du pourcentage de fibre d'acier ainsi que de sa longueur. Cette diminution est évaluée en moyenne à 2, 5 et 10 % par rapport au béton témoins, respectivement, pour le BAPF avec 30, 40 et 50 mm de longueur de fibre d'acier à 28 jours.

D'après les constatations de *T. T. Bui et al 2020 [62]*, l'addition des fibres en fraction volumique de $V_f = 1.27\%$, n'a pas contribué à une amélioration significatif de la résistance à la compression du mélange, une résistance à la compression retenue de 87 MPa pour le BAPF par rapport à celle enregistrée dans le cas d'un BAP de 85 MPa.

Boulekbache [20,32], indique que la résistance maximale en compression des bétons étudiés 'BOF, BAPF et BHPF' ne semble pas être influencée par l'addition des fibres. Le comportement pré-pic est quasi identique pour tous les types de béton (figure 1.15), l'auteur a mis en cause ce résultat par la présence de défaut supplémentaire dans la matrice cimentaire causée par l'ajout de fibres. Ce résultat peut être expliqué aussi par une mauvaise compacité due à un excès de fibres, ou à une mauvaise composition [24]

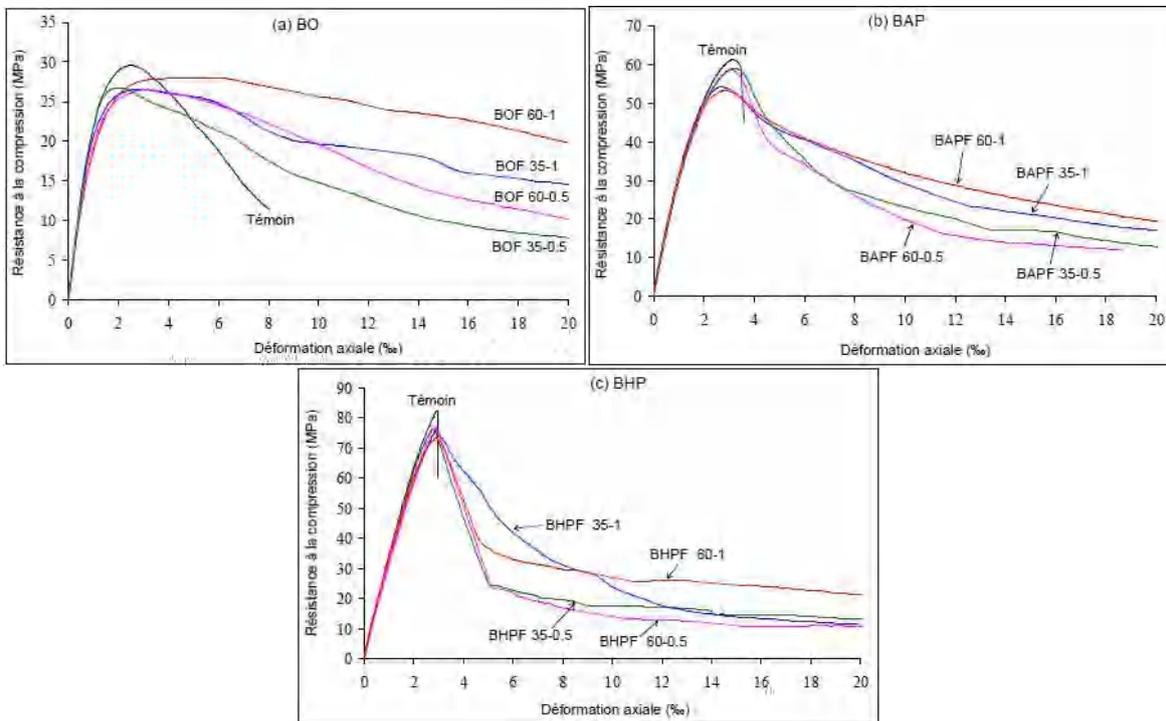


Figure 1.15. Courbe contrainte-déformation des différents bétons [20] avec :

BO, BAP, BHP : Les bétons témoins sans fibres respectivement béton ordinaire, béton autoplaçant et béton à haute performance

BOF BAPF BHPF : Différents types de bétons renforcés de fibres d'acier

60- 35 : Représentent l'aspect de la fibre d'acier utilisée de 35 ou de 60

0.5 - 1 : Représentent le volume de fibres utilisé de 0.5% ou 1%

Toute fois la présence des fibres a comme avantage majeur d'augmenter la ductilité à la compression, prouvé par l'augmentation de la déformation à la rupture qui atteint une valeur de

20% par rapport au béton témoins pour la majorité des bétons renforcés de fibres étudiés, en revanche, des déformations moindres ont été distinguées pour les bétons témoins, de 3% dans le cas d'un BHP, de 4% pour les échantillons de BAP, et de 8% pour ceux en BO (figure 1.15).

1.11.2. Traction

La résistance à la traction est un excellent indice de qualité des matériaux fragiles tel que les bétons. La rupture se produit suivant le mode 1 de la Mécanique de la Rupture, le plus dangereux et le plus redouté pour un matériau fragile [63]. Il est caractérisé par l'ouverture directe des fissures, qui se développent à partir des défauts existants dans la matrice cimentaire.

Concernant les BRF, plusieurs méthodes expérimentales ont été adaptées pour quantifier l'action des fibres sur le contrôle de la fissuration 'Figure 1.16'. Ce sont l'essai de traction par fendage connu aussi sous le nom d'essai brésilien, il a comme avantage principal sa facilité de réalisation, en revanche il ne donne accès qu'à une valeur pic qualifiée de résistance à la traction. L'essai de traction par flexion 'avec mesure de flèche et du comportement post fissuration, et l'essai de traction uni-axiale malgré que peu d'essai ont été réalisés en traction directe 'uni axial' car l'essai est délicat et couteux [41].



Figure 1.16. Types d'essais de traction pour BRF : a. Essai brésilien, b. Essai de flexion, c. Essai uni axial.

Le comportement à la traction des BRF est lié à une variété de paramètres. D'une manière générale on peut dire qu'il dépend essentiellement de la forme des éprouvettes, du type d'essais, la géométrie et pourcentage ainsi que du volumique des fibres utilisées, et aussi du béton témoin retenu.

Shah Suendra et Rangan 1994[57], dans leurs investigations, ont mené des essais de la traction par fendage pour des bétons renforcés de fibres, les résultats ont montré une augmentation de 18 % à 47 % de la résistance en comparaison à un béton témoins sans fibres, des résultats similaires de *Byung Hwan Oh[58]* et de *Barros JAO, Figueiras JA 1992[59]*, montrent respectivement une augmentation de la résistance à la traction de 14% à 49% et de 19% à 48%.

Ashly Joseph et S. Sreerat 2020[61] ont constaté une augmentation de la résistance à la traction avec l'augmentation de la teneur en fibres d'acier de 0,5%, 1,0% et 1,5 % dans le béton autoplaçant, a entraîné une augmentation de cette dernière de 0,4%, 15% et 27 % par rapport au mélange témoin. Cependant, l'échantillon de mélange hybride avec 1.5% de fibres d'acier SF et 0.3% de fibres de polypropylène PP, montre une résistance à la traction plus élevée que l'échantillon témoin, et le pourcentage d'augmentation était de 39%. Les fibres ont conduit au pontage adéquatement des microfissures internes du béton et ont amélioré ainsi la résistance à la traction.

Chandrakant Niraj et al 2021[60] ont constaté une amélioration dans la résistance à la traction par fendage des BAPF étudiés, une résistance de 2.71Mpa pour un BAPF avec une densité de fibres de 0.5% et de 2.87Mpa pour le BAPF de 1% de volume de fibres, contre une résistance de 2.65Mpa pour un BAP sans fibres. Ils ont observé que jusqu'à l'ajout de 1,0 % de fibres d'acier au béton, la résistance à la traction du béton augmente constamment, au-delà de cette quantité la résistance a diminué, une résistance à 28jours de 2.52 MPa pour le BAP témoins, de 2.69 pour le BAPF à 1% en volume de fibres et de 2.63 MPa pour un BAPF de 1.5% en fibres d'acier. Les auteurs ont considéré le dosage en fibre d'acier de 1,0 % comme optimal, ces résultats sont illustrés dans la figure 1.17.

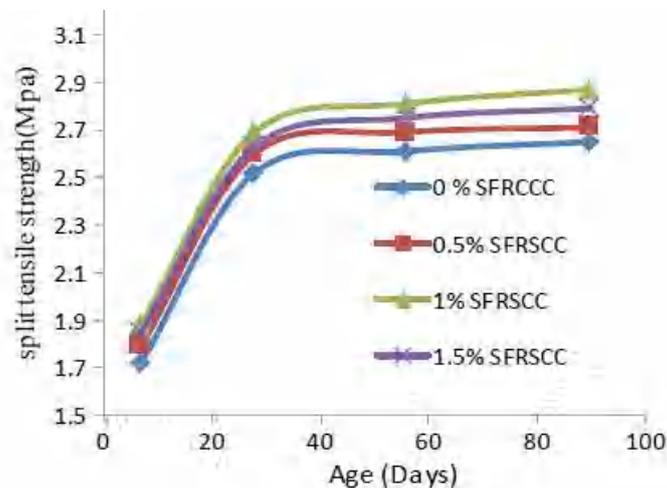


Figure 1.17. Variation de la résistance à la traction par essai de fendage du BAPF (SFSCC) avec différents % de fibre d'acier : 0%, 0.5%, 1% et 1.5% [60].

D'après les constats de T. T. Bui et al 2020[62], en ce qui concerne la résistance à la traction par fendage, une augmentation de 228% a été enregistrée, la résistance à la traction par flexion a également augmenté considérablement avec l'ajout de fibres d'acier (environ 145%). Le mécanisme d'augmentation de la résistance à la traction en flexion est attribué à la forte liaison fibre-matrice.

Les fibres empêchent la formation et la propagation des fissures de traction dans le béton; ceci explique les résistances à la traction plus élevées obtenues.

Les résultats d'essai de fendage réalisés par Boulekbache 2010[20], dans le but d'analyser l'effet de l'ajout de volumes différents de fibres d'acier '0.5%-1%', et des aspects de fibres retenus de 65-80 sur les bétons 'BO, BAP, BHP' sont présentés sur la figure 1.18, les auteurs ont observé une amélioration de la résistance de traction par fendage avec l'utilisation des fibres, particulièrement pour les BAP et BHP en raison de la meilleure adhérence fibre -matrice. Un effet significatif du dosage en fibres sur la contrainte maximale a été constaté. Une augmentation de la résistance par fendage variée de 15 à 40 % pour un dosage volumique de 0,5 % et elle varie aussi de 40% à 60 % pour un dosage volumique de 1 % 'voir la figure 1.18'. Une efficacité des fibres d'élanement 65 pour de faibles ouvertures de fissures, par contre celles avec un élanement de 80 sont efficaces pour des grandes ouvertures de fissures.

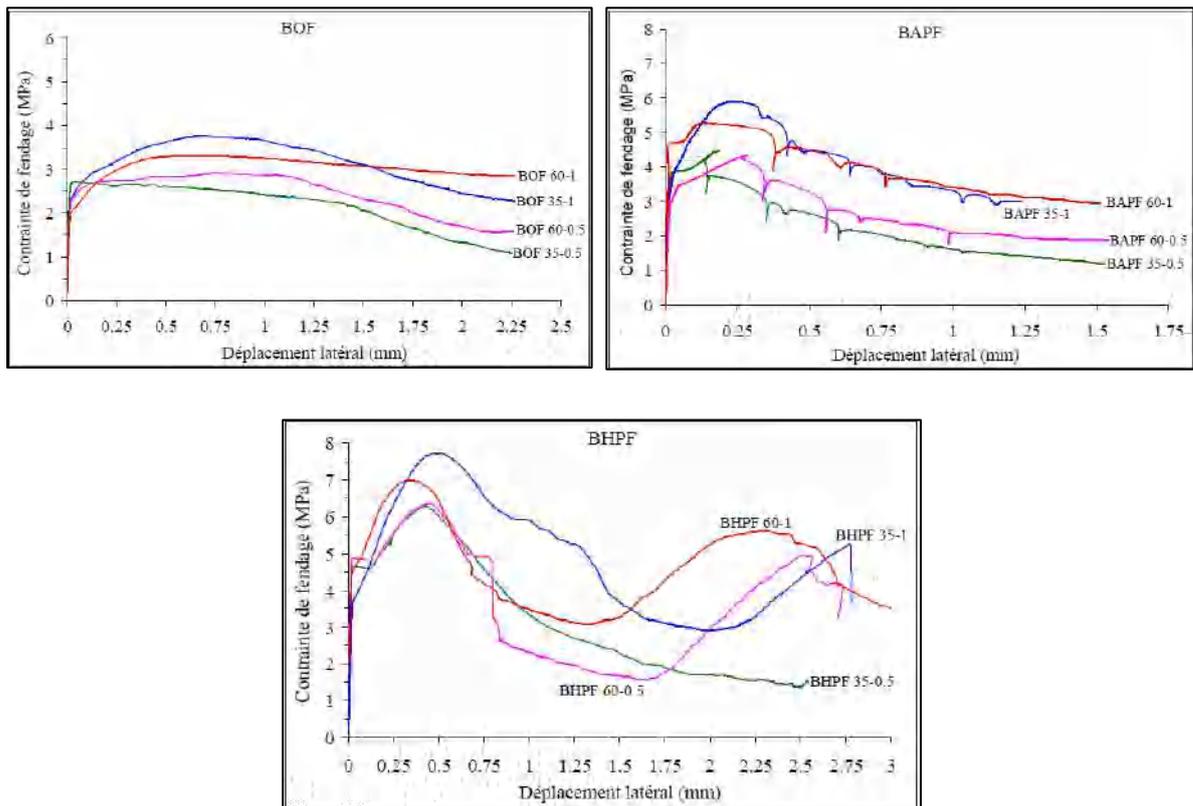


Figure 1.18. Courbes contrainte-déplacement des différents types de béton [20] avec :

BO, BAP, BHP : Les bétons témoins sans fibres respectivement béton ordinaire, béton autoplaçant et béton à haute performance

BOF BAPF BHPF : Différents types de bétons renforcés de fibres d'acier

60- 35 : Représentent l'aspect de la fibre d'acier utilisée de 35 ou de 60

0.5 - 1 : Représentent le volume de fibres utilisé de 0.5% ou 1%.

1.12. Conclusion

Cette synthèse bibliographique a mis en évidence les différents paramètres affectant les comportements rhéologiques et mécaniques des BRF et notamment des BAPF, et la compréhension de ces phénomènes à travers les différentes études effectuées partout dans le monde. On a exposé d'ailleurs les différents constats de ces chercheurs. Il en ressort que les fibres en générale améliorent les caractéristiques mécaniques des BRF, que ce soit en termes de résistances ou ductilité, cependant les BAPF présentent un comportement meilleur, à cause de la quantité des fines dans ces mélanges, qui sert à améliorer l'interaction matrice-fibre. En parallèle, une diminution de maniabilité des BRF a été retenue, cette incidence est moins prononcée dans les cas des BAPF. Le BAPF combine les avantages du BAP et du BRF.

Une étude approfondie du comportement structurel du BAPF sera donc nécessaire, le prochain chapitre sera réalisé dans ce contexte.

Poutre en BRF en Flexion

2.1. Introduction

Au cours du siècle dernier, des vastes recherches ont été menées afin d'étudier le comportement fragile du béton traditionnel. Des nouvelles techniques comme aussi des nouveaux matériaux sont proposés pour lui conférer les propriétés ductiles souhaitées et améliorer les performances intrinsèques, parmi ces solutions les concepteurs tentent à renforcer les poutres avec des barres d'acier. Cependant, des raisons de coût et de sécurité du public ont conduit à l'étude d'autres alternatives. A ce jour, le renforcement du matériau béton en fibres apparaît comme une solution efficace pour améliorer ses propriétés générales sous diverses sollicitations.

Un panel d'investigation expérimentale a été réalisé par divers chercheurs, afin d'étudier la possibilité d'améliorer le comportement à la flexion du béton par addition de fibres, en analysant une variété de paramètres mis en jeu. Ce chapitre présente un état de l'art sur le comportement des poutres en BA et celles en béton à base de fibres soumises à la flexion, les travaux réalisés dans ce sujet ainsi que les résultats retenus.

2.2. Comportement globale d'une poutre en béton armé en flexion

Soumise à un essai de flexion, que ce soit à trois points ou à quatre points, le comportement global de la poutre se décompose en trois phases, ces derniers dépendent de l'évolution de la flèche à mi-travées en fonction de la charge appliquée (figure 2.1).

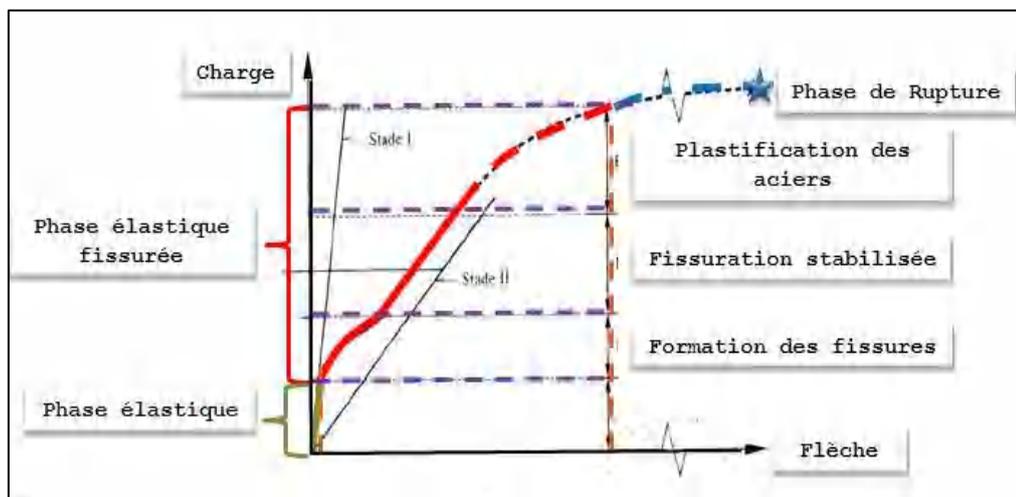


Figure 2.1. Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à de la flexion [65]

Phase 1. Elastique non fissurée

Phase linéaire correspond au comportement élastique des matériaux, béton et acier, de la poutre non fissurée. Dans cette phase les déformations sont réversibles.

▀ *Phase 2. Elastique fissurée*

Linéaire avec une diminution significative de la pente de la courbe charge-flèche, due à l'apparition de la première fissure en fibre inférieure où le moment fléchissant est le plus élevé, ce dernier est appelé moment de fissuration.

Avec l'augmentation de la charge la fissure se propage verticalement et des nouvelles fissures dites de flexion apparaissent, conduisant ainsi à l'élargissement en partie centrale de la poutre. Ces premières fissures remontent vers le haut de la poutre. Si un déchargement est pratiqué une refermeture des fissures est constatée, qui s'explique par la réversibilité des déformations des armatures tendues qui demeurent dans leur domaine élastique.

Or, une irréversibilité liée à la fissuration du béton est constatée, elle est traduite par une flèche résiduelle. On note que l'étape de fissuration peut être divisée en deux : phase d'apparition des fissures et phase de stabilisation de la fissuration.

▀ *Phase 3. Rupture*

C'est la phase de rupture atteinte juste après la plastification des armatures longitudinales de traction.

Dans les structures en béton armé on peut remarquer l'existence de deux mécanismes principaux de rupture : rupture par flexion, et rupture par effort tranchant, on s'intéresse dans le paragraphe qui suit à les détailler.

2.2.1. Mécanismes de rupture des poutres en BA en flexion

Des modes de rupture très diverses peuvent être observés en fonction de plusieurs paramètres, tels que le rapport portée de cisaillement à la profondeur effective, le mode de chargement, la quantité des armatures longitudinales et transversales, géométrie et dimensions de la poutre, l'adhérence entre le béton et les aciers ainsi que leurs caractéristiques mécaniques.

2.2.1.1. Classification des poutres en fonction de la portée au cisaillement

Une poutre en béton armé sans armature transversale peut se fendre par flexion ou par effort tranchant. La valeur du rapport (a/d) a un impact directe sur le mode de ruine, où 'a' -appelée la portée de cisaillement- est la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, et 'd' est la hauteur utile de la section (figure 2.2).

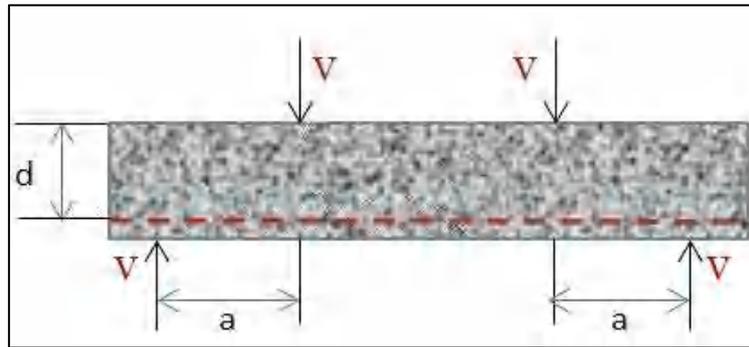


Figure 2.2. Portée de cisaillement 'a'.

La classification des poutres et les modes de ruine constatés en fonction du rapport 'a/d' sont présentés dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1. Classification et modes de rupture des poutres en BA fonction de 'a/d'

a/d	Classification	Mode de rupture
$a/d < 1$	Poutre très profonde	Rupture par écrasement du béton comprimé ou par ancrage des armatures à l'appui
$1 < a/d < 2.5$	Poutre profonde	Rupture par écrasement du béton comprimé
$2.5 < a/d < 6$	Poutre élancée	Rupture par cisaillement ou par écrasement du béton comprimé avec plastification des armatures tendues
$a/d > 6$	Poutre très élancée	Rupture par flexion
	Ame mince	Rupture de l'âme en compression

2.2.1.2. Rupture par plastification de l'armature tendue (due à la flexion)

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la quasi- majorité des fissures est verticales et positionnées dans le tiers central de la travée. La première fissure apparaît à mi- travée au niveau de la fibre la plus tendue 'fibre inférieure'.

Par la suite, sous l'effet du chargement, des nouvelles fissures se développent dans cette même zone centrale, alors que les anciennes fissures continuent à s'élargir et à se propager vers l'axe neutre. Cette rupture est ductile en raison de la plastification des armatures tendues, elle se caractérise par une importante flèche ultime (figure 2.3).

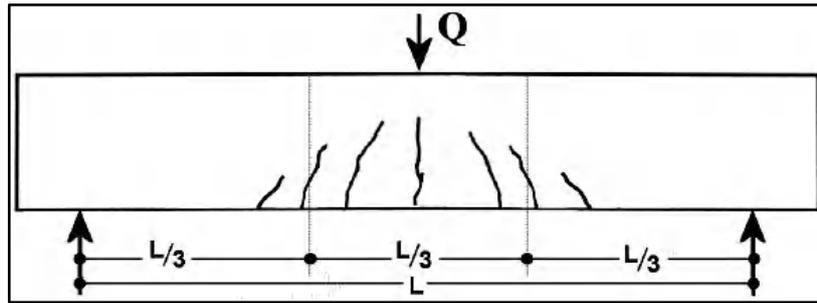


Figure 2.3. Schéma d'une poutre en BA endommagée par flexion [Croston 2006].

2.2.1.3. Rupture par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue

Ce mécanisme de rupture débute de la même façon que la rupture précédente. Or, suite au niveau plus élevé de la résistance en compression dans la fibre comprimée supérieure, la formation des fissures dans la zone centrale est constatée avant que l'écrasement du béton ne soit observé 'figure 2.4'.

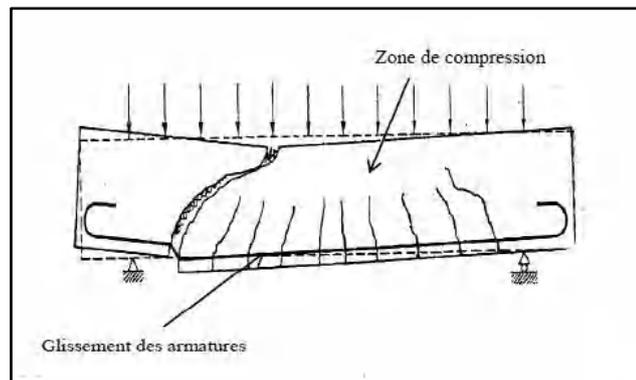


Figure 2.4. Rupture par compression du béton avec glissement des armatures [66]

2.2.1.4. Rupture due à la contrainte principale oblique

Ce mode de défaillance est reconnaissable par l'apparition des fissures obliques. Les premières fissures apparaissent toujours dans la partie centrale de la fibre la plus tendue de la poutre dont le moment fléchissant est maximal. À cause de la disparition graduelle de l'adhérence entre l'armature longitudinale et le béton dans la zone près de l'appui, d'autres fissures inclinées sont formées généralement à 45° , l'élargissement de celles-ci augmente avec la charge (figure 2.5). Cette rupture est due à la contrainte principale oblique provoquant une ruine instantanée de la poutre avec des déformations plus faibles au centre. La rupture de poutres due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance au cisaillement des poutres est insuffisante (inférieure à la résistance à la rupture par moment de flexion).

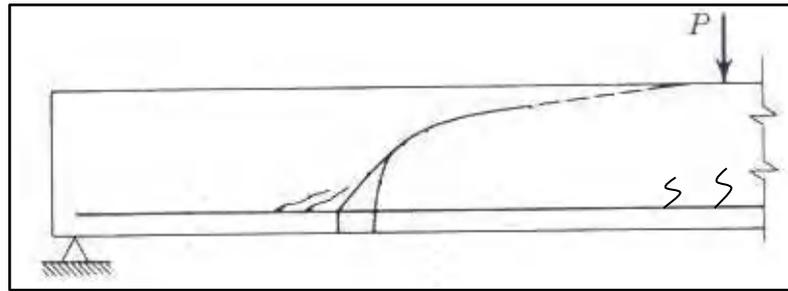


Figure 2.5. Schéma d'une poutre sans renforcement transversal endommagée par la contrainte principale oblique [67].

2.2.1.5. Rupture due à la compression par cisaillement

Ce mode de ruine est semblable à celui décrit précédemment, la seule différence provient de l'importance de l'inclinaison de la fissure par rapport à celle produite par la contrainte oblique. Elle se développe également moins vite vers l'axe neutre. Cette différence a pour origine l'écrasement du béton dans la fibre supérieure de la poutre, ainsi qu'à la redistribution des efforts internes dans la fibre la plus comprimée 'figure 2.6'.

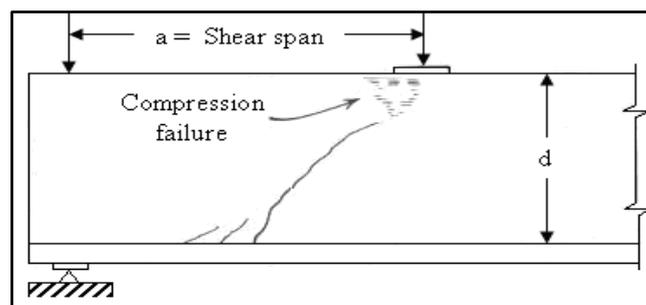


Figure 2.6. Schéma d'une poutre en béton armé endommagée par la compression due au cisaillement [67].

2.2.1.6. Rupture due à la perte d'adhérence par cisaillement

Ce mode de rupture est caractérisé en plus de l'écrasement du béton en zone comprimé, par une propagation très importante d'une fissure longitudinale, ce qui conduit à la présence d'une fissure horizontale le long de l'armature tendue 'figure 2.7'. Ce mécanisme de défaillance est similaire au précédent, car l'endommagement dû à la perte d'adhérence entre l'acier longitudinal et le béton aux extrémités de la poutre provoque une redistribution des efforts internes.

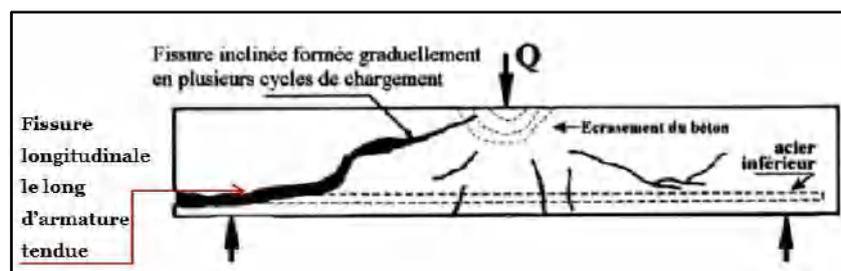


Figure 2.7. Schéma d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement [68].

2.2.2. Mécanismes de transfert de l'effort de cisaillement

Les fissures dues à l'effort tranchant se forment dans une poutre en béton armé dans les régions où la contrainte de cisaillement dépasse la résistance à la traction du béton. Si la poutre à portée simple, ces fissures se forment dans le tiers de la portée voisine aux appuis, et sont généralement inclinées d'un angle θ de 45° (figure 2.8).

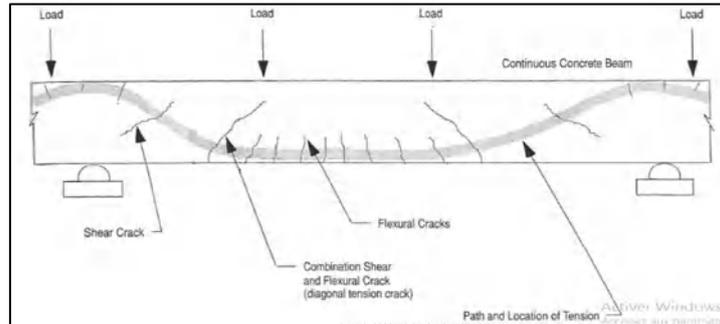


Figure 2.8. Localisation des fissures de cisaillement [69]

Les paramètres couramment contribuant à la résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé sont les suivants :

- ◆ La résistance du béton non fissuré.
- ◆ La capacité du béton fissuré à transmettre des contraintes de traction.
- ◆ Le frottement et l'effet d'engrènement entre les lèvres des fissures.
- ◆ La présence ou non d'acier transversal.
- ◆ La résistance de l'acier longitudinal au cisaillement « effet de goujon ».

En l'absence des armatures transversales, une poutre de section rectangulaire peut résister à la flexion et à l'effort tranchant au moyen de l'effet voûte. On dit qu'elle se comporte comme un arc-tirant (Figure 2.9).

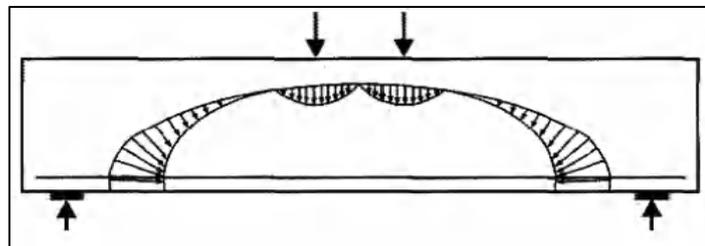


Figure 2.9. Fonctionnement d'une poutre rectangulaire sans armatures transversales soumise à l'effort tranchant [70]

En stade non fissuré, l'état de contraintes peut être évalué par la théorie de l'élasticité. En revanche, et en raison de la complexité de la redistribution des contraintes qui se produisent après la

fissuration, le mécanisme de transfert des efforts dans les poutres sans armatures de cisaillement demeure difficile à identifier. À cause de la négligence de la transmission de contraintes de traction à travers les lèvres des fissures, le mode de transfert des charges selon la théorie de l'élasticité n'est plus valable. Dans ce cas le mécanisme de rupture fait intervenir trois contributions de forces internes 'Figure 2.10' : la force de cisaillement dans le béton comprimé (V_c ou V_{cz}), l'engrenage des agrégats (V_a) et l'effet goujon des aciers longitudinaux (V_d); c'est-à-dire :

$$V = V_{cz} + V_d + V_a \quad (2.1)$$

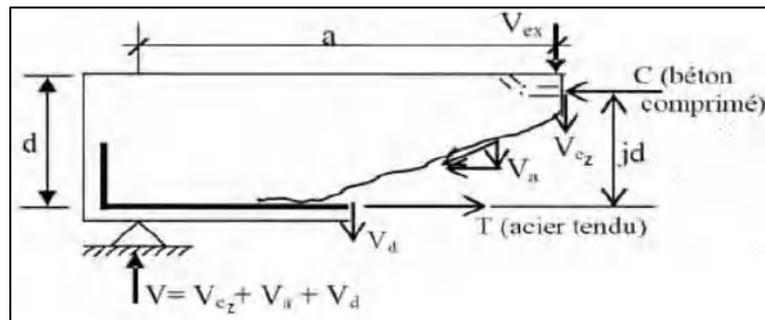


Figure 2.10. Forces internes dans une poutre sans armatures de cisaillement [71]

D'après Taylor et al [71], quand l'effort tranchant V augmente, en premier lieu c'est V_d qui atteint sa capacité. Après cela, une grande proportion de cisaillement est transférée aux agrégats. Probablement le prochain mécanisme est la ruine nécessitant ainsi un transfert rapide aux zones comprimées du béton. Les armatures longitudinales ont aussi un effet sur la résistance au cisaillement

De la littérature, la force de cisaillement V dans une poutre en béton armé est reprise dans les proportions approximatives suivantes :

$$(V_{cz} = 20\% \text{ à } 40\% | V_d = 15\% \text{ à } 25\% | V_a = 35\% \text{ à } 50\%) \text{ De l'effort tranchant}$$

2.2.2.1. Effet d'engrènement (aggregate interlock)

Il est dû au glissement relatif entre les deux lèvres d'une fissure dans le béton qui ne sont pas parfaitement planes (Figure 2.11. a), face à ceci, des forces de contact entre agrégats apparaissent, résistant ainsi au cisaillement de la fissure. Ce glissement fait apparaître une contrainte de cisaillement opposée au mouvement et parallèle à la fissure, ainsi qu'une contrainte normale qui tend à ouvrir la fissure (phénomène de dilatance). Ces contraintes sont inversement proportionnelles à l'ouverture de la fissure.

Le phénomène d'engrènement, même s'il semble primordial pour certains chercheurs, il est négligeable pour d'autres [72].

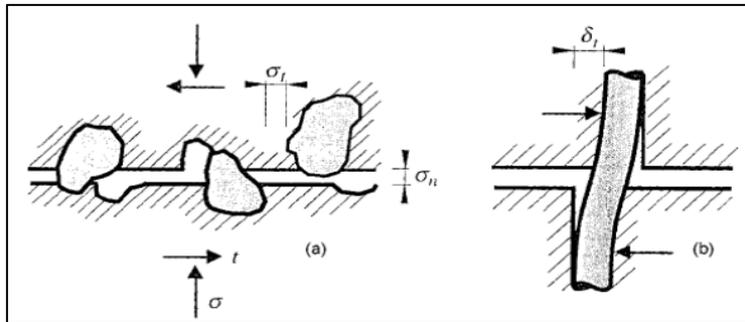


Figure 2.11. Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées ; (b) effet de goujon ou interaction acier-béton [72]

2.2.2.2. Effet de goujon (dowel -effect)

Il apparaît lorsque le ferrailage traverse la fissure, une intervention de plus sur la complexité de ce phénomène est constatée de la liaison du béton et les armatures transversales : le ferrailage travaillant en flexion et en tension va gêner le glissement des lèvres de la fissuration (voir figure 2.11.b.).

Il conduit aussi à l'écrasement du béton avoisinant en exerçant des efforts très élevés. Il peut être réduit à un problème de matériau avec une loi de comportement convenable, faisant intervenir la résistance à la traction du béton et l'interaction acier - béton. L'effet de goujon est souvent aussi négligé dans les modèles.

2.2.2.3. Importance des armatures de cisaillement et leur rôle

L'ajout d'armature transversale permet de reprendre les efforts tranchant, il leur procure les effets suivants :

- ◆ Ajouter une contribution à la résistance.
- ◆ Les cadres confinent les fissures et empêchent ces dernières de se propager ce qui permet alors d'améliorer la contribution du béton à la résistance.
- ◆ Elle soutient les armatures longitudinales et rigidifie l'ensemble du squelette.
- ◆ Augmentation de la ductilité.

Les concepteurs ont toujours tenté de renforcer les poutres avec des armatures transversales, afin de leur conférer les propriétés ductiles souhaitées et améliorer leurs performances

intrinsèques. Cependant, pour des raisons de coût et de sécurité, les concepteurs se sont orientés vers d'autres solutions qui consistent dans l'utilisation de béton renforcé de fibres [2].

Afin de bien comprendre les mécanismes intervenant dans le comportement d'une poutre en bétons renforcés de fibres soumise à la flexion, et pour évaluer le rôle que peuvent jouer le grand nombre de paramètres mis en jeu, on va décrire dans le paragraphe qui suit quelques principaux travaux réalisés dans la littérature, ainsi que les observations des auteurs et leurs interprétations.

2.3. Travaux réalisés sur les poutres en BRF en flexion

Le tableau 2.2 présente une récapitulation des recherches scientifiques réalisées dans le contexte d'étudier le comportement flexionnel des poutres en BRF, et les différents paramètres élaborés, qui peuvent impliquer une différence significative sur les propriétés mécaniques des éléments analysés, comme la résistance à la compression du BRF, rapport des armatures longitudinales, rapport des armatures transversales, type et volume des fibres, et le rapport de la portée de cisaillement au profondeur effective 'a/d'.

Tableau 2.2. Travaux réalisés pour des poutres en BRF soumise à la flexion.

Travaux De recherche	R ^{cc} _{comp} du béton 'Mpa'	Type de fibres : caractéristiques géométriques et R _f ^{cc}	Volume de fibre V _f %	Pl %	Pt %	a/d
Victor c, Li & al 1992 [73]	BO	D'acier : ondulée Lf : 25, 50 mm lisses et crochetées Lf : 30, 50 mm Aramide lisse Lf : 6.4 mm Acrylique ondulée Lf : 6.4 mm Polyéthylène lisse Lf : 12.7 mm	0, 1,2	2.2	/	1, 1.5, 2, 2.25, 2.5, 2.75, 3, 3.75, 4.25
M. Imam & al 1997 [74]	BHP : 80-120	D'acier Crochetées Lf/df : 75	0.75	2, 3	/	1.5 - 2.25 3.5 - 5.25
L. Vandewalle 2000 [65]	BO : 42	D'acier Crochetées Lf/df : 65, 80	0, 0.38, 0.56	1.03	/	2.46
Yoon-KeunKwak & al 2002 [76]	BO : 31, 65	Fibres D'acier	0, 0.5, 0.75	1.5	/	2, 3, 4
Parra-Montesinos & al 2006 [77]	BO : 17.08-103.8	D'acier Crochetées ou Ondulées 50 ≤ Lf/df ≤ 100	0.25 ≤ V _f ≤ 2.0	0,37 ≤ ρ _l ≤ 4,5 8	/	1,0 ≤ a/d ≤ 6,0
S.K. Madana & al 2007 [78]	BO	D'acier lisse Lf/df : 90	1, 1.25	2Ø10	/	0.75, 1, 1.25
Hai H. Dinh & al 2010 [79]	BO : 41	D'acier Crochetées Lf/df : 55 – 88 R _f ^{cc} : 1100–2300Mpa	0.75, 1, 1.5	1.6%, 2.0%, 2.7%	/	3.43, 3.5 d : 455-685
You Zhiguo & al 2010 [80]	BAPF	D'acier Crochetées lf=35 mm df=0.55mm lf/df=65	0, 0.25, 0.4, 0.5	2Ø25mm	0, 0.132, 0.22, 0.35, 0.53	3-3.2
Yning Ding & al 2012 [81]	BAPF	D'acier Crochetées : maro-fibres	0, 20kg, 40kg,	3.35	0.135 0.275	4

		$R_{f^{ce}} : 1100\text{Mpa}$ $l_f=60\text{ mm } d_f=0.75\text{mm}$ $l_f/d_f=80$	60kg		0.413	
<i>Michael Cohen 2012 [52]</i> <i>Hassan Aoude & al 2014 [2]</i>	BAPF : Préparé à l'usine KING 50Mpa Préparé au laboratoire Custum	D'acier Crochetées : Dramix ZP305, Dramix BP80/30, Dramix 5D.	0, 0.5, 075, 1, 1.5	1.55 - 2.33	/	3.8
<i>Youcef Fritih & al 2013[82]</i>	BAPF	Macro-Métallique Inoxydable	0-0.25	15cm	0.8-2.28	/
<i>Cuenca & al 2015[83]</i>	BAPF : 40, 50, BUPF : 80, 100	D'acier Crochetées : BP $R_{f^{ce}} : 3070\text{Mpa}$ (l_f/d_f)/ l_f : 45/50, 65/40, 80/50 BN $R_{f^{ce}} : 1225\text{ Mpa}$ (l_f/d_f)/ l_f : 80/30, 80/40	50kg/m ³	3.72	2Ø16+ 2Ø20	3
<i>O. Zarrin & al 2016 [35]</i>	BAPF avec deux densités de superplastifiant 1% et 2%	D'acier Crochetées Macro-fibres $l_f/d_f : 60$	0.0, 1.0, 1.5 et 2	2Ø16	/	3.6
<i>PraveenKannam & al 2018 [4]</i>	BAPF 30-70	Fibres d'acier ondulées $l_f/d_f : 60,$ $R_{f^{ce}} : 850\text{Mpa}$	0-0.5	2Ø12 2Ø16+ 1Ø12	180-270mm	2-3
<i>H. MahirAhmed et al 2018 [3]</i>	BO : 20 BAPF : 20, 40 et 60	Fibres d'acier ondulées : $l_f/d_f : 80,$ $R_{f^{ce}} : 1500\text{Mpa}$	0.0, 0.75	2Ø10 + 2Ø10 2Ø10+ 2Ø16	Ø8 @30 Ø8@50 mm	/
<i>Ehsan Nikbakhta & al 2019 [84]</i>	BHPF $R_{f^{ce}} \leq 100$ Sans gros granulats	Fibres d'aciers droites SSF $l_f/d_f : 100, R_{f^{ce}} \geq 2300$ ou crochetées HSF $l_f/d_f : 83, R_{f^{ce}} \geq 2300$	0.0- 117kg/m ³	1.34, 2.68 1.88 0.94	0.0-62.5- 125 mm	1-2, 3.5
<i>T. T. Bui et al 2020 [62]</i>	BO : 85-87	D'acier Crochetées : $l_f/d_f : 64,$ $R_{f^{ce}} : 1100\text{Mpa}$	1.27% : 100kg/m ³	1.3	/	4.0

2.3.1. Rapport portée de cisaillement / profondeur effective

L'effet du rapport entre la portée du cisaillement et la profondeur effective sur le comportement des poutres en BRF en flexion a été étudié profondément par divers chercheurs (tableau 2-2). Ils se sont soumis d'accord sur l'existence d'une valeur limite pour laquelle les poutres sont soit considérées profondes et se sont rompues par cisaillement, ou elles sont élancées et se sont fendues pour la majorité par flexion [73] [77] [78] [80] [81] [82]. Victor c. Li et al 1992 [73] ont constaté que cette mesure est de 2.5 similaire à celle pour les poutres en BA, cependant Imam al [74] et Parra-Montesinos et al [77] ont constaté que cette valeur est de 2.8 à 3.0. À une valeur inférieure de 'a/d', l'action de la voûte et du goujon sont dominant, par conséquence le mode de rupture par cisaillement est le plus fréquent que par rapport à la valeur de 'a/d' plus élevée. L'efficacité des fibres vis-à-vis du cisaillement augmente avec l'augmentation du rapport a/d, les fibres ont permis d'améliorer la résistance à la traction à travers les fissures.

2.3.2. Effet des fibres

L'effet de l'utilisation de fibres dans le béton a été étudié en faisant varier le type de fibres et leur densité, ce qui a engendré la modification du rapport d'aspect des fibres et de leur résistance, comme indiqué dans le tableau 2.2. Ces fibres ont été dans la majorité des fibres d'acier crochetées, ou parfois droites ou ondulées.

Généralement l'addition des fibres a contribué à l'amélioration des propriétés mécaniques des spécimens, les fibres ont conduit à l'augmentent de la résistance à la flexion et au cisaillement, elles ont permis d'améliorer la distribution de la fissuration, avec une réduction de la largeur des fissures [35][65][73][76][84] [77].

La figure 2.12 présente une comparaison entre les résultats d'essai de flexion réalisé pour des poutres sans armatures transversale soit avec un béton sans fibres ou avec un BRP [77]. Parra-Montesinos et al [77] ont constaté une augmentation de la résistance à la post-fissuration, et que les fibres ont favorisé un réseau de fissures diagonales multiple.

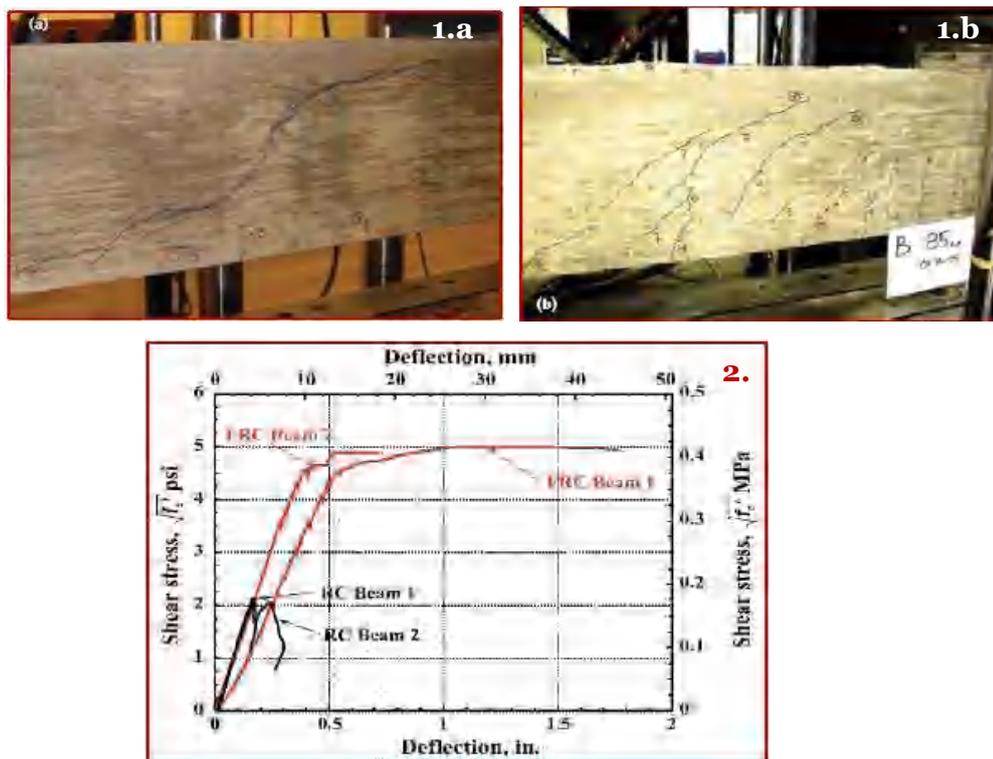


Figure 2.12. Résultats d'essai de flexion réalisé à l'Université de Michigan [77]

- 1. Réseau de fissuration à la rupture des poutres sans armatures de cisaillement : a) en béton sans fibres, b) en béton avec des fibres.
- 2. Courbe contrainte de cisaillement-déflexion pour des poutres sans armatures de cisaillement: a) 'RC' en béton sans fibres, b) FRC en béton avec des fibres.

L'augmentation de la densité des fibres ajoutée a induit à une augmentation de la résistance à la flexion et la résistance au cisaillement. Des auteurs comme Hai H. Dinh et al 2010 [79], You Zhiguo et al 2012 [80], Michael Cohen 2012 [52] avec Hassan Aoude et al 2014[2] ont distingué une limite de volume de fibres au-delà de laquelle aucune contribution supplémentaire des fibres n'est constatées, généralement cela a été pour des densités supérieures de 1%, Hai H. Dinh et al 2010 [79] ont constaté qu'une fraction de volume de fibres de 0.75% a conduit à remplacer les armatures de cisaillement, cependant, la résistance diminue lorsqu'ils ont utilisé des volumes plus élevées de fibres, en particulier au-delà de 1% en volume, les mêmes constatations par Michael Cohen 2012 [52] avec Hassan Aoude et al 2014 [2] ont été relaté. Or, cette amélioration de la résistance due au volume fibreux, dépend fortement d'autres facteurs. Les résultats illustrés dans la figure 2. 13 ont permis à Hai H. Dinh et al 2010 [79] de constater qu'un meilleur rendement a été retenu pour les fibres les plus longues 'de 60mm de longueur' indépendamment de la teneur en fibres, cela n'est pas surprenant, compte tenu de la capacité des fibres plus longues à combler plus efficacement les fissures avec de plus grandes larges.

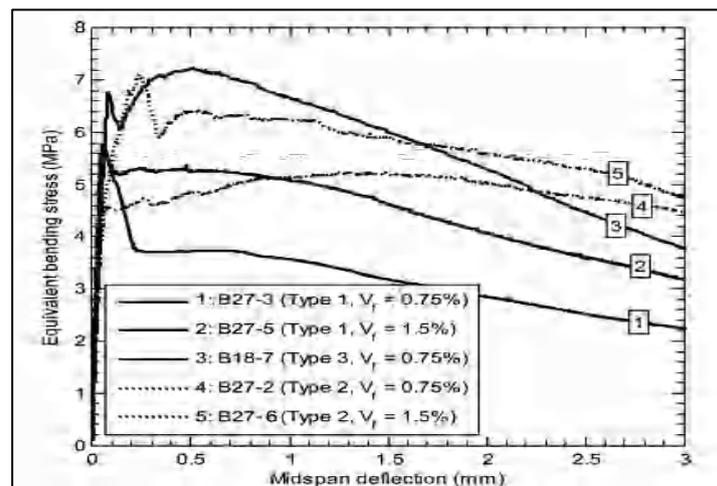


Figure 2.13. Courbes contrainte équivalente de flexion -déflexion à mi- travée pour les poutres [79], avec : B27 les poutres de profondeur de 685mm (27 in.), B18 les poutres de profondeur de 455 mm (18 in.), fibres type 1 de 30mm de longueur, fibres type 2 de 60mm de longueur, fibres type 3 à haute résistance, B27-3 B27-5 B18-7 B27-2, B27-6 sont des poutres avec des densités d'armatures tendues respectivement de 1.6%, 2.7%, 1.6%, 2%, 2.1%. V_f est le volume des fibres d'acier.

Il est à noter aussi que Michael Cohen 2012 [52] avec Hassan Aoude et al 2014 [2] ont trouvé des réponses structurale assez similaire pour des poutres renforcées de 1% de fibres d'acier de résistance normale 'M15-1,0%', et celles renforcées avec 0.75% de fibres de haute résistance 'M15-0,75%H', ces résultats sont présentés dans la figure 2.14.

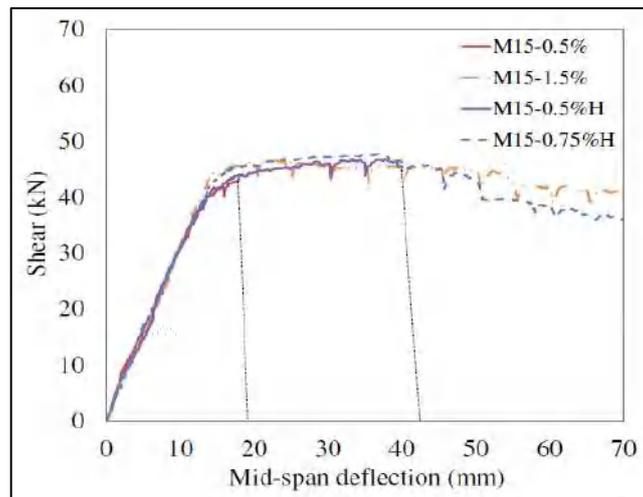


Figure 2.14. Résultats d'essai de flexion pour des poutres sans armatures tendues avec un même type de BAP avec des fibres de résistance ordinaire de volume de 0.5% et 1.5% et fibres à haute résistance de volume de 0.5% et 0.75% [52] [2]

Cependant, les fibres les plus étudiées sont les fibres d'acier crochétées, des études supplémentaires de la contribution d'autres types de fibres d'acier seront donc recommandées.

2.3.3. Effet des armatures tendues

L'effet d'armature longitudinale a également été étudié. Hai H. Dinh et al 2010 [79] ont suggéré que l'espacement entre les barres d'acier tendues soit supérieur de la longueur de la fibre, pour empêcher l'agglomération des fibres le long de l'armature longitudinale. Les auteurs se sont soumis d'accord que lorsqu'une faible teneur en fibres est associée à un taux d'armatures longitudinales élevé, celui-ci prévaut et l'effet des fibres devient négligeable [82] [3] [4], pour une meilleure efficacité des fibres il faut les associer avec un faible taux d'armatures tendues [82] [3] [84] [62].

Or, plus d'études dans ce contexte sont recommandés par maints chercheurs [52] [2] [82] [84] [62].

2.3.4. Effet des armatures de cisaillement

Si des cadres sont placés dans une poutre renforcée de fibres, le problème est encore plus compliqué. Il est intéressant de savoir si la contribution de la fibre peut simplement être superposée à l'effet de l'armature transversale. L'ajout de fibres d'acier à une poutre en BA avec armatures de cisaillement ne devrait pas modifier le rôle de ces derniers.

Des essais de poutres en BRF avec des armatures transversales énumérés dans le tableau 2-2, sont des paramètres étudiés dans le contexte d'évaluer l'effet de cette association 'fibres-cadres' sur le comportement flexionnel des poutres. Ehsan Nikbakhta et al 2019[84] ont indiqué des distinctions similaires à H. Mahir Mahmud et al 2019 [3] et Youcef Fritih 2013 et al [82], ils ont constaté qu'avec un espacement d'armatures de cisaillement plus grand et des fibres d'acier la charge ultime été la plus élevée, cependant, une ductilité inférieure a été constatée en comparaison à celle d'une poutre sans fibres avec un espacement plus faible. Cela a impliqué que l'espacement entre les cadres a une influence significative sur la ductilité et la capacité de déformation de ces poutres.

D'après les résultats de l'investigation expérimentale de You zhiguo et al 2010 [80] comme il est présenté dans la figure 2.15, les auteurs ont affirmé que les armatures transversales peuvent être partiellement remplacées par des fibres d'acier. Et que la combinaison des cadres et des fibres d'acier a démontré un effet hybride positif sur la résistance flexionnelle et la déformabilité des poutres, et peut être obtenue seulement à une teneur en fibres d'acier de 25 kg/m³, ce qui a permis l'augmentation de l'espacement entre les cadres de 150mm à 250mm.

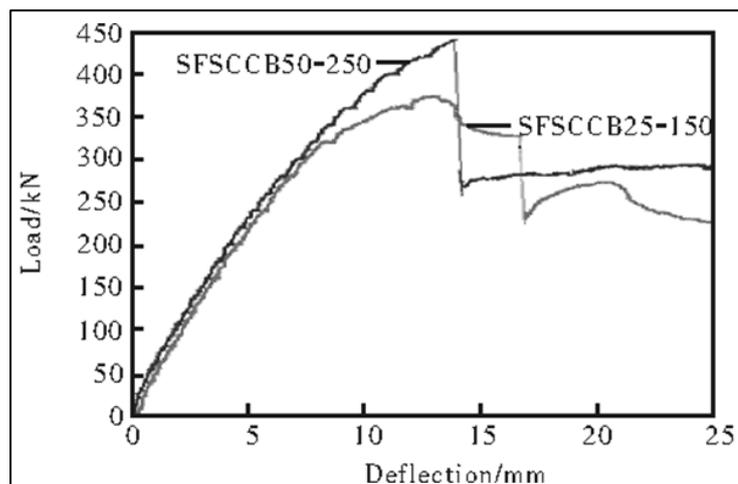


Figure 2.15. Courbes charge- déflexion des poutres en BAPF avec des armatures de cisaillement [80] ; avec :

SFSCC : BAPF,

B25 et B50 : béton avec volume en fibres d'acier de 0.25% et 0.50%,

250 et 150 l'espacement entre les cadres de 250mm et 150mm.

Ehsan Nikbakhta et al 2019[84] ont confirmé la nécessité de prévoir une quantité suffisante de fibres d'acier et d'armatures transversales, afin d'atteindre à la fois une résistance à la rupture et une ductilité élevées. Cependant des études supplémentaires dans ce contexte sont recommandées.

2.3.5. Effet du type du béton et la résistance à la compression

L'effet du type de béton et de la résistance à la compression du BRP sur le comportement à la flexion des poutres a été aussi évalué comme le montre le tableau 2-2. Généralement, les auteurs ont constaté une augmentation de la résistance à la compression des BRP entraîne une augmentation de la résistance flexionnelle des poutres, H. Mahir Mahmud et 2018 [3] ont observé que cette amélioration de la résistance été accompagnée d'une augmentation de la flèche à mi- travées des poutres (figure 2.16), à vrai dire aussi l'effet des armatures tendues est très claire dans cette figure, une faible densité des armatures a conduit à une résistance inférieure mais avec une meilleure ductilité.

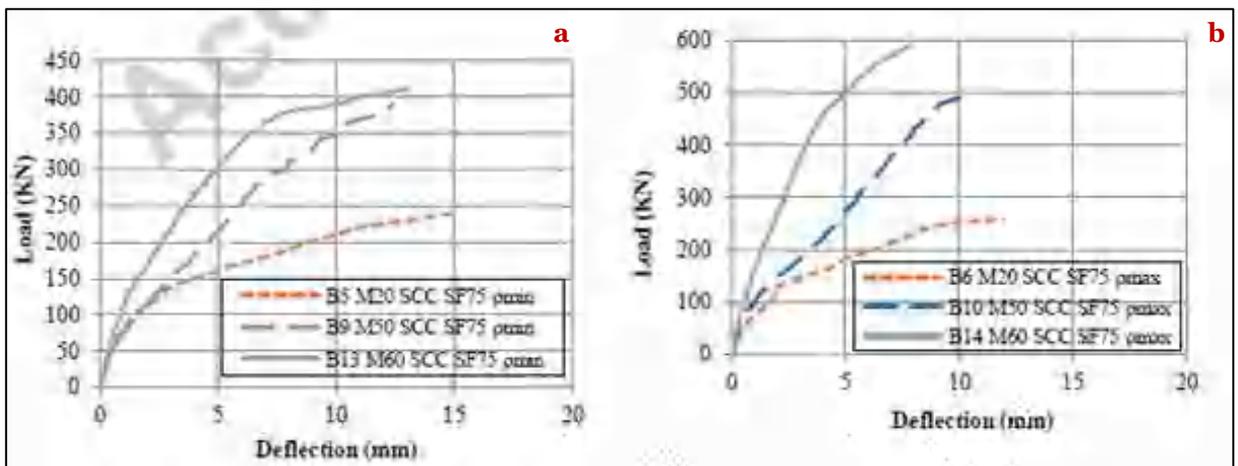


Figure 2.16. Courbes charge- déflexion présentent l'effet de la résistance du béton [3], avec :

M20, M50 et M60 bétons de classes respectivement de 20MPa, 50MPa et 60MPa

a) avec densité d'armatures longitudinales minimale, b) avec densité d'armatures longitudinales maximale.

E. Cuenca et al 2015 [83], ont constaté que les bétons caractérisés d'une résistance moyenne à la compression associés à des fibres de haute résistance, similairement à ceux fabriqués avec les bétons de haute résistance à base de fibres de résistance normale, ont démontré un comportement clairement ductile comme il est illustré dans la figure 2.17. Or les auteurs ont remarqué aussi que la combinaison d'une matrice du béton de haute résistance avec des fibres de faible résistance ne semble pas être efficace.

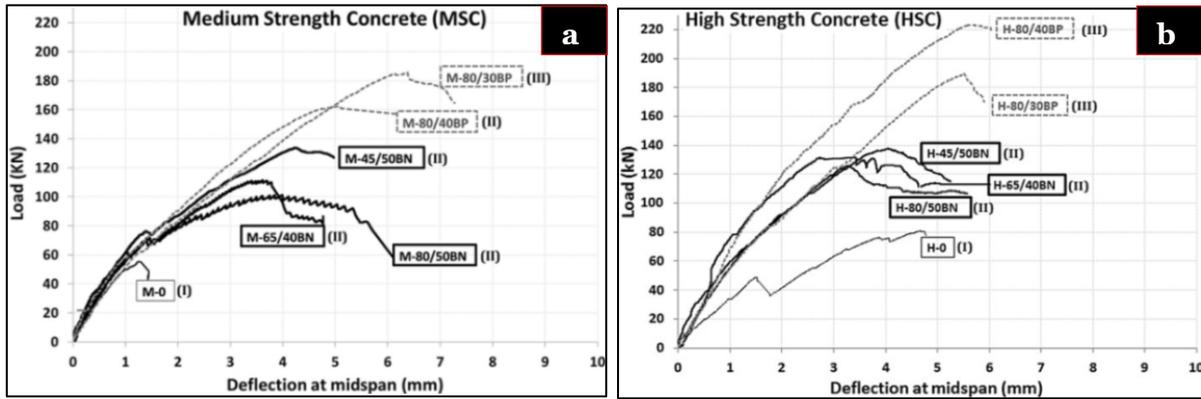


Figure 2.17. Courbes charge déflexion présentent l'effet du type des bétons

a) Béton à résistance moyenne à la compression associé de fibres (M), b) Béton à haute résistance à la compression associé de fibres (H) [83]

M-0 ou H-0: Bétons témoins avec 0% de fibres

45/50, 65/40, 80/50, 80/40, 80/30 : Le premier terme c'est le rapport d'aspect de la fibre, et le second terme est la longueur de la fibre

BN : Fibre de résistance normale (1225 Mpa)

BP : Fibre de haute résistance (3070 Mpa)

2.4. Conclusion

Ce chapitre cerne une synthèse bibliographique sur le comportement à la flexion des poutres en béton armé ou en béton renforcé de fibres, les mécanismes de rupture et les différents paramètres qui peuvent impliquer une différence significative sur les propriétés mécaniques des éléments analysés. On a élaboré les constatations suivantes de maint chercheurs de l'effet de :

- La résistance à la compression du béton,
- Du rapport des armatures longitudinales,
- Du rapport des armatures transversales,
- Du type et volume des fibres,
- Du rapport de la portée de cisaillement à la profondeur effective 'a/d'

Sur les propriétés mécaniques des poutres en BRP et notamment en BAPF. Les observations des auteurs et leurs recommandations, font ressortir le besoin d'effectuer plus d'investigations dans ce domaine, afin de mieux comprendre le rôle que peuvent jouer ces différents paramètres et de trouver une combinaison optimisée des fibres et d'armatures conventionnelles, qui permettent d'accroître à la fois la résistance flexionnelle et la ductilité post-fissuration, tout en gardant un coût convenable. Pour cela il est recommandé d'investir ce domaine par d'autres recherches

supplémentaires dans l'optique de palier aux différentes carences signalées pour des matériaux conventionnels.



Etude Analytique et Modèles réglementaires

3

3.1. Introduction

L'absence de modèles réglementaires de calcul similaires à celles optées en béton armé a freiné l'utilisation des fibres pour la conception d'ouvrages, cet état de fait pourrait changer avec la mise en place de méthodologies proposées par quelque codes, tel que le code modèle du *fib2010* (*MC2010*), permettant de prendre en compte la contribution des fibres sur les caractéristiques en traction et en flexion du BRP, ainsi que les efforts fournis par maint chercheurs pour induire des modèles de calcul analytique afin de quantifier la contribution des fibres dans des structures en BRP en flexion.

Ce chapitre est réalisé pour permettre une meilleure compréhension de ce qui existe dans la littérature comme modèles réglementaires et approches analytiques concernant une poutre en BRP en flexion. Mais tout d'abord on a jugé nécessaire de présenter l'analyse d'une poutre en béton ordinaire armé soumise à la flexion.

3.2. Analyse d'une section d'un élément structural en béton armé soumis à la flexion simple

Pour la conception et l'analyse d'une section en béton armé, on suppose qu'il y a une adhérence parfaite entre le béton et l'acier, de sorte que la déformation dans l'armature est identique à celle dans le béton. Cela préserve ce que l'on appelle la «compatibilité des déformations» à travers la section transversale d'un élément structural.

3.2.1. Moment fléchissant et effort tranchant

Selon la configuration de l'essai de flexion à trois points, les diagrammes du moment de flexion et de l'effort tranchant sont représentés sur la figure 3.1.

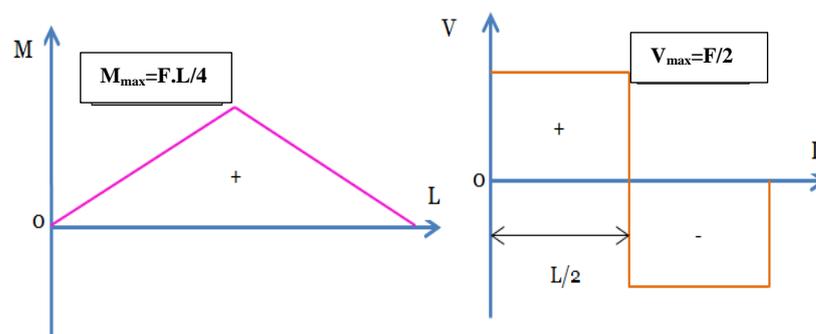


Figure 3.1. Diagrammes du moment de flexion et de l'effort tranchant d'une poutre soumise à la flexion trois points. $L=l/2$

3.2.2. Analyse de la section à l'état limite de service ELS

Dans cette étape, il est nécessaire de décrire la théorie élastique pour deux types de section en béton armé, en premier lieu la section étant considérée en phase non fissurée, tandis que pour la deuxième la section est présentée en état fissurée.

3.2.2.1. En section non fissurée

➤ **Position de l'axe neutre et le moment quadratique d'inertie**

Dans une poutre en flexion, l'emplacement de l'axe neutre dépend essentiellement de la position des fissures de flexion, la position de l'axe neutre et le moment quadratique d'inertie est déterminée selon l'hypothèse que les matériaux sont dans leur domaine élastique linéaire, suivant que la section est fissurée ou non.

Lorsque le béton n'est pas encore fissuré, c'est à lui seul de reprendre les contraintes appliquées. La section est constituée de deux matériaux (Figure 3.2).

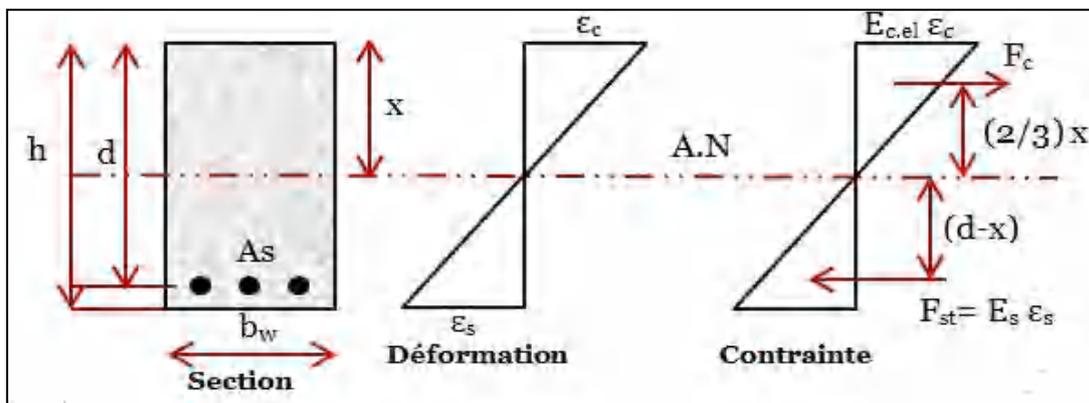


Figure 3.2. Déformation et contraintes dans une section non-fissurée

L'inertie et la position de l'axe neutre avant fissuration sont calculées par homogénéisation de la section totale de béton et l'acier.

Le béton équivalent à A_s ($A_{c,équiv}$) doit transmettre la même force, avec sa déformation est ϵ_s :

$$N_c = A_{c,équiv} \sigma_c = A_{c,équiv} E_c \epsilon_c = A_s E_s \epsilon_s \Rightarrow A_{c,équiv} = \frac{E_s}{E_c} A_s = n A_s \tag{3.1}$$

Donc, afin de transformer l'acier en béton équivalent il faut multiplier la section d'acier par « $n = E_s/E_c$ ».

Or, dans la section occupée par les armatures, il n'y a pas de béton.

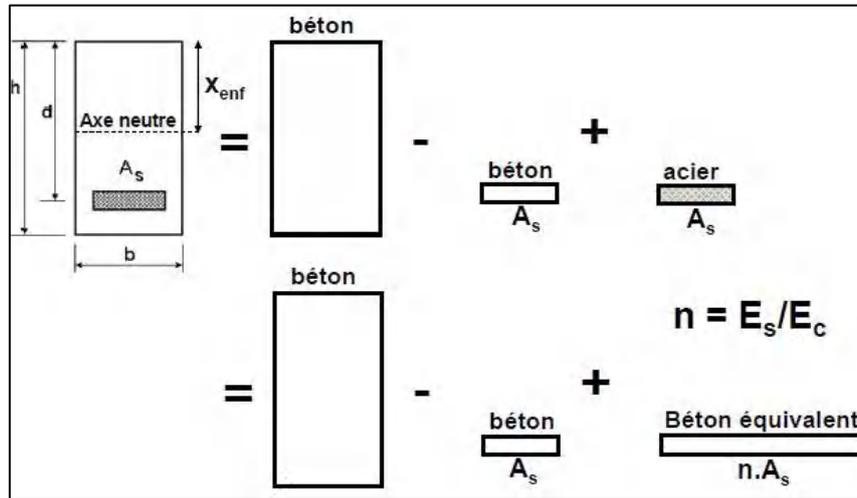


Figure 3.3. Homogénéisation de la section totale du béton et de l'acier [91]

Suposant que l'origine des x_i est la fibre supérieure de la section, on réalise alors le tableau 3.1 ci-dessous :

Tableau 3.1. Mesures nécessaires pour définir la position de l'axe neutre [91]

	A_i	X_i	$A_i X_i$	I	$X_i - X_{enf}$	$(X_i - X_{enf})^2 A_i$
Béton	bh	h/2	bh ² /2	bh ³ /12	(h/2 - x_{enf})	(h/2 - x_{enf}) ² bh
Acier	(n-1)A _s	d	d(n-1)A _s	/	(d - x_{enf})	(d - x_{enf}) ² (n-1)A _s

↳ Position de l'axe neutre

La relation exprimant la position de l'axe neutre avant fissuration prenant comme origine des (X_i) la fibre supérieure de la section est donnée par la relation :

$$x_{enf} = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{\frac{b_w h^2}{2} + (n-1) A_s d}{b_w h + (n-1) A_s} \quad (3.2.)$$

■ Avec :

- ◆ A_i : Section du béton et celle du béton équivalent
- ◆ X_i : Position des sections par rapport à la fibre supérieure de la section totale
- ◆ b_w : Largeur de la section droite dans la zone tendue

- ◆ h : Hauteur de la section,
- ◆ d : Hauteur utile, soit la distance entre la fibre comprimée et la position du centre de gravité des armatures tendues,
- ◆ A_{sl} : Section des aciers longitudinaux tendus,
- ◆ n : Coefficient d'équivalence, égal au rapport entre le module d'élasticité instantané (sous des actions de courte durée) de l'acier et celui du béton . Ce rapport modulaire est utilisé pour transformer la section réelle en une section en béton.

↳ Moment quadratique d'inertie

La relation de l'inertie non fissurée est donnée par l'équation 3.3.:

$$I_{enf} = \sum I_i + \sum (x_i - x_{enf})^2 A_i = \frac{b_w \cdot x_{enf}^3}{12} + b_w h \cdot \left(\frac{h}{2} - x_{enf}\right)^2 + (n - 1) \cdot A_{sl} \cdot (d - x_{enf})^2 \quad (3.3.)$$

↳ Calcul des contraintes

Le calcul des contraintes dans le béton en stade élastique non fissuré, sous un moment M_{enf} s'obtient directement par :

- ◆ Fibre supérieure : $f_c = \frac{M_{enf} x_{enf}}{I_{enf}}$ (3.4.)

- ◆ Fibre inférieure : $f_{ct} = \frac{M_{enf}(h - x_{enf})}{I_{enf}}$ (3.5.)

- ◆ Dans l'acier : $f_s = n \cdot \frac{M_{enf}(d - x_{enf})}{I_{enf}}$ (3.6.)

Les sections d'acier étant faibles, en négligeant celles-ci et ne considérant que la section du béton brute. On obtient en général le calcul approché :

- ◆ L'axe neutre est donc: $x_{enf} = h/2$,
- ◆ Le moment d'inertie dans la section rectangulaire : $I_{enf} = b \cdot h^3/12$
- ◆ Et les contraintes dans le béton : $f_c = f_t = 6 \cdot M_{enf}/(b \cdot h^2)$

3.2.2.2. En section fissurée

La section est fissurée. Pour simplifier, on considère que le béton en traction ne reprend aucune contrainte. Par conséquent, la section n'étant soumise qu'à la flexion pure, la résultante des efforts de compression doit équilibrer celle des efforts de traction repris par les armatures seules (Figure 3.4). Le calcul de la position de l'axe neutre et l'inertie en section fissurée est effectué par homogénéisation de la section sans prise en compte de la section du béton tendu. 'x_{enf}= élastique fissurée'

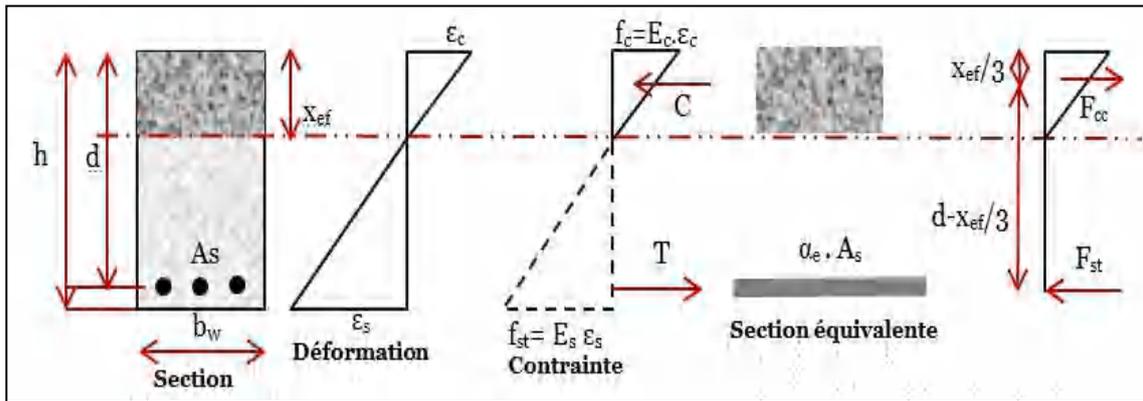


Figure 3.4. Déformation et contraintes section fissurée

↪ Position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre en section fissurée est donnée par la relation 3.7:

$$x_f = \frac{\sqrt{(n \cdot A_{s1})^2 + 2 \cdot n \cdot A_{s1} \cdot b_w \cdot d} - n \cdot A_{s1}}{b_w} \quad (3.7.)$$

↪ Moment quadratique d'inertie

L'inertie fissurée est donnée par l'équation (3.8) :

$$I_f = \frac{b_w \cdot x_f^3}{3} + n \cdot A_{s1} \cdot (d - x_f)^2 \quad (3.8.)$$

↪ Calcul des contraintes

Les contraintes dans la fibre supérieure du béton et dans l'armature sont respectivement :

$$\blacklozenge f_c = \frac{M_{ef} x_{ef}}{I_{ef}} \quad (3.9.)$$

$$\blacklozenge \text{Et } f_s = n \frac{M_{ef}(d - x_{ef})}{I_{EF}} \quad (3.10.)$$

3.2.2.3. Calcul à la Rupture

↪ Moment de rupture par flexion

La fissuration dans une poutre en béton armé sollicitée en flexion intervient au niveau de la fibre inférieure lorsque la contrainte du béton en cette fibre $\sigma_{inf}(x, h - y_{nf})$ atteint la résistance en traction du béton f_{ctm} [1].

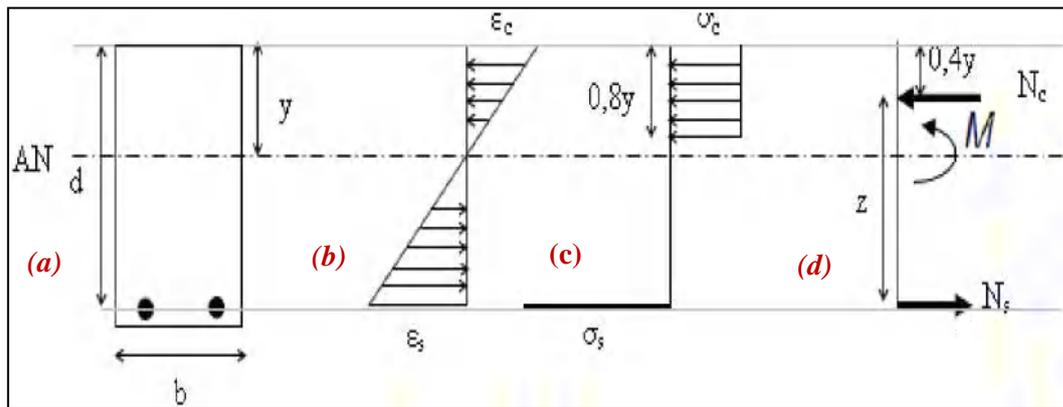


Figure 3.5. Analyse d'une section soumise à la flexion: (a) géométrie, (b) distribution des déformations, (c) distribution des contraintes et (d) distribution des efforts normaux [1].

A partir de l'équilibre des forces :

$$N_c = N_s \Rightarrow y0.8b_w\sigma_c = A_{s1}\sigma_s \quad (3.11)$$

La position de l'axe neutre y à la rupture est obtenu donc de la formule :

$$y = \frac{A_{s1}\sigma_s}{0.8b_w\sigma_c} \quad (3.12.)$$

■ Avec

- ◆ $\sigma_c = f_{cm}$: Résistance réelle à la compression du béton à l'échéance de l'essai
- ◆ $\sigma_s = f_y$: Limite d'élasticité de l'acier

Le moment à la rupture est obtenu de l'égalité:

$$M = N_s Z = N_c Z, \quad (3.13.)$$

■ Avec :

$$N_s = A_{s1}\sigma_s \text{ et } Z = (d - 0.4y)$$

L'expression du moment à la rupture est donc :

$$M = A_{s1}\sigma_s(d - 0.4y) \quad (3.14.)$$

↪ **Moment de rupture par cisaillement** (Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004])

Le moment de rupture par cisaillement peut être obtenu en se basant sur le principe de la méthode réglementaire de dimensionnement vis-à-vis l'effort tranchant de l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004], qui réside en un calcul aux Etats Limites Ultimes (E.L.U). Elle est basé sur la détermination de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé avec ou sans armatures

transversales, distinguant les contributions individuelles du béton ($V_{Rd,c}$) et des cadres (ou étriers) $V_{Rd,s}$ à la résistance à l'effort tranchant avec l'hypothèse que les matériaux peuvent atteindre leurs capacités ultimes.

La résistance ultime à l'effort tranchant de poutres renforcées transversalement V_{Rd} prend dès lors la forme :

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (3.15.)$$

Deux cas sont distingués selon l'Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004] :

◆ **Éléments pour lesquels aucune armature de cisaillement n'est requise** « $V_{Rd} < V_{Rd,c}$ »

Les coefficients partiels de sécurité des matériaux dans le calcul à la rupture donné par la formule (3.16.), sont considérés égaux à 1.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.18}{\gamma_c} [k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{cm})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}] \cdot b_w d \\ \text{et} \\ [0.035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}}] \cdot b_w d \end{array} \right\} \quad (3.16.)$$

■ Avec :

- γ_c : Facteur de sécurité partiel pour un béton ordinaire (sans fibres)
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$; 'd' exprimé en mm

Le taux de renforcement longitudinal est défini par $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$, avec :

- A_{s1} : Section des armatures tendues
- f_{cm} : Résistance en compression moyenne du béton.

◆ **Éléments pour lesquels des armatures de cisaillement sont requises** « $V_{Rd} > V_{Rd,c}$ »

Dans le cas où l'effort de cisaillement agissant est supérieur à la résistance du béton, la poutre doit être renforcée par des armatures transversales selon l'équation :

$$A_{sw} \leq A_{sw,max} = 0,5 \alpha_{cw} V_1 f_{cm} b_w s / f_{yw} d \quad (3.17.)$$

■ D'où :

- A_{sw} : Aire de la section des armatures d'effort tranchant,

- S : L'espace des cadres,
- f_{ywd} : Limite d'élasticité des armatures d'effort tranchant
- α_{cw} : Tient compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée pour les structures non précontraintes $\alpha_{cw} = 1$;
- V_1 Coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant, et qui vaut $V_1 = 0,6$ lors d'une résistance caractéristique en compression du béton inférieure ou égale à 60 MPa,

A l'E.L.U, l'effort de cisaillement résistant d'une section avec des armatures transversales ne fait intervenir que la contribution mécanique des armatures transversales (équation 3.18) :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z \cdot f_{ywd} \cdot \cos \theta \quad (3.18.)$$

■ Retenant :

- $\theta = 45^\circ$
- $Z = d - 0.4y$ Le bras de levier des forces internes ;

Le moment de rupture par cisaillement dans le cas de flexion à trois points est donné par :

$$M_{rup} = a \cdot V_{Rd} \quad (3.19.)$$

$$\text{Et : } V_{rup} = \frac{F_{rup}}{2} \quad (3.20.)$$

↪ Calcul à la rupture (ACI 318)

◆ Cisaillement (ACI 318)

La charge de rupture en cisaillement qui correspond à la résistance ultime au cisaillement décrite par la norme ACI 318, est donnée par la formule 3.21 suivante:

$$F_{rup} = 2 * V_{rup} \quad (3.21.)$$

$$V = V_c + V_s \quad (3.22.)$$

■ Avec :

- V : Résistance ultime au cisaillement;
- V_c : Résistance au cisaillement du béton;
- V_s : Résistance au cisaillement des cadres.

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d \quad (3.23.)$$

Avec :

- f_c' : Résistance à la compression du béton a 28 jours;
- b_w : Largeur de la section du béton;
- d : Hauteur utile de la section du béton.

$$V_s = \frac{A_{st} \cdot f_{yt} \cdot (b_w \cdot d)}{b_w \cdot S} = \frac{A_{st} \cdot f_{yt} \cdot d}{S} \quad (3.24.)$$

▣ Où :

- A_{st} : Section des armatures transversales;
- f_{yt} : Limite d'élasticité de l'acier transversal;
- S : Espacement entre les armatures transversales .

◆ Flexion (ACI 318)

La charge de flexion a été vérifiée par l'équation ci-dessous :

$$c = \frac{A_s f_y}{\alpha \beta f_c' b_w} \quad (3.25.)$$

▣ Tel-que :

- C : Hauteur de la zone comprimée de la poutre;
- A_s : Section des armatures longitudinales tendues HA12;
- f_y : Limite d'élasticité de l'acier longitudinal;
- α et β : Coefficients dont leurs valeurs sont respectivement de 0.8 et 0.85.
- f_c' : Résistance à la compression du béton à 28 jours;

▣ Avec

$$M_r = T \cdot \left(d - \beta \frac{c}{2} \right) = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \beta \frac{c}{2} \right) \quad (3.26.)$$

▣ Où :

- M_r : Moment de résistance de la poutre;
- T : Force de traction dans la fibre tendue de la section du béton;

La capacité de la charge totale de flexion pour une poutre soumise à la flexion à trois points :

$$F_r = \frac{M_r}{a} \quad (3.27.)$$

3.2.2.4. Flèche maximale à mi- travée d'une poutre en flexion à trois points

La flèche théorique en valeur absolue à mi- travée d'une poutre en flexion 3 points est donnée par la relation suivante :

$$f(l/2) = \frac{Fl^3}{48E_c I} \quad (3.28.)$$

▀ Où

- E_c : Module élastique du béton ;
- I : Inertie d'une section de poutre ;
- L : Portée de la poutre.

3.3. Comportement à la flexion des poutres en BRF

Le rôle fondamental des fibres dans la matrice cimentaire est de « coudre » les fissures, ainsi de conférer une résistance post-fissuration en traction au béton en continuant à transférer les efforts une fois le béton est fissuré.

Compte tenue de la présence d'une résistance post-fissuration en traction non négligeable du béton fibré, le concept de négliger la résistance en traction du béton, qui est adopté pour le béton armé, n'est donc plus applicable pour le BRF, ou du moins serait très conservatrice. [45, 55].

3.3.1. Code MC2010 [92]

3.3.1.1. Résistance en flexion

Le calcul de la résistance en flexion du BRF est effectué selon des distributions de contraintes simplifiées, autant en traction qu'en compression. Le code MC2010 [92] propose l'utilisation du même bloc de contraintes équivalentes en compression du BO présenté dans l'Eurocode 2, en plus de considérer un bloc de contrainte équivalente en traction (figure 3.6.).

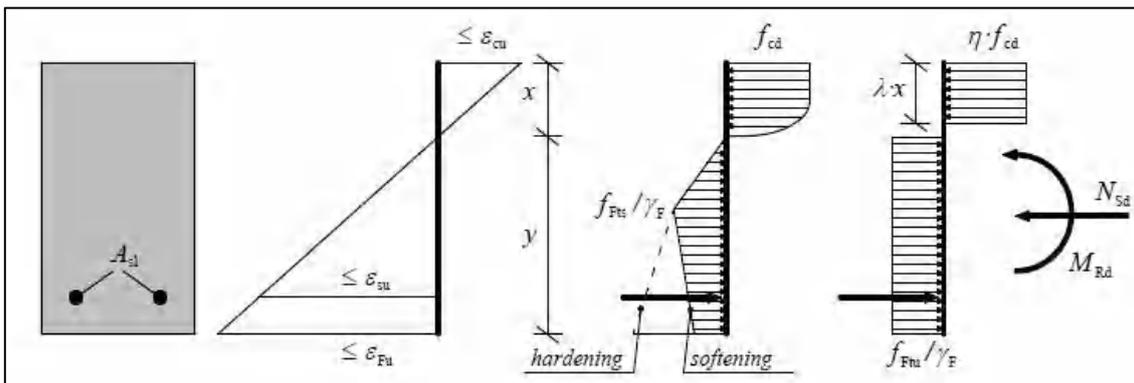


Figure 3.6. Contraintes de conception pour un élément en flexion [MC2010].

Quant à la modélisation du comportement flexionnel, le MC2010 propose deux options (figure 3.6.). Concernant la première option, elle permet une modélisation plus représentative du comportement flexionnel du BRP, étant donné la prise en compte d'un comportement parabolé-rectangle en compression et d'un comportement bilinéaire en traction. Cependant la deuxième option est plus simple à utiliser, mais légèrement moins précise.

La rupture en flexion d'un élément de structure en BRP survient lorsqu'un de ces états limites de déformation est atteint :

- ◆ $\epsilon_{cu} > 0.0035$: Atteinte de la déformation maximale en compression ;
- ◆ $\epsilon_{fu} > 0.01$: Atteinte de la déformation maximale dans les armatures ;
- ◆ $\epsilon_{cu} > 0.02$ ou 0.01 : Atteinte de la déformation maximale du BRP en traction.

Le facteur «K» est fonction de l'orientation des fibres dans l'élément à étudier, il permet l'ajustement des contraintes de traction suivant l'orientation des fibres anticipée. Ce facteur s'applique directement sur les contraintes équivalentes de traction.

3.3.1.2. Résistance en cisaillement

Trois différentes situations sont considérées dans le MC2010 pour proposer la prise en compte de l'effet des fibres en cisaillement. Tout d'abord, des équations sont proposées dans le cas où le spécimen à l'étude ne comporte pas de cadres ni d'armature tendue. Des équations différentes sont proposées lorsque l'échantillon comporte uniquement des armatures longitudinales sans des cadres. Finalement, dans le cas où il y a présence de barres d'armatures tendues et de cadres dans l'élément à étudier, une méthodologie de calcul à suivre est proposée par le MC2010.

3.3.1.2.1. Sans armature longitudinale et sans cadres

D'après le MC2010, la reprise des efforts de cisaillement par le BRP n'est applicable que dans le cas où ce matériau présente un comportement écrouissant en traction, comme le cas d'BRP. Dans ce cas, la contrainte principale de traction (σ_l) résultant des efforts de cisaillement ne doit pas dépasser la contrainte de conception en traction (f_{Ftu}). Ce principe peut donc s'exprimer selon l'équation (3.29) dans laquelle (γ_f) représente le facteur de sécurité partiel, et l'indice (k) indique qu'il s'agit de contraintes caractéristiques.

$$\sigma_l \leq \frac{f_{Ftu}k}{\gamma_f} \quad \text{il faut ordonner toute les équations de la meme maniere} \quad (3.29.)$$

Avec la contrainte de conception en traction est directement proportionnelle à la contrainte résiduelle (f_{R3}), obtenue d'un essai de flexion trois points sur des prismes de dimensions réduites (150mm x 150mm x 550mm) présenté par plusieurs normes (RILEM 2000, MC2010), cet essai sert pour caractériser le comportement en traction des BRP, (f_{R3}) prend la formule (3.30.):

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}k}{3} \quad (3.30.)$$

A la rupture d'une section soumise uniquement à un effort de cisaillement, dont la contrainte principale de traction est égale à la contrainte de cisaillement, la contrainte de cisaillement peut être approximée avec l'équation 3.31 [55]

$$\tau = \frac{V_{cis}}{A} \quad (3.31.)$$

■ Avec

- ◆ τ : Contrainte de cisaillement ;
- ◆ V_{cis} : Effort de cisaillement ;
- ◆ A : Aire de la section où le cisaillement s'applique.

3.3.1.2.2. Avec armature tendue et sans cadres

Dans le cas d'un spécimen ne comporte que d'armature longitudinale, le MC2010 propose une équation empirique (3.32.) adaptée à celle proposée dans l'Eurocode 2 (3.16.), permettant de prendre en compte l'effet mixte des barres tendues et des fibres.

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} [k * (100 * \rho_l * (1 + 7.5 \frac{f_{Fctuk}}{f_{fck}}) f_{fck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp}] * b_w d \quad (3.32.)$$

■ Avec

- ◆ γ_c : Facteur de sécurité partiel pour un béton ordinaire (sans fibres) ;
- ◆ k : Coefficient pour prendre en considération l'effet d'échelle ($1 + \sqrt{200d} \leq 2.0$) ;
- ◆ d : Profondeur effective de la section en flexion (mm) ;
- ◆ ρ_l : Ratio d'armatures longitudinale ;
- ◆ A_{sl} : Aire d'armatures longitudinales ;
- ◆ σ_{cp} : Contrainte axiale moyenne (MPa) sur la section A_c (mm^2) causée par un effort normale N_{ed} (N), où $N_{ed} > 0$ pour un effort de compression ($N_{ed} * A_c \leq 0.2 f_{cd}$) ;
- ◆ b_w largeur minimale de la section dans la zone tendue (mm).

Le paramètre F_{ctuk} est déterminé à partir du modèle linéaire du BRP en traction trois points pour une ouverture de fissure à la limite (W_u) de 1.5.

En revanche, l'équation 3.16 n'est valable qu'à condition que le rapport (a/d) est supérieur ou égal à 2.5. Le terme qui traduit la prise en compte de l'apport des fibres dans la résistance au cisaillement est le suivant :

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} [k * 100 * \rho_l * (7.5 \frac{f_{Fctuk}}{f_{fck}}) f_{fck}]^{\frac{1}{3}} * b_w d \quad (3.33.)$$

Une valeur minimale de résistance au cisaillement est de plus indiquée dans le code MC2010 traduite par :

$$V_{rd,fmin} = (0.0035k^{3/2} f^{1/2} + 0.15\sigma_{cp}) b_w d \quad (3.34.)$$

3.3.1.2.3. Avec armatures longitudinales et transversales

Pour déterminer la résistance en cisaillement d'un élément muni d'armatures longitudinales et transversales, et afin d'être cohérent avec les méthodes de calculs existantes, la résistance au cisaillement se calcule en cumulant les termes de résistance du béton, des cadres et des fibres. Il s'agit alors d'ajouter le terme $V_{Rd,f}$ dans les équations proposées.

3.3.2. RILEM

3.3.2.1. Résistance en flexion

Pour calculer la résistance en flexion d'un élément en BRP, le comité RILEM propose de suivre le diagramme de contraintes équivalentes présenté sur la Figure 3.6. Le comportement en traction est tel qu'il est présenté dans la section qui suit (section 3.3.3). Tandis que le comportement en compression est le même que dans le code MC2010, il est considéré identique à celui d'un béton ordinaire, avec la déformation maximale du béton en compression est de 0.35%.

La contrainte de compression est considérée de $0.85f_{cd}$, la contrainte de conception (f_{cd}) est définie selon la formule 3.35, elle est directement proportionnelle à la contrainte de compression caractéristique :

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_d \quad (3.35.)$$

Le terme γ_d représente le facteur de sécurité partiel du béton.

3.3.2.2. Résistance en cisaillement

De façon semblable à celle effectuée dans le code MC2010, RILEM définit la résistance ultime au cisaillement en assemblant les composantes liées à la contribution du béton (V_c), des cadres (V_w) et des fibres (V_f), de tel que la résistance au cisaillement (V_R) est évalué alors selon l'équation (3.36.) :

$$V_R = V_c + V_w + V_f \quad (3.36.)$$

À partir de l'équation (3.37) on distingue comme pour le béton armé, la résistance en cisaillement d'un élément en BRP ne peut pas dépasser la résistance du béton à l'écrasement en compression (V_{Rc}). En fait, cette dernière est une limite maximale imposée à la résistance en cisaillement du BRP.

$$V_R \leq V_{Rc} \quad (3.37.)$$

Les formules (3.38) et (3.39) définies respectivement le calcul de l'apport du béton et des armatures transversales à la résistance en cisaillement. L'équation (3.40) permet de calculer la résistance du béton à l'écrasement. Il est à noter que ces formules proviennent des recommandations indiquées dans l'Eurocode 2.

$$V_c = \left\{ 0.12k \left[100\rho_l f_{ck} \right]^{1/3} + 0.15\sigma_{cp} \right\} b_w d \quad (3.38.)$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3.39.)$$

$$V_{Rc} = 0.5v * f_{cd} 0.9d b_w (1 + \cot \alpha) \quad (3.40.)$$

■ Avec :

- ◆ : coefficient pour prendre en compte l'effet d'échelle ($1 + \sqrt{200d} \leq 2.0$) ;
- ◆ D : Profondeur effective de la section en flexion (mm) ;
- ◆ ρ_l : Ratio d'armatures tendues ($A_s / b_w d$) ;

- ◆ σ : Contrainte axiale moyenne (MPa) sur la section A_c (mm^2) qui se produit par une force normale (N) ; avec $N_{sd} > 0$ pour un effort de compression (N_{sd}/A_c).
- ◆ b_w : Largeur minimale de la section dans la zone tendue (mm) ;
- ◆ A_{sw} : Aire des armatures transversales (mm^2) ;
- ◆ s : Espacement des cadres (mm) ;
- ◆ f_y : Contraintes élastiques des cadres (MPa)
- ◆ α : Angle d'inclinaison des cadres par rapport à la direction longitudinale ($45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$) ;
- ◆ ϑ : $0.7 - f_{ck}/200 \geq 0.5$.

Pour ce qui est de l'apport des fibres (V_f) à la résistance au cisaillement du BRP, RILEM propose de déterminer celle-ci selon l'équation 3.41 :

$$V_{sf} = k_f k \cos \theta \tau_{fd} b_w d \cot \theta \quad (3.41.)$$

■ D'où :

- ◆ θ : Angle d'inclinaison des bielles de compression. Assumant un angle de 45° pour ces bielles, l'équation (3.42) prend la forme suivante :

$$V_{sf} = 0.7 k_f k \tau_{fd} b_w d \quad (3.42.)$$

D'où (k) est le coefficient intégré pour prendre en compte l'effet d'échelle ($k=1+\sqrt{200d} \leq 2.0$). Le facteur (k_f) permet de prendre en considération la résistance procurée par les ailes d'un profilé en (T). Cette contribution est déterminée suivant l'équation (3.43). Or, dans le cas d'une section rectangulaire k_f est égal à 1.

$$k_f = 1 + n \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \left(\frac{h_f}{d} \right) \quad (3.43.)$$

$$\text{Avec : } n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \leq \min \left(3, \frac{3b_w}{h_f} \right) \quad (3.44.)$$

Finalement, l'apport des fibres sur la résistance en cisaillement est identifié à l'aide du facteur dénoté τ_{fd} qui se calcule selon la formule (3.45), il représente la contrainte de cisaillement à laquelle peuvent résister les fibres.

$$\tau_{fd} = \frac{0.18}{\gamma_c} f_{R4} \quad (3.45.)$$

Où (γ_c) est le facteur de sécurité partiel pour un béton ordinaire (sans fibres).

3.3.3. Essai de traction par flexion trois points prisme entaillé

Les contraintes nécessaires à la caractérisation de la loi constitutive en traction d'un BRP, sont obtenues à l'aide d'un essai de caractérisation de flexion trois points, réalisé sur des prismes entaillés de (150x150x600mm) selon les recommandations de (EN 14651, RILEM 2000 et RILEM 162-TDF 2003) (figure 3.7) :

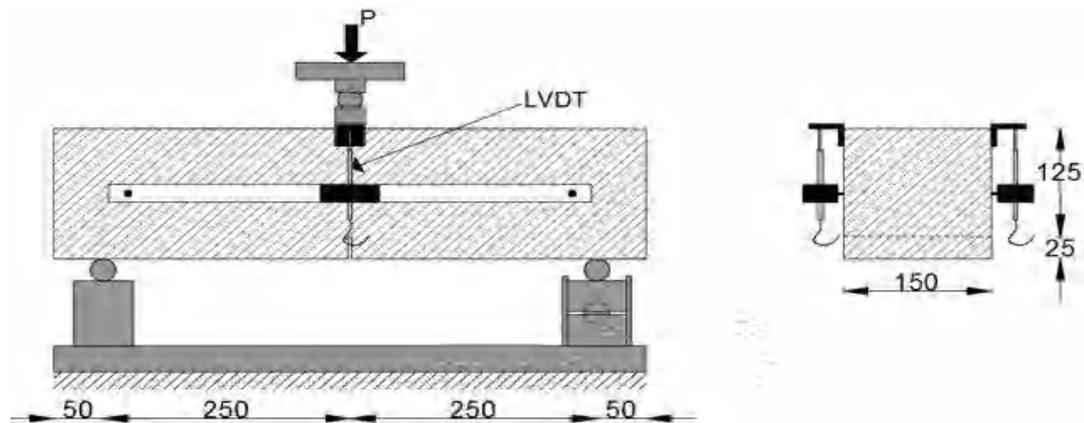


Figure 3.7. Flexion trois points sur un prisme entaillé [RILEM ou EN 14651]

Les contraintes sont par la suite calculées depuis les courbes forces-déplacements, ou par les courbes charge-ouverture de fissures retenues de cet essai (figure 3.8.). Ces contraintes sont respectivement :

- $f_{fctm,fl}$: Contrainte moyenne de flexion (Mpa)
- f_{R1} : Contrainte résiduelle de flexion CMOD=0.5mm (Mpa)
- f_{R3} : Contrainte résiduelle de flexion CMOD=2.5mm (Mpa)
- f_{R4} : Contrainte résiduelle de flexion CMOD=0.3mm (Mpa)
- f_{eq2} : Contrainte équivalente de flexion à $\delta 2$ (MPa)
- f_{eq3} : Contrainte équivalente de flexion à $\delta 3$ (MPa). Avec : $\delta 2 = \delta L + 0.65$ mm, $\delta 3 = \delta L + 2.65$ mm, et $\delta L =$ Déplacement qui correspond à F_u (mm)
- F_u : Force maximale pour un déplacement verticale ou une ouverture de fissure inférieure ou égale à 0.05mm.

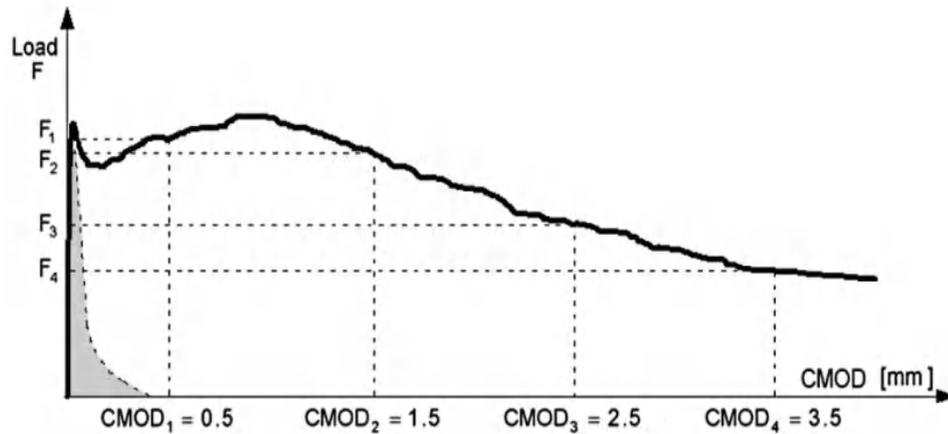


Figure 3.8. Courbe force-ouverture de fissure typique d'un essai de flexion 3 points [MC2010]

F_r représente la force appliquée (en N).

CMOD : l'ouverture de la fissure à mi-travée de la poutre (Crack Mouth Opening Displacement)

La contrainte $f_{fctm,fl}$ est calculée à partir de l'équation (3.46) fonction de la force F_u :

$$f_{fctm,fl} = \frac{3F_u L}{2bh_{sp}^2} \quad (3.46.)$$

- F_u : Force maximale située dans l'intervalle d'ouverture de la fissure (CMOD) ou du déplacement (δ) $\geq 0.05mm$.
- L : Portée libre (en mm),
- b : La largeur du spécimen (en mm)
- h_{sp} : La hauteur du spécimen au droit de l'entaille (en mm).

Les contraintes résiduelles f_{R1} et f_{R4} correspondent à des déplacements verticaux (δ) ou des ouvertures de fissures (CMOD) précises, elles se calculent suivant les formules 3.47 et 3.48 :

◆ Pour : $CMOD1=0.5\text{ mm}$ ou $\delta_{R1}=0.46\text{ mm}$

$$f_{R1} = \frac{3F_{R1}L}{2bh_{sp}^2} \quad (3.47.)$$

◆ Pour : $CMOD4=3.5\text{ mm}$ $\delta_{R4}=3.00\text{ mm}$

$$f_{R1} = \frac{3F_{R4}L}{2bh_{sp}^2} \quad (3.48.)$$

Le comité RILEM propose aussi l'utilisation de contraintes équivalentes f_{eq2} et f_{eq3} , qui sont indépendantes des irrégularités ponctuelles des courbes forces-déplacements, elles sont fonction de

l'énergie dissipée pour une déflexion donnée, ces contraintes ont l'avantage d'offrir des résultats plus représentatifs. Toutefois selon Barros et al., 2005 ces contraintes sont plus difficiles et fastidieuses à évaluer. Elles sont calculées suivant la présentation de la figure 3.9.

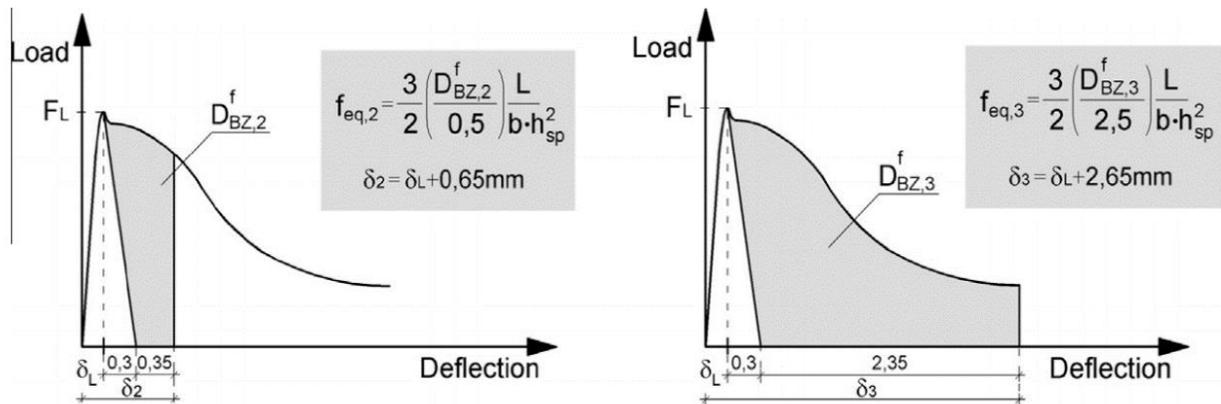


Figure 3.9. Calcul des contraintes équivalentes f_{eq2} et f_{eq3} [95]

Les calculs réglementaire pour la conception d'un BRF sont basé sur des résultats obtenue de l'essai de traction sur un prisme entaillé, ce dernier a l'avantage d'être assez simple à effectuer, la taille, la forme et le poids des éprouvettes rendent la réalisation de l'essai aisée pour la préparation et la mise en place. Toutefois, la manipulation de ce test nécessite un système de pilotage en déplacement qui n'est pas disponible dans la majorité des laboratoires des contrôles de la qualité [96].

3.3.4. Méthodes analytiques pour calculer la résistance au cisaillement des poutres en BRF

Des divers approches et des équations analytiques ont été proposées par nombreux chercheurs, afin d'estimer l'effet de la contribution des fibres d'acier sur la contrainte de cisaillement moyenne à la rupture par cisaillement (V_u) d'une poutre en béton fibré. Dans la littérature, Il existe deux approches de ces modèles, pour la première, la contribution des fibres d'acier est présentée comme un terme distinct.

$$V_u = V_c + V_s + V_{sf} \quad (3.49.)$$

- ◆ V_u : Résistance au cisaillement ultime ;
- ◆ V_{sf} : Contribution de la fibre d'acier à la résistance au cisaillement ;
- ◆ V_c : Contribution du béton à la résistance au cisaillement ;
- ◆ V_s : Contribution des cadres à la résistance au cisaillement.

Considérant que la fibre d'acier affectera les caractéristiques du béton (telles que sa résistance à la compression f_c' , et à la traction f_t'). L'effet de la fibre d'acier pour la deuxième approche est intégré dans la résistance au cisaillement du béton (V_{c*}).

$$V_u = V_{c*} + V_s \quad (3.50.)$$

- ◆ V_u : Résistance au cisaillement ultime ;
- ◆ V_{c*} : Contribution du béton et des fibres d'acier dans la capacité de cisaillement ;
- ◆ V_s : Contribution des étriers à la résistance au cisaillement.

3.3.4.1. Modèles de la première approche

Parmi les chercheurs qui ont adopté la première approche pour prédire la contribution des fibres à la résistance au cisaillement, on cite Al-Ta'an et Al-Feel (1990) et Swamy et al. (1993), ils ont comparé leurs résultats expérimentaux à ceux obtenus de leurs modèles analytiques.

■ Al-Ta'an et Al-Feel (1990) [97]

Al-Ta'an et Al-Feel (1990) ont défini la contribution des fibres d'acier dans la résistance au cisaillement (V_{sf}) d'un BRP selon la formule empirique (3.51.) :

$$V_{sf} = \frac{8.5}{9} k v_f \frac{L_f}{D_f} * (bd) \quad (3.51.)$$

Avec :

- k : Facteur de forme de la fibre d'acier, concernant la fibre utilisée dans cette étude (fibres d'acier ondulées) la valeur de k est de 1.3 selon ce modèle.
- v_f : Fraction volumique de fibres d'acier ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre;
- L_f : Longueur de fibre ;
- D_f : Diamètre de la fibre .

■ Swamy et al. (1993)[98]

Swamy et Al. (1993) ont proposé d'évaluer la contribution des fibres d'acier à la résistance au cisaillement à l'aide de la formule (3.52.) suivante :

$$V_{sf} = 0.37\tau v_f \frac{L_f}{D_f} * bd \quad (3.52.)$$

Avec :

- τ : Contrainte moyenne d'interaction matrice-fibres, prise égale à 4.15MPa, basée sur les recommandations de Swamy et al. (1974).
- v_f : Fraction volumique de fibres d'acier ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre;
- L_f : Longueur de fibre ;
- D_f : Diamètre de la fibre .

3.3.3.2. Modèles de la deuxième approche

Plusieurs chercheurs ont suivi cette approche pour proposer leurs modèles afin d'estimer la résistance au cisaillement d'un BRP.

■ Narayanan et Darwish (1987) [99]

D'après le modèle analytique de Narayanan et Darwish (1987), la résistance au cisaillement du BRP est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$V_u = \left[e \left(0.24f_t + 80\rho_s \frac{d}{a} \right) + v_b \right] bd \quad (3.53.)$$

Avec

- f_t : Résistance à la traction par essai de fendage ;
- e : Facteur de l'action d'arc : pour $(a/d) > 2.8$ e a la valeur de 1.0, et de $2.8(d/a)$ pour $(a/d) \leq 2.8$;
- b : Largeur de la poutre;
- a : Portée de cisaillement;
- d : Profondeur effective de la poutre;
- v_b : $0.41\tau F$;
- τ : Contrainte moyenne de l'interaction matrice- fibres, , selon les recommandations de Swamy et al. (1974) elle est prise égale à 4.15 Mpa ;
- F : Facteur de fibre = $(L_f/D_f)*v_f d f$;

- df : Facteur de liaison dépend de la forme de la fibres: dans cette étude il est pris de 0.75 (pour fibre ondulée)
- ρ_s : Taux des armatures tendues.

■ Ashour et al. (1992) [100]

a. Ashour et al. (1992) (Équation de Zsutty modifiée)

Ashour et al. (1992) se sont basé sur l'équation de Zsutty utilisée dans le calcul de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé, pour suggéré une formule qui permet de calculer la résistance au cisaillement du BRP, le modèle analytique appelé (Modified Zsutty Equation) est présenté par les formules suivantes :

◆ Pour $\frac{a}{d} \geq 2.5$:

$$v_u = \left[\left(2.11 \sqrt[3]{f'_c} + 7F \right) \left(\frac{\rho_s d}{a} \right)^{1/3} \right] bd \quad (3.54.)$$

◆ Pour $\frac{a}{d} < 2.5$:

$$v_u = \left[\left[\left(2.11 \sqrt[3]{f'_c} + 7F \right) \left(\frac{\rho_s d}{a} \right)^{1/3} \right] \frac{2.5}{a/d} + v_b \right] bd \quad (3.55.)$$

Avec :

- f'_c : Résistance à la compression du béton ;
- a : Portée de cisaillement ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre ;
- ρ_s : Taux d'armatures tendues ;
- v_b : $0,41\tau F$;
- τ : Contrainte moyenne de l'interaction matrice-fibre, prise à 4.15MPa, basée sur la recommandations de Swamy (1974);
- F : Facteur de fibre = $(Lf/Df) * vfd$;
- df : Facteur de liaison qui dépend de la forme des fibres (il a de valeur de 0.75 pour une fibre d'acier ondulée).

b. Ashour et al. (1992) (Équation ACI modifiée) [100]

Ashour et al. (1992) ont suggéré une autre équation pour déterminer la résistance au cisaillement du BRP, cette fois basé sur l'équation de l'ACI utilisée pour le calcul de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé. D'après les auteurs la résistance au cisaillement d'un BRP peut être calculée du modèle analytique (Modified ACI Equation) à l'aide de l'équation (3.56.) :

$$V_u = \left[\left(0.7\sqrt{f'_c} + 7F \right) \frac{d}{a} + 17\rho_s \frac{d}{a} \right] bd \quad (3.56.)$$

Avec :

- f'_c : Résistance à la compression du béton ;
- a : Portée de cisaillement ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre ;
- ρ_s : Taux d'armatures longitudinales ;
- F : Facteur de fibre = $(Lf/Df)^* v f d f$;
- $d f$: Facteur de liaison dépend de la forme de la fibres : dans cette étude il est pris de 0.75 (pour fibre ondulée)

■ Kwak et al. (2002) [101]

la résistance au cisaillement du BRP est calculé selon le modèle analytique de Kwak et al. (2002) à l'aide de la formule (3.57.) :

$$V_u = \left[2.1 e f'_t{}^{0.7} \left(\frac{\rho_s d}{a} \right)^{0.22} + 0.8 v_b^{0.97} \right] bd \quad (3.57.)$$

Ou :

$$e = \begin{cases} 3.5 * \frac{a}{d}, & \frac{a}{d} < 3.5 \\ 1, & \frac{a}{d} \geq 3.5 \end{cases} \quad (3.58.)$$

- f'_t : Résistance à la traction par essai de fendage ;

- a : Portée de cisaillement ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre ;
- $v_b : 0.41\tau F$;
- τ : Contrainte moyenne de l'interaction matrice- fibres, selon les recommandations de Swamy et al. (1974) elle est prise égale à 4.15 Mpa ;
- F : Facteur de fibre = $(Lf/Df)*vfd$;
- d : Facteur de liaison dépend de la forme de la fibres : dans cette étude il est pris de 0.75 (pour fibre ondulée) ;
- ρ_s : Taux des armatures tendues.

■ Sharma AK. (1986) [102]

Sharma (1986) a proposé un modèle analytique permet de calculer la résistance au cisaillement du BRP à l'aide de l'équation (3.59) :

$$V_u = \left[k f'_t \left(\frac{d}{a} \right)^{0.25} \right] b d \quad (3.59.)$$

- b : Largeur de la poutre;
- a : La portée de cisaillement;
- d : Profondeur effective de la poutre;
- f'_t : Résistance à la traction du béton ;
- K : Est 1 s'il est obtenu d'un essai de traction directe, 2/3 s'il est obtenu d'un essai de traction indirecte, 4/9 s'il est obtenu en utilisant le module de rupture ou la formule :

$$f'_t = 0.79 (f'_c)^{0.5} ; \text{ avec } f'_c \text{ est la résistance à la compression du BRP.}$$

■ Imam et al. (1997) [74]

La résistance au cisaillement du BRP selon le modèle analytique de Imam et al. (1997) est calculé à l'aide de l'équation (3.60.) :

$$V_u = \left[0.6 \psi^3 \sqrt{\omega} \left[(f'_c)^{0.44} + 275 \sqrt{\frac{\omega}{\left(\frac{a}{d} \right)^5}} \right] \right] b d \quad (3.60.)$$

- f'_c : Résistance à la compression du béton ;

- a : Portée de cisaillement ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre ;
- ρ_s : Taux d'armatures longitudinales ;
- F : Facteur de fibre = $(Lf/Df) * vfd f$;
- df : Facteur de liaison qui dépend de la forme des fibres (0.9 pour une fibre déformée) ;
- ω : Facteur de renforcement ($\omega = \rho_s[1 + 4F]$) ;
- ψ : facteur d'échelle (de taille), $\psi = \frac{1 + \sqrt{\frac{5.08}{da}}}{\sqrt{1 + \frac{d}{25da}}}$;
- d_a : Diamètre des gros granulats.

■ Khuntia et al 1999 [103]

Khuntia et al (1999) ont proposé un modèle analytique permet de calculer la résistance au cisaillement du BRP en fonction de l'équation (3.61) :

$$V_u = [0.167e + 0.25F\sqrt{f'_c}]bd \quad (3.61.)$$

Ou :

$$e = \begin{cases} 2.5 \frac{a}{d}, & \frac{a}{d} < 2.5 \\ 1, & \frac{a}{d} \geq 2.5 \end{cases} \quad (3.62.)$$

Avec :

- f'_c : Résistance à la compression du béton ;
- a : Portée de cisaillement ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre ;
- ρ_s : Taux d'armatures longitudinales ;
- F : Facteur de fibre = $(Lf/Df) * vf\beta$;

- β : Facteur de forme de fibre et type de béton, il a une valeur de 1 pour un béton ordinaire avec des fibres d'acier ondulées ou crochetées, et de 2/3 pour un béton léger. Pour cette étude il est pris de valeur de 1.

■ Shin et al 1994 [104]

Shin et al (1999) ont suggéré un modèle analytique permet d'évaluer la résistance au cisaillement du BRF selon l'équation :

- ◆ Pour $\frac{a}{d} \geq 3.0$:

$$v_u = \left[0.19f'_t + 93\rho_s \left(\frac{d}{a} \right) + 0.834v_b \right] bd \quad (3.63.)$$

- ◆ Pour $\frac{a}{d} < 3.0$:

$$v_u = \left[0.22f'_t + 217\rho_s \left(\frac{d}{a} \right) + 0.834v_b \right] bd \quad (3.64.)$$

Avec :

- a : Portée de cisaillement ;
- b : Largeur de la poutre ;
- d : Profondeur effective de la poutre ;
- ρ_s : Taux d'armatures longitudinales ;
- f'_t : Résistance à la traction du béton ;
- v_b : $0,41\tau F$;
- τ : Contrainte moyenne de l'interaction matrice-fibre, prise à 4.15MPa, basée sur la recommandations de Swamy (1974); en raison du manque d'une valeur spécifique de ce béton que n'on peut l'avoir qu'à partir d'un essais d'arrachement ;
- F : Facteur de fibre = $(Lf/Df)* vfd f$;
- df : Facteur de liaison qui dépend de la forme des fibres (0.75).

3.4. Conclusion

Cette revue a permis de présenter les méthodologies adoptées par le comité RILEM et par le code *fib*(CM 2010), pour intégrer l'effet des fibres d'acier dans la résistance au cisaillement des poutres en BRF en flexion. Cependant ces codes de calculs sont fondés sur des mesures retenues de l'essai de traction sur un prisme entaillé, ce dernier a l'avantage d'être assez simple à réaliser, mais

sa manipulation nécessite un système de pilotage en déplacement qui n'est pas toujours disponible dans les laboratoires des contrôles de la qualité.

Des différentes approches analytiques pour quantifier la résistance au cisaillement des poutres en été aussi synthétisées au sein de ce chapitre. Dans le dernier chapitre on va mener une étude comparative aux résultats obtenus expérimentalement avec ceux obtenus suivants les formules analytique proposées dans la littérature.



Confection des Bétons Protocole Expérimental



4

4.1. Introduction

La fabrication d'un béton autoplaçant à base de fibres nécessite un cahier des charges bien défini. Plusieurs paramètres influencent la qualité à l'état frais et l'état durci de ce composite. On a consacré ce chapitre pour l'étude la meilleure méthode de conception des BAP et BAPF en question. Afin d'optimiser les mélanges à utiliser et leur technique de conception, on a commencé tout d'abord par le choix de la méthode de malaxage, et le type de fibres les plus influentes sur l'amélioration des caractéristiques des bétons étudiés.

A cet état de fait, on a sélectionné de la littérature des méthodes de malaxages différentes, et fabriqué des mélanges de BAP renforcés avec différents types de fibres : fibres d'acier ondulées, fibres de polypropylène et des sous-produits copeaux métalliques, de volume fixe de 0.25%. Par la suite, on a approfondi nos études préliminaires en variant la densité des fibres choisies.

Une présentation des matériaux utilisés a été élaborée et les différentes procédures protocolaires, qui servent à exécuter des essais de caractérisation des mélanges à l'état frais d'une part, et à l'état durci à savoir l'essai de compression et de traction, ces derniers permettent de nous renseigner sur les résistances respectives en compression et de traction.

4.2. Procédure expérimentale

Le comportement rhéologique et mécanique des bétons armé de fibres est très complexe. Leur sensibilité à de nombreux paramètres, comme la température, la composition de la matrice cimentaire, les inclusions, les paramètres physiques et mécaniques, type de fibres ainsi que leur géométrie, densité, le mode et le temps de malaxage, les rendent difficiles à analyser et à comprendre.

Le malaxage est une opération fondamentale dans la mise en œuvre de ce matériau, en effet on peut considérer qu'un malaxage suffisant permet une répartition homogène des fibres dans le béton frais, et favorise l'amélioration de ses caractéristiques rhéologiques et mécaniques.

Une comparaison expérimentale sur l'effet de la méthode de malaxage sur les propriétés mécanique et à l'état frais des BAP et des BAPF a été élaborés, et les résultats ont été discutés selon le protocole suivant :

☆ *Paramètres à étudier*

- Méthode de malaxage
- Type de fibres

☆ *Critère de performance*- **Etat frais :**

↳ Maniabilité libre : Cône d'Abram

↳ Maniabilité restreinte :

- J-RING

- L-BOX

↳ Stabilité : V-FUNEL

- **Etat durci**

↳ Résistance à la compression : Pour des éprouvettes 10*20cm à 3, 7, 14 et 28 jours

↳ Résistance à la traction : Pour des éprouvettes 7*7*28cm à 3, 7, 14 et 28 jours

- **Comportement flexionnel**

↳ Mesure de la flèche à 28 jours en fonction de la charge appliquée, pour des poutres de 15*15*60cm soumises à la flexion trois points.

4.3. Présentation des méthodes de malaxage élaborées

Cette étude préliminaire est basée sur la caractérisation de quatre mélanges du BAP et des BAPF confectionnés avec trois méthodes de malaxages différentes choisies de la littérature :

- 1- YOUCEF FRITIH 2009 [1]
- 2- KASSIMI 2008[48]
- 3- YAKHLAF MOUHAMED 2013[64]

Le concept de la méthode de malaxage suivi par Y. Fritih [1] est de mélanger tous les constituants sec, avant d'ajouter l'eau de gâchage et les adjuvants, cependant, on a vu que pour une meilleure homogénéisation des mélanges, il faut tout d'abord malaxer les gros granulats et les granulats fins, avant d'ajouter le ciment et le filler. L'ajout des fibres est réparti en quatre étapes, par la voie sec et la voie humide de malaxage comme suite :

1. Introduction des granulats du plus gros au plus fin « partie du sable », ajout d'un quart du volume de fibres et malaxage à sec pendant 1-2 minute ;
2. Ajouter le ciment, les fillers, un quart de volume de fibres et malaxer 1-2 min avec le restant du sable.
3. Rajout du mélange eau/superplastifiant avec un quart de volume de fibres au fur et à mesure en malaxant pendant 3 minutes.

4. Finalement ajouter le dernier quart de volume de fibres et malaxer 1-2 minute.
5. Un temps total de malaxage de 06-09 minutes de malaxage.

Selon la méthode de malaxage de Yakhlaf M. 2013 [64], un temps de repos de 3minutes est nécessaire après l'addition de ($\frac{1}{4}$) de la quantité totale d'eau de gâchage, et les fibres sont ajoutées aux mélanges des BAPF par la voie humide, c'est-à-dire après d'ajouter tous les constituants secs, le superplastifiant et l'eau de gâchage. Ors d'après le protocole de Kassimi F. 2008 [48], les fibres sont ajoutées par voie sec c'est à dire avec les gros granulats l'auteur exige aussi un temps de repos de 3minutes après avoir ajouté le superplastifiant.

4.4. Matériaux

Avant d'entamer une formulation il est nécessaire de connaître les matériaux utilisés à cet effet. Leurs caractéristiques sont déterminées au moyen d'un certain nombre d'essais, ces essais sont pour la plupart normalisés. La convenance de ces matériaux étant établie grâce aux spécifications.

4.4.1. Ciment

Le ciment CPJ-CEM II/A 42.5 est un ciment portland composé, comprenant au moins 80 % de clinker, au plus 15 % d'ajouts normalisés et au plus 5 % de gypse. Il est utilisé pour les travaux en béton armé ou non armé, préfabriqués ou précontraints, les bétons prêts à l'emploi, et les mortiers pour chapes et crépissage.

Ce ciment provient de la cimenterie de HAMMA BOUZIANNE, Constantine. La composition chimique et la composition minéralogique de ciments sont récapitulées dans les tableaux ANNEXE 1.



Figure 4.1 Ciments utilisés CPJ-CEM II/A 42.5.

4.4.2. Fillers

Le filler utilisé F10 est à haute teneur en calcaire. Fabriqué à l'ENG El-khroub suivant la norme NF P 18 508. La composition chimique et les propriétés physiques du filler utilisé, sont mentionnées dans l'ANNEXE 1.



Figure 4.2. Les fillers utilisés F10.

4.4.3. Granulats

Dans les travaux de bâtiments et de génie civil, on utilise impérativement des granulats de qualité. On a utilisé un sable, un gravillon et un gravier de classe granulaire s'étendant respectivement de « 0-4 », « 4-8 » et de « 8-16 ». Ces produits sont concassés provenant de la carrière géante ENG (Entreprise Nationale des Granulats, unité d'El Khroub), résultant du concassage de roche d'une pétrographie calcaire massif.



Sable 0-4

Gravier 4-8

Gravier 8-16

Figure 4.3. Les granulats utilisés

Les courbes granulaires des granulats utilisés sont présentées dans la Figure 4.4.

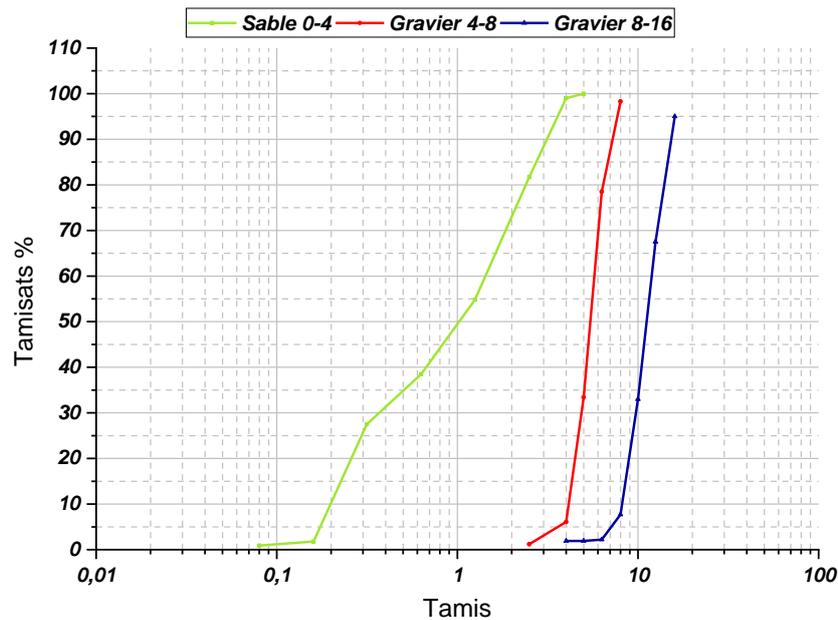


Figure 4.4. Courbes granulométriques des granulats utilisés [EN 933-1 et EN 933-2].

4.4.4. L'eau de gâchage

L'eau est un des composants essentiels du béton. L'eau introduite dans le mélange va remplir deux fonctions essentielles une fonction physique qui confère au béton frais les propriétés rhéologiques d'un liquide et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation et donc des résistances mécaniques.

L'eau utilisée dans notre expérience est l'eau de robinet, provenant de la source FESGUIA qui alimente notre laboratoire, laboratoire de génie civil de l'université Mentouri de Constantine. Les résultats de l'analyse chimique effectuée sur cette eau qui répondent aux normes NF P18 404 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. Composition chimique de l'eau.

Ca	Mg	Na	K	Cl	SO4	CO3	NO3	T° (C)	PH
116	36	80	3	140	170	305	5	19	7.9

L'eau utilisée est faiblement agressive, si on retourne à la composition chimique déterminée, on a aussi un PH légèrement acide, un taux de magnésium assez faible.

4.4.5. Les fibres

Il existe plusieurs types de fibres pour le renforcement des bétons. Elles sont obtenues à partir de l'acier, du plastique, du verre ou de matériaux naturels. Avec de différentes formes et

dimensions liées aux technologies d'élaboration. Chacune de ces catégories de fibres procurent au béton des propriétés spécifique. Dans cette étude, on a choisi d'étudier trois types de fibres:

4.4.5.1. Fibres en polypropylène

Sont des fibres en polypropylène (figure 4.5), dont leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau 4.2 ci-dessous :



Figure 4.5. Fibres polypropylène GRANIFIBRES

Tableau 4.2. Caractéristiques Générales des fibres de GRANIFIBRES

GRANIFIBRES	Caractéristiques Générales
Longueur de la fibre	12mm
Densité	0.9
Point de fusion	150°c
Module de Young	3KN/mm ²
Allongement à la rupture	50%
Section de la fibre	30 microns

4.4.5.2. Fibres d'acier

Les fibres d'acier (Figure 4.6) sont des fibres métalliques normalisées commercialisées de type MEDAFAC. De forme bâtonnets ondulés, ces fibres ont une longueur de 50 mm et une épaisseur de 0.6+0.09mm. Leur géométrie et leurs caractéristiques mécanique permettent d'offrir au béton une ténacité importante. Grace à ses propriétés les fibres métalliques permettent d'augmenter les résistances mécaniques de ce matériau composite.



Figure 4.6. Fibres d'acier ondulées MEDAFAC

Tableau 4.3. Caractéristiques géométriques et Composition chimique des fibres d'acier MEDAFAC

Caractéristiques géométriques		Composition chimique	
Forme	Bâtonnets ondulés	Carbone	0.08-0.12%
Longueur	50 mm	Manganèse	0.8-1%
Largeur	2 mm	Silice	0.06%
Epaisseur	0.6+0.09mm	Phosphore	0.06-0.08%
Densité	0.3	Souffre	00

4.4.5.3. Sous-produit industriels 'Copeaux d'acier'

Les sous-produits utilisés dans cette étude (figure 4.7.) proviennent de déchets d'usinage de pièces mécaniques. Issus des opérations de tournages de la société nationale des chemins de fer (commune de Constantine).

On s'est intéressés à ce type de fibre pour le développement durable, et pour des raisons d'économie, on a voulu exploiter ces copeaux en tant que produits recyclés et valorisés.



Figure 4.7. Sous-produit Copeaux utilisés

Les caractéristiques géométriques de ce renfort sont présentées dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4. Caractéristiques géométrique des sous-produits copeaux d'acier

Caractéristiques	Géométriques
Forme	Lisse
longueur	50mm
Largeur	2 à 3mm
Epaisseur	1mm

4.4.6. Superplastifiant

L'adjuvant utilisé dans notre étude est le super plastifiant (Master-Glenium 26 figure 3.8), il est conformé aux normes ASTM C-494 Type F&G est la norme BS EN 934-.

Son dosage est de 0.3 à 2.0% du poids du ciment, soit 0.28 à 2.86 L pour 100Kg de ciment.



Figure 4.8. Fluidifiant « Master-Glenium 26 »

L'excellent effet de dispersion du Master Glenium 26 permet de conserver une maniabilité très plastique ou fluide pendant plus de 1 heure 30 avec un faible rapport eau/ciment et sans effet de retard de prise.

Le Master Glenium 26 apporte les avantages suivants au niveau de la mise en place, des performances et de la qualité intrinsèque du béton, il augmente:

- ◆ La résistance à la compression et à la flexion à jeune âge et à long terme,
- ◆ Le module d'élasticité,
- ◆ Améliore la qualité des parements et de la texture du béton,

- ◆ Permet la diminution le risque de fissuration, du retrait et du fluage.
- ◆ La résistance à la carbonatation
- ◆ L'imperméabilité
- ◆ La résistance aux agressions atmosphériques

Ces principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5. Caractéristiques du fluidifiant

Aspect	Liquide
Couleur	Brun
Masse volumique à 25°C	1.08g/cm ³ +-0.02
Chlorures	<0.01%
PH	7 (+ ou -) 1
Na ₂ O équivalent	<2%

4.5. Mode opératoire

4.5.1. Coffrage

La mise en place des éprouvettes est effectuée dans différents moules destinés aux corps d'épreuve correspondants aux essais programmés (figure 4.9):

- ◆ Epreuve cylindrique : 10×20 cm.
- ◆ Epreuve prismatique : 7×7×28 cm.
- ◆ Epreuve prismatique : 15×15×60 cm.



Cylindrique (10x20)



Prismatique (7x7x28cm)



Prismatique (15x15x60cm)

Figure 4.9. Les éprouvettes utilisées.

4.5.2. Mise en place

La mise en place est effectuée dans différents moules destinés aux corps d'épreuve correspondants aux essais programmés. Avant le remplissage on applique un lubrifiant sur les parois (figure 4.10). Les bétons autoplaçants n'ont subi aucune vibration.



Figure 4.10. Lubrification des éprouvettes 10x20 et après leurs remplissage de BAP

4.5.3. Conservation

Après le coulage, les échantillons sont couverts avec un film plastique pour éviter l'évaporation de l'eau.

Toutes les éprouvettes ont été démoulées 24 heures après la fabrication. Elles sont laissées à l'air ambiant du laboratoire jusqu'au moment de l'essai qui est effectué à 3, 7, 14 et 28 jours. La figure 4.11 représente la conservation des éprouvettes prismatiques et cylindriques après le coulage par un film plastique.



Figure 4.11. Moules couverts par un Film plastique

4.6. Essais de caractérisations

4.6.1. Etat frais

Avant d'accepter une composition comme étant celle d'un BAP, il faut s'assurer que les propriétés du béton à l'état frais obéissent à certains critères établis selon les recommandations des lignes directrices. Différents essais spécifiques permettent de caractériser les BAP à l'état frais. On présentera ceux qui ont été utilisés dans cette étude :

- ◆ Essai d'étalement ou slump flow
- ◆ Essai de boîte en L
- ◆ Essai de V-funnel
- ◆ J-Ring
- ◆ Essai de stabilité au tamis

4.6.1.1. Essai d'étalement (Slump flow)

L'essai Slump flow (figure 4.12) permet de mesurer la mobilité du béton autoplaçant en milieu non confiné.

La fluidité des BAP peut être caractérisée par la mesure de l'étalement au cône d'Abrams (essai d'étalement ou Slump flow) selon la norme NFP 18-451 (NA 431). Ainsi différentes classes d'étalement ont été définies :

- ↪ Classe SF1 : étalement compris entre 550 et 650mm ;
- ↪ Classe SF2 : étalement compris entre 660 et 750mm ;
- ↪ Classe SF3 : étalement compris entre 760 et 850mm ;

$$D_{moyen} = \frac{D_1 + D_2}{2} \quad (4.1)$$

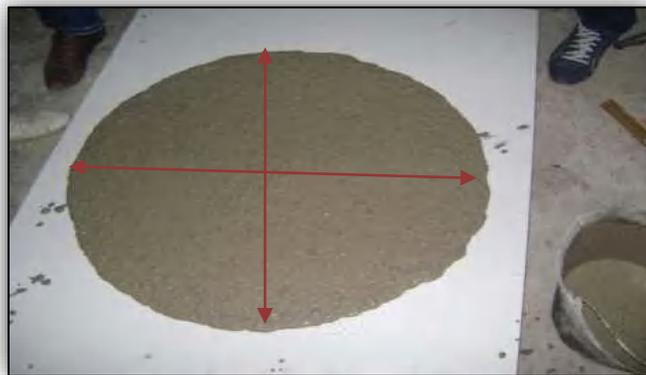


Figure 4.12. Mesure de la galette du BAP

Des valeurs cibles de l'ordre de 600 à 750 mm correspondent à l'étalement moyen conseillé d'un BAP.

4.6.1.2. Temps d'étalement T500

Lorsque l'on effectue un essai d'étalement, on peut mesurer le temps T50 (figure 4.13). C'est le temps nécessaire pour que la galette du BAP atteigne un diamètre de 500mm. On s'attend donc à ce que cette valeur soit reliée à la viscosité du béton.

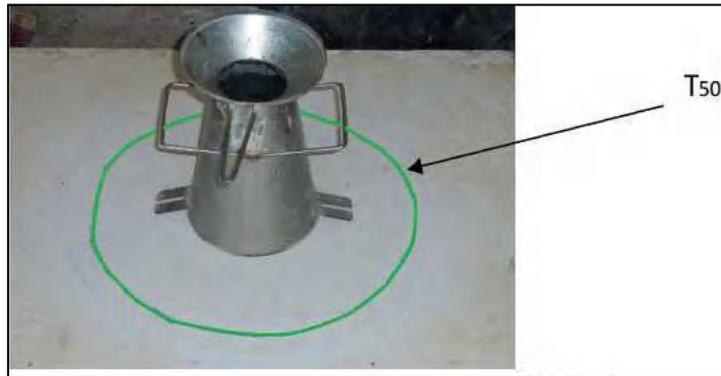


Figure 4.13. Cône d'Abrams et Mesure de T500.

4.6.1.3. Essai de V-funnel

La procédure d'essai du V-funnel est la suivante : l'entonnoir dont les dimensions sont définies (figure 4.14) est rempli de béton jusqu'à arasement. Le clapet de fermeture situé à sa base est ensuite ouvert, ce qui provoque l'écoulement du béton, dont on mesure le temps nécessaire jusqu'à ce que l'entonnoir se soit entièrement vidé. Ce temps d'écoulement est un critère utilisé souvent pour définir l'ouvrabilité du BAP.

Un temps d'écoulement compris entre 8 et 14 secondes est recommandé pour le béton auto plaçant.

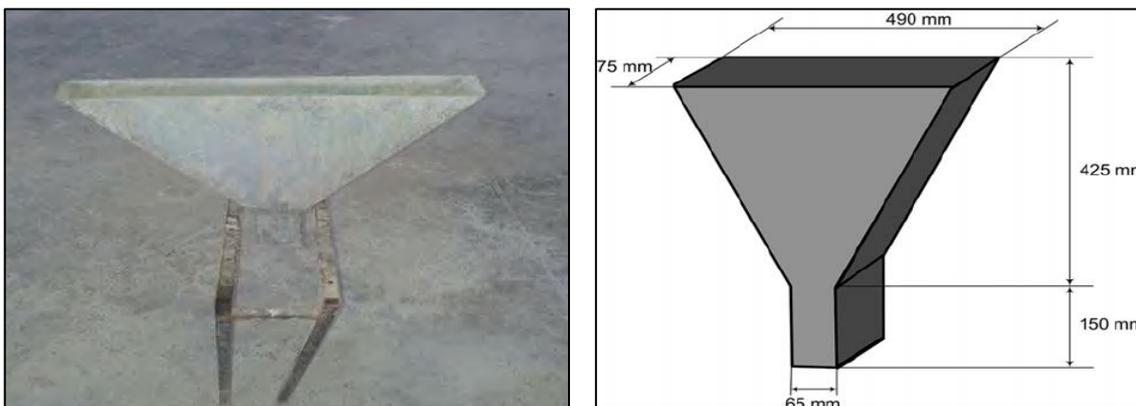


Figure 4.14. Entonnoir (V-Funnel).

4.6.1.4. Essai de la boîte en L

La cohésion du béton, sa mobilité en milieu confiné et son aptitude à traverser une zone fortement armée peuvent se mesurer avec l'essai de la boîte en forme de L qui est présentée par la figure 4.15.

La technique de l'essai consiste à remplir de BAP la partie verticale de la boîte, puis lever la trappe et laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale, vérifier l'habilité (l'aptitude, la faculté) du BAP à traverser un ferrailage formé de trois barres d'armature de 16 mm séparées d'un espacement de 50 mm, sans qu'il soit contrariée par des blocages de granulats en amont des armatures.

Après écoulement du béton qui devrait être compris entre 3 et 7 secondes, on mesure le rapport entre la hauteur du béton dans les parties horizontale (H2) et verticale (H1). Le taux de remplissage exprimé par la mesure 'H2/H1' présente la capacité du BAP à circuler en un milieu confiné, dont la limite inférieure traduisant le bon écoulement du BAP est de 0.8.

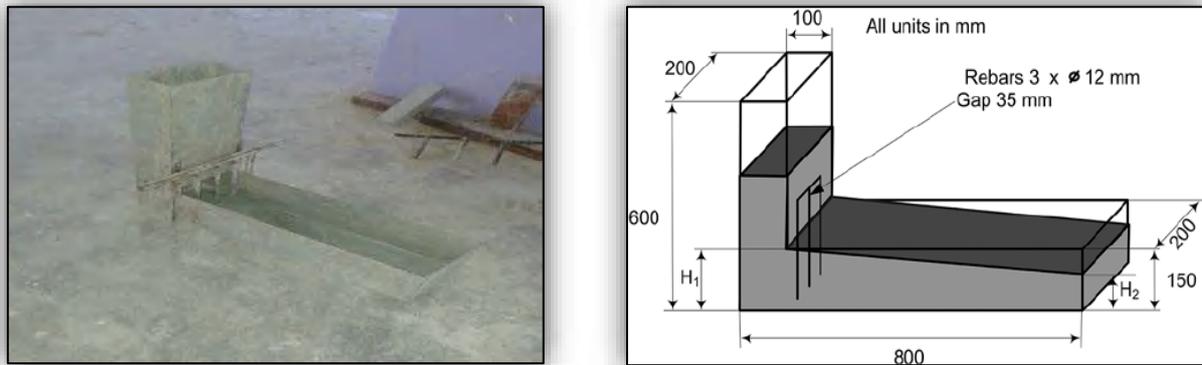


Figure 4.15. Essai de boîte en L pour le BAP.

4.6.1.5. Essai de J-Ring

L'essai d'étalement modifié (J-Ring) fut développé au Japon, il s'effectue conformément à la norme ASTM C 1621 [2006].

Le but de cet essai est d'évaluer l'aptitude à l'écoulement, la propagation de l'écoulement est de pouvoir évaluer la tendance au phénomène de blocage des bétons autoplaçants dans un milieu non-confiné ferrillé. La conduite de l'essai de J-Ring nécessite le même équipement que celui de l'essai d'étalement en ajoutant un anneau de 300mm de diamètre, équipé de barres en acier de Ø 16 à 18 mm, espacées régulièrement d'environ deux fois et demi leur diamètre comme illustré dans la figure 4.16.

L'essai est réalisé en disposant le cône d'Abrams au centre du plateau métallique entouré du J-Ring, puis le remplir d'une quantité représentative du BAP; les différentes mesures sont retenues après avoir soulevé le cône et laissé le béton s'écoulé à travers les armatures.



Figure 4.16. Essai de j-ring [85]

Vu que lors de l'essai l'épaisseur du BAP augmente au milieu en présence des fibres, on a trouvé nécessaire en plus de mesurer la galette Dmoyen comme déjà vue dans l'essai du Cône d'Abrams, de calculer la différence en hauteur Δh dans l'anneau (figure 4.17), suivant la recommandation de Kassimi 2008 [48], Δh est calculée comme suit:

$$\Delta h = 2(h_{am} - h_{bm}) - (h_{1m} - h_{2m}) \quad (4-2)$$

Où h_{2m} est la hauteur médiane entre h_{1m} et h_{am} .

Des valeurs de la galette moyenne de l'étalement modifié est de 520 à 700mm, concernant la différence de la hauteur Δh elle est entre 7 à 23 [48].

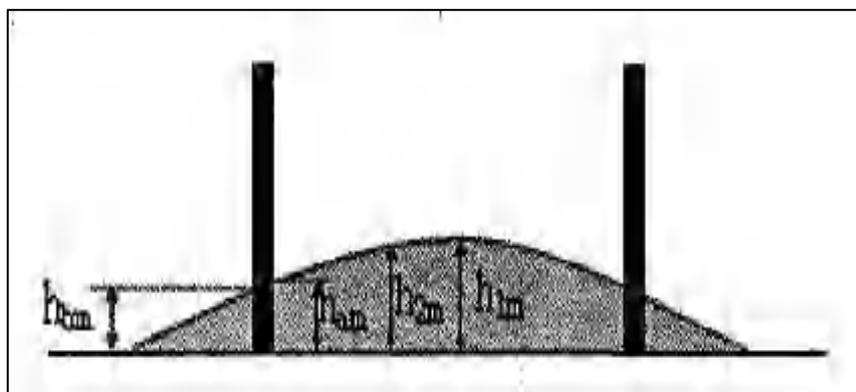


Figure 4.17. Diagramme de la méthode proposée au calcul de la valeur de l'anneau [48]

4.6.1.6. Essai stabilité au tamis

Cet essai (figure 4.18) permet d'étudier la capacité d'un BAP à se stabilisé sous l'effet de sa gravité, ainsi que sa résistance à la ségrégation et au ressuage. Il consiste à déverser une quantité de deux litres de béton sur un tamis de maille 5 mm, d'une hauteur de chute de 50 cm. Après deux minutes, on pèse le volume de laitance traversant le tamis.

La stabilité du béton est exprimée en pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon initial, qui doit être comprise entre 10 et 20 %.



Figure 4.18. Essai stabilité au tamis.

4.6.2. Etat durci

Les résistances mécaniques en compression et à la traction sont des caractéristiques essentielles des bétons, et des paramètres fondamentaux de notre étude, par conséquent leur évolution a été suivie pour tous les bétons étudiés.

4.6.2.1. Essai de Compression

Les essais de compression simple sont réalisés à 3, 7, 14 et 28 jours par écrasement d'éprouvettes de béton cylindriques 10* 20cm, par l'intermédiaire de la presse CONTROL d'une capacité maximale de 3000kN (figure 4.19). Les essais ont été réalisées avec une vitesse de chargement de 0,5 Mpa/s jusqu'à la rupture.

Les échantillons sont placés verticalement de telle manière que leurs faces soit en contact direct avec les plateaux de la presse. Afin d'éviter la dissymétrie lors de l'essai, les faces des supports des éprouvettes sont réglées jusqu'à acquérir une planéité de la surface. La résistance à la compression est exprimée à 0,5N/mm² pris par la relation suivant :

$$F_c = f_{max} * A_c \quad (4.3)$$

Avec f_{\max} la charge maximale, et A_c (en mm^2) la section de l'éprouvette sur laquelle la force de compression est appliquée.

La résistance en compression a été évaluée suivant la norme NF P 18-406.



Figure 4.19. Machine de compression (CONTROL)

4.6.2.2. Essai de traction

Les essais de la flexion trois points sont réalisés à 3, 7, 14 et 28 jours de durcissement du béton, sur des éprouvettes prismatique $7 \times 7 \times 28$ cm et à 28 jours pour des poutres $15 \times 15 \times 60$ cm (figure 4.20). Les échantillons sont soumis à un moment de flexion par application d'une charge constante et continue au moyen de rouleaux supérieurs et inférieurs en trois points sur une presse CONTROLS à vérin hydraulique.



Figure 4.20. Dispositif de flexion pour éprouvettes $7 \times 7 \times 28$ cm

4.7. Conclusion

Après avoir exposé les termes de la problématique, et le mode opératoire de notre travail, ainsi que les essais à l'état frais et durci, les matériaux utilisés pour la confection des BAP et BAPF ont été présentés et détaillés. Les essais ont été réalisés au sein du laboratoire de recherche

'Matériaux Sols et Structures LMSS', département de génie civil Constantine 1. On exposera les différents résultats enregistrés dans un prochain chapitre (chapitre 6).



Essai de Flexion : Protocole Expérimental

5

5.1. Introduction

Cette investigation expérimentale est réalisée dans l'optique d'étudier le comportement des poutres en béton autoplaçant à base de fibres soumises à la flexion trois points. On a décrit dans ce chapitre les détails de dimensions, du ferrailage et du coffrage des poutres, ainsi que le procédé de fabrication des poutres et les instrumentations utilisés lors des essais.

5.2. Description des corps d'épreuve

Cette campagne expérimentale contient trois séries de poutres de géométrie identique de 10x20x120cm, confectionnées avec des différents types de béton, il a d'ailleurs eu recours à réaliser des poutres en béton ordinaire 'BO' et des poutres en béton autoplaçant 'BAP', étudiées comme poutres de références, ainsi que des poutres préparées avec des bétons autoplaçants renforcés avec de différentes variétés de volumes de fibres d'acier ondulées 0.3%-1.2%.

Des poutres ont été réalisées sans armatures afin d'estimer l'effet du béton seul et d'étudier la possibilité d'une substitution complète des armatures longitudinales et transversales par les fibres d'acier. D'autre spécimens sont armés longitudinalement dans l'optique d'étudier l'effet de la combinaison des armatures longitudinales et des fibres sur le comportement à la flexion, ainsi la possibilité de remplacer les armatures de cisaillement par des fibres d'acier.

Enfin, et afin d'analyser l'effet de la combinaison des fibres d'acier et des armatures de cisaillement sur le comportement flexionnelle des poutres, un dernier groupe de poutres a été réalisé avec une association de fibres, des armatures tendues et des armatures de cisaillement. Des armatures ont été disposées en partie haute des poutres (armatures de montage), dont leur rôle-clé est de faciliter la mise en place des armatures longitudinales inférieures, et les armatures transversales.

La couche d'enrobage a été maintenue constante et égale à 20mm pour tous les échantillons, cette dimension respecte les recommandations de l'EUROCODE. L'essai de flexion, consiste à soumettre les poutres à un chargement à trois points jusqu'à la rupture.

5.2.1. Géométrie des poutres et configuration du ferrailage

Les détails des échantillons testés sont présentés sur le tableau 1 et la figure 5.1 ci-dessous.

Tableau 5.1 Détails géométriques des poutres testées

ID de la poutre	Type du béton	Armature longitudinale ρ_l (%)	Cadres ρ_t (%)	Fibres (%)
Série 1. Poutres sans armatures				
BO S1	BO	0.00	0.00	0.00
BAP S1	BAP	0.00	0.00	0.00
BAPF0.3 S1	BAPF	0.00	0.00	0.3
BAPF 0.6 S1	BAPF	0.00	0.00	0.6
BAPF 0.9 S1	BAPF	0.00	0.00	0.9
BAPF 1.2 S1	BAPF	0.00	0.00	1.2
Série 2. Poutres avec armatures longitudinales				
BO S2	BO	1.25	0.00	0.00
BAP S2	BAP	1.25	0.00	0.00
BAPF0.3 S2	BAPF	1.25	0.00	0.30
BAPF 0.6 S2	BAPF	1.25	0.00	0.60
BAPF 0.9 S2	BAPF	1.25	0.00	0.90
BAPF 1.2 S2	BAPF	1.25	0.00	1.20
Série 3. Poutres avec armatures longitudinales et transversales				
BO S3	BO	1.25	0.28	0.00
BAP S3	BAP	1.25	0.28	0.00
BAPF0.3 S3	BAPF	1.25	0.28	0.30
BAPF 0.6 S3	BAPF	1.25	0.28	0.60
BAPF 0.9 S3	BAPF	1.25	0.28	0.90
BAPF 1.2 S3	BAPF	1.25	0.28	1.20

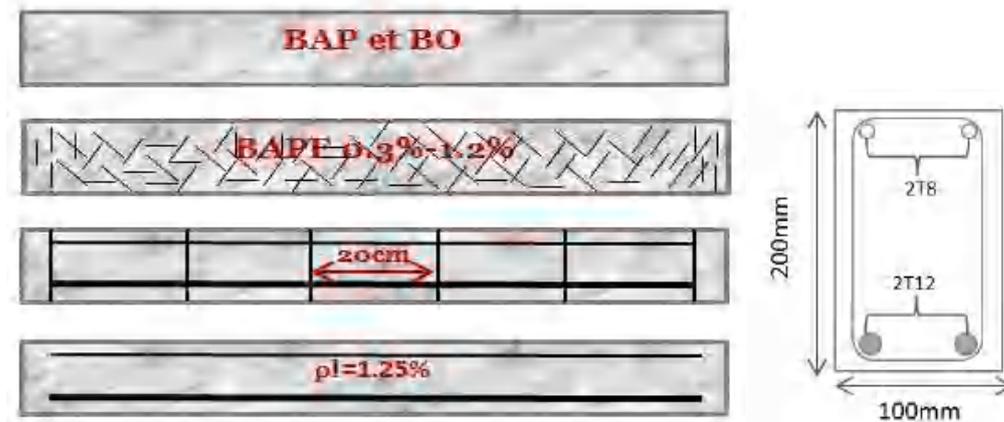


Figure 5.1. Géométrie des spécimens testés et détail du ferrailage.

5.2.2. Coffrage

Trois moules en bois ont été confectionnés chez un artisan menuisier, afin de faciliter la conception des spécimens en question figure (5.2) :



Figure 5.2. Coffrages en bois utilisés pour réalisation des poutres étudiées.

Chaque moule est caractérisé de parois intérieures démontables, et permet de réaliser quatre poutres à la fois de section de 100x200mm et de longueur de 1200mm. Avant chaque utilisation les moules ont été bien graissés, afin d'éliminer toute adhérence entre le béton et le coffrage.

5.2.3. Ferrailage

L'ensemble des cages d'armatures adoptées dans ce programme expérimental, sont présentées dans la figure 5.3.

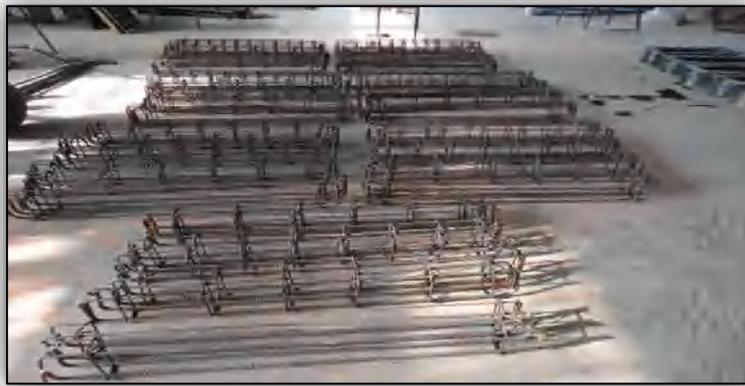


Figure 5.3. Cages de ferrailage

▀ Armatures longitudinales

Des poutres ont été armées longitudinalement, avec un lit de deux barres d'armature longitudinale de 2HA12, placé à la partie inférieure de la poutre, et d'autres barres d'acier de montages de 2T8 placées dans la partie supérieure (figure 5.4), la densité des armatures longitudinales est estimée selon l'équation 5.1.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \quad (5.1)$$

▀ Avec:

- A_{sl} Section d'armatures longitudinales
- d Hauteur utile
- b_w Largeur de l'élément

Dans notre cas la densité des armatures tendues équivaux à 1.25%.

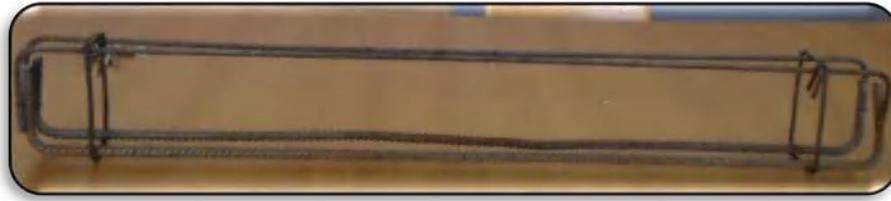


Figure 5.4. Ferrailage longitudinale

▣ Armatures transversales

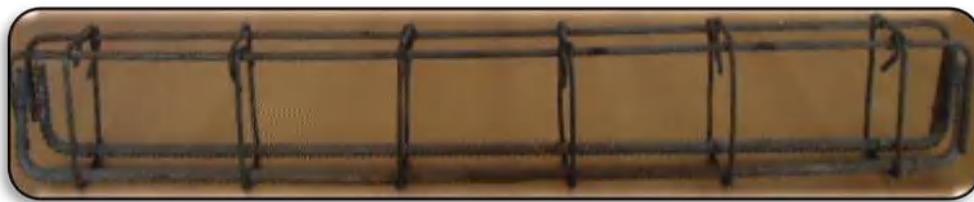
Une série de poutres a été conçue avec des armatures transversales d'espacement de 20 cm, comme illustré dans la figure 5.5. Les cadres sont réalisés en acier de Ø6, et le taux d'armatures est déterminé en utilisant l'équation:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{b_w s \sin \alpha} \quad (5.2.)$$

▣ Avec:

- A_{st} Section d'armatures de cisaillement sur une longueur 's'
- s Espacement entre les armatures de cisaillement
- b_w Largeur de l'âme de l'élément
- α Angle d'inclinaison entre ces armatures et l'axe longitudinal de l'élément

Dans notre cas $\alpha = 90^\circ$ donc $\sin \alpha = 1$, d'où $\rho_t = 0.27\%$.



Cadre de Ø6 '60x150mm'

Figure 5.5. Armatures transversales espacement 200mm

Le tableau 5.2 présente les caractéristiques mécaniques des armatures étudiées comme définies par le fabricant.

Tableau 5.2. Caractéristiques mécaniques des armatures utilisées (fournies par le fabricant)

Types d'aciers	Désignation	Limite élastique f_e (MPa)	Résistance à la rupture f_r (MPa)	Allongement à la rupture	Module d'élasticité E_a (MPa)	Coefficient de poisson ν_a
Aciers ronds lisses Ø6	Fe E 235	235	≥ 410	22	210000	0.3
Armatures à haute adhérence HA12	Fe E 500	500	550	12	210000	0.3

5.2.4. Fabrication des échantillons

En premier lieu, on a posé le ferrailage dans les moules en bois, bien ajusté afin de permettre un enrobage de 20mm, moyennant des cales à béton placés entre le ferrailage et les parois des moules (voir la figure 5.6).



Figure 5.6. Pose du ferrailage

Le coulage des poutres en béton ordinaire est l'étape suivante. Le béton est versé dans le coffrage en trois couches, pour chaque couche on a effectué une vibration interne à l'aide d'une aiguille vibrante figure (5.7).



Figure 5.7. Coulage des poutres en béton ordinaire témoins

Les poutres en BAP et en BAPF sont conçues, en versant le béton dans les moules sans vibration avec un mode opératoire de coulage (aller et retour) dans l'optique d'optimiser la répartition (homogène) du béton et du béton avec les fibres d'acier figure (5.8).



Figure 5.8. Coulage des poutres en BAP et BAPF

Après le coulage, les échantillons sont couverts avec un film plastique pour éviter l'évaporation de l'eau.

Concernant les poutres en béton autoplaçant, une période de 48 à 72 heures était nécessaire pour le bon durcissement des spécimens avant de les démouler, tandis que les poutres fabriquées en BO un temps de 24 heures à partir de leur fabrication était suffisant.

Ensuite, les échantillons sont conservés dans les conditions ambiantes du laboratoire (voir figure 5.9).



Figure 5.9. La conservation des poutres étudiées

Les faces de chaque spécimen ont été peintes avec une légère couche de peinture blanche, afin de faciliter la bonne visibilité des fissures. Après, on a effectué un maillage de 5 cm pour pouvoir suivre l'évolution des fissures figure (5.10).



Figure 5.10. Préparation des poutres étudiées.

5.2.5. Dispositif de chargement et instrumentations de l'essai de flexion

Les poutres sont testées à la flexion trois points. Elles sont de géométrie similaire, avec une longueur de portée libre de 1000mm. Les spécimens simplement supportées ont été testées à la flexion trois points, par l'intermédiaire de la machine hydraulique Tinius Olsen d'une capacité de 3000 KN, qui permet de mesurer la flèche à mi-travers des poutres en fonction de la charge monotone appliquée progressivement jusqu'à la rupture, avec une vitesse de 0.2mm/s. Avec une portée en cisaillement prise égale à 50cm (figure 5.11).



Figure 5.11 .Géométrie des poutres et la configuration du test de flexion à trois points

Deux transducteurs différentiels linéaires variables (LVDT) d'une course de 50mm ont été utilisés, de précision de l'ordre de 0.2% (figure 5.12). Le rôle de ces capteurs de déplacement pour cet essai de flexion à trois points est de mesurer les ouvertures diagonales dans les poutres.

Un LVDT est un capteur de déplacement qui permet de transformer un déplacement linéaire en signal électrique proportionnel à l'aide de la variation d'une résistance [86].



Figure 5.12. LVDT utilisés dans cette étude de cours 50mm.

Les LVDT ont été placés inclinés à 45° sur la bielle des appuis au niveau de l'axe neutre de la section non fissurée, afin de permettre la mesure de la largeur de la fissure diagonale. Les capteurs ont été placés à l'aide des pieds comparateur magnétique.

Ces détails et la configuration expérimentale sont illustrés sur la figure 5.13.

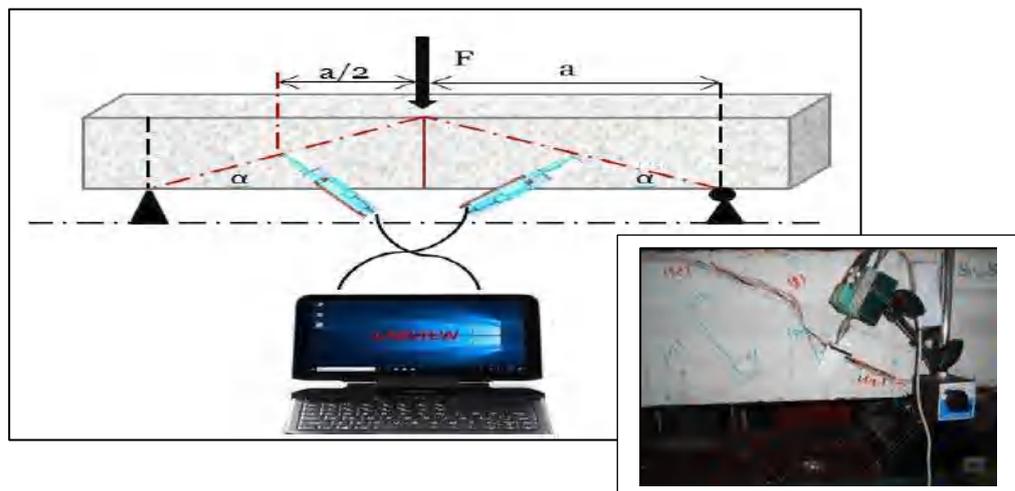


Figure 5.13. Dispositif de mesure de l'ouverture des fissures diagonales.

Les mesures ont été enregistrées sur le PC connecté par un câble aux capteurs, à l'aide d'une carte d'acquisition qui a permis de convertir les signaux analogiques en signaux numériques. Cette carte est référencée 'MEILHAUS électrique : ME- RedLab' (voir figure 5.14).



Figure 5.14. Carte d'acquisition de 'MEILHAUS' avec système d'alimentation.

Le traitement des résultats est effectué par l'emploi d'un logiciel de traitement des résultats dénommé LABVIEW (contraction of Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench). LABVIEW propose une programmation graphique qui aide à visualiser chaque aspect de notre application, y compris la configuration matérielle, et les données de mesure.

La première étape à faire est de réaliser le montage comme présenté sur la figure 5.15 et l'acquisition des données est assurée par LABVIEW ce qui est présenté par le montage de la figure 5.15 a. et 5.15.b.

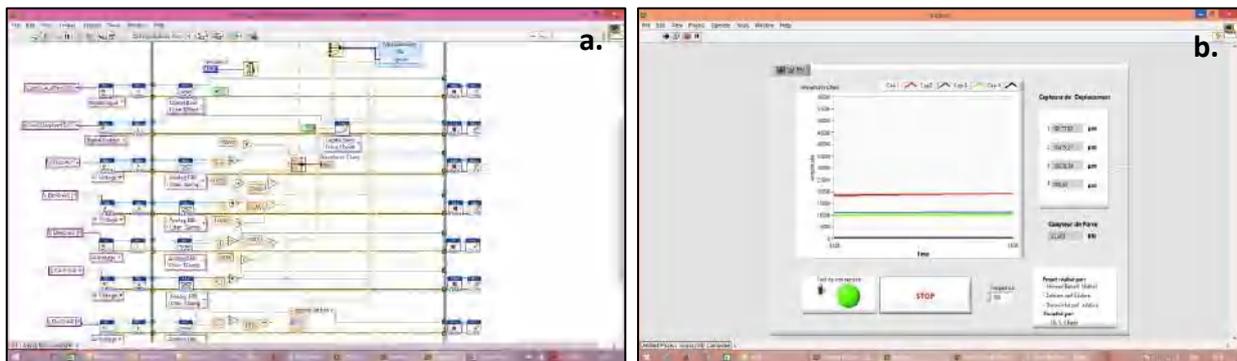


Figure 5.15. Programme LABVIEW : a. Le bloc du diagramme et, b. L'interface graphique du programme 'par LABVIEW'.

5.3. Conclusion

A la suite de la synthèse bibliographique sur le comportement mécanique des poutres en BRF en flexion, ce chapitre a présenté le protocole expérimental suivi et les démarches utilisés lors des essais de flexion. Les procédés de construction des différentes poutres ainsi que les instruments ont été élaborés. Le ferrailage et le coffrage ont été construits par des artisans respectivement des ferrailleurs et un menuisier. Une équipe et moi-même avons assuré le bétonnage, le décoffrage et la préparation des poutres pour l'essai de flexion à trois points, qui a été effectué dans le laboratoire du 'Matériaux Structures Sols LMSS' de notre département. Enfin, tous les réglages concernant les essais de flexion et les moyens de mesure sont aussi été élaborés dans cette section.

Les résultats obtenus pour chaque série de poutres ont fournis des informations indispensables à la compréhension du comportement mécanique à la flexion des éléments étudiés, ces résultats sont présentés dans le chapitre qui suit.



Confection des Bétons Résultats et Discussions



6

6.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente tout d’abord les résultats de la caractérisation des BAP conventionnels et des BAPF renforcés avec des fibres d’acier ondulées, des fibres de polypropylène, et des copeaux, ces mélanges ont été préparés avec trois méthodes de malaxage présentées dans le chapitre précédent. La caractérisation s’est faite à l’état frais et à l’état durci, ainsi que la mesure de la flèche fonction de la charge appliquée, pour des essais de flexion à trois points. Après avoir choisi la méthode de malaxage à suivre et la fibre à utiliser pour le reste de cette investigation, on a établi une étude de l’effet du volume fibreux sur les caractéristiques à l’état frais et l’état durci des différents mélanges des BAPF retenus.

6.2. Résultats à l’état frais et discussions

Une liste non exhaustive des essais de caractérisation des propriétés des bétons autoplaçants à l’état frais est recommandée. Cependant, la caractérisation à l’état frais des mélanges réalisés dans cette étude s’est limitée aux essais suivants :

- ◆ Essais au Cône d’Abrams (Essai d’étalement),
- ◆ Essai de boîte en L (Taux de remplissage (H2 / H1)),
- ◆ Essai de V-Funnel (Temps d’écoulement),
- ◆ Essai de J-RING.

6.2.1. Caractérisation des BAP état frais

Les résultats des essais de caractérisation à l’état frais des BAP préparés par les trois méthodes de malaxages sont présentés au tableau 6.1 :

Tableau 6.1. Résultats de l’état frais de BAP

Essai	1 ^{er} méthode Y. Fritih [1]	2 ^{ème} méthode Kassimi [48]	3 ^{ème} méthode Yakhlaf [64]
Etalement (mm)	825	750	780
Boite en L (H1/H2)	0.93	0.90	0.90
V-Funnel (s)	9	13	12

6.2.1.1. Essai au Cône d’Abram

Les résultats (figure 6.1) représentent l’étalement des mélanges des BAP préparés avec la même composition, mais selon les différentes méthodes de malaxage.

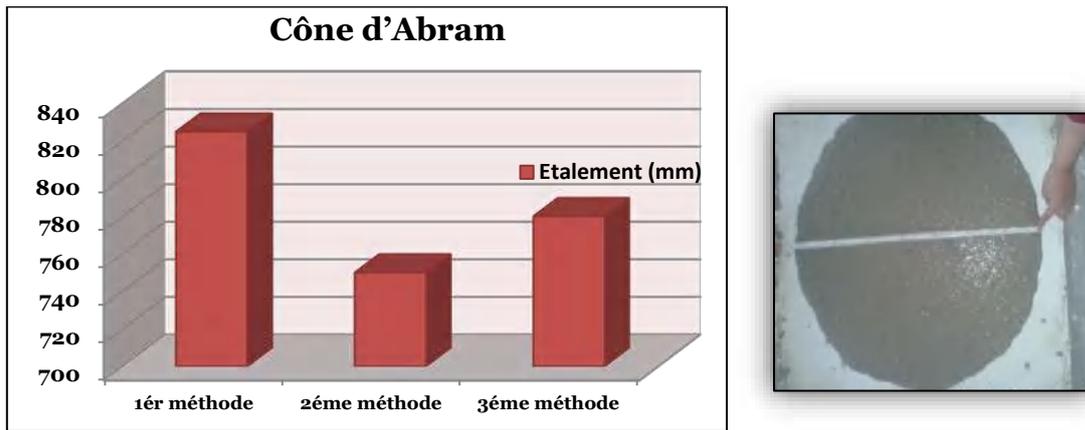


Figure 6.1. Effet de la méthode de malaxage sur l'étalement des BAP

Les mélanges sont homogènes, ils n'ont subi ni ségrégation ni ressuage, ce sont les problèmes habituels afférent à un béton autoplaçant mal malaxé, ou mal formulé. On note une diminution de l'étalement des BAP préparés par la deuxième et la troisième méthode.

6.2.1.2. Essai de la boîte en L

Ce présent essai permet de caractériser la capacité de remplissage du béton autoplaçant, ou autrement dit sa mobilité en milieu confiné. Les résultats sont présentés sur la Figure 6.2.

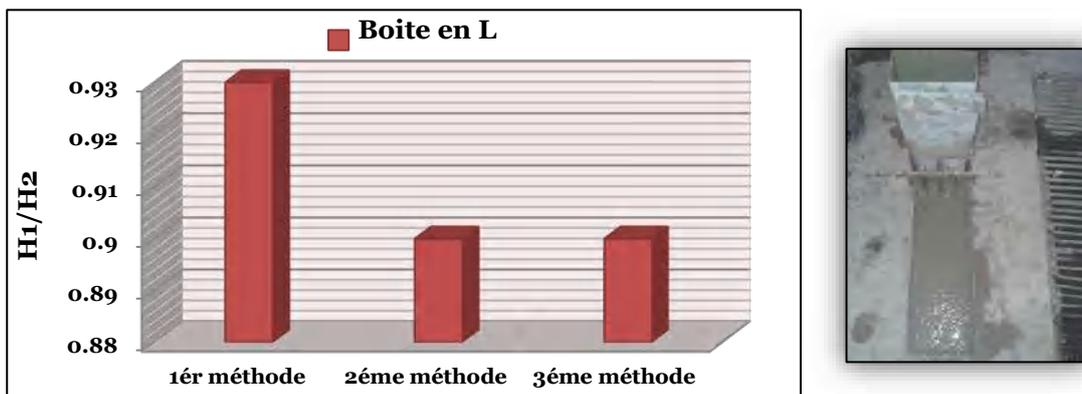


Figure 6.2. Effet de la méthode de malaxage sur les BAP : Essai de la boîte en « L »

Aucun signe de blocage des granulats n'a été remarqué, pour les trois BAP (figure 6. 2), par contre le meilleur taux de remplissage est noté pour le BAP préparé selon la première méthode.

6.2.1.3. Essai V-Funnel

Les résultats d'essai de l'entonnoir réalisé pour des BAP sont illustrés dans la figure 6. 3

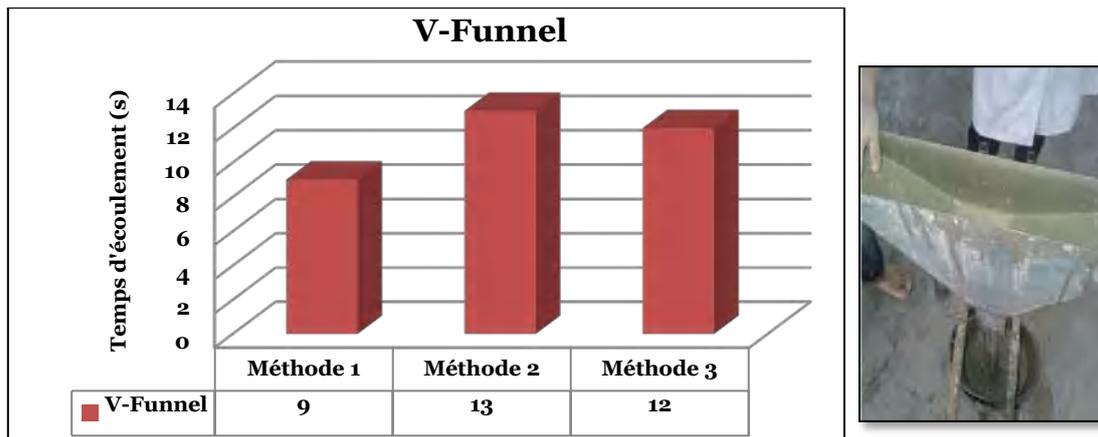


Figure 6.3 Effet de la méthode de malaxage sur les BAP: Essai de V-Funnel

D'après les histogrammes présentés dans la Figure 6.3, on a remarqué bien que les BAP aient un temps d'écoulement différent, ils restent dans les fourchettes recommandées par les lignes directrices.

Généralement, une diminution de la maniabilité des BAP est constatée dans le mélange préparé suivant la procédure de F. Kassimi [48] aussi bien que dans le cas de celui préparé selon la méthode de M. Yakhlaf [64], on justifie cette diminution par les temps de repos qui ont permis aux agrégats d'absorber une quantité d'eau de gâchage, et par conséquent l'ouvrabilité des bétons a été réduite. Or ces mélanges sont restés dans les fourchettes des mesures recommandées par les lignes directrices des normes.

6.2.2. Caractérisation des BAPF à l'état frais

La caractérisation des BAP à base de fibre été similaire à celle du BAP en plus de l'essai de 'J-Ring' qui a été réalisé.

6.2.2.1. Essai d'Étalement au Cône d'Abrams

Le tableau 6.2 rassemble les résultats d'essai d'étalement réalisé pour les BAPF en question, béton autoplaçant renforcé de fibres d'acier BAPF-FM, béton autoplaçant renforcé de fibres de polypropylène BAPF-PP et béton autoplaçant renforcé de sous-produit 'copeaux métalliques' BAPF-CP, chaque mélange été préparé, à chaque fois, par une méthode de malaxage différente. Le volume des fibres ajouté est identique pour les trois mélanges soit 0.25%.

Les galettes de BAP obtenues de l'essai d'étalement sont illustrées dans les figures (figure 6.4) et (figure 6.5), et les différents résultats sont réunis dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2 Effet de la méthode de malaxage ‘Résultats d’essais d’Étalement pour BAPF’

Essai d'étalement	1 ^{er} méthode Fritih [1]	2 ^{ème} méthode Kassimi [48]	3 ^{ème} méthode Yakhlaf [64]
BAPF-FM	760mm	740mm	730mm
BAPF-CP	730mm	710mm	700mm
BAPF-PP	690mm	680mm	600mm

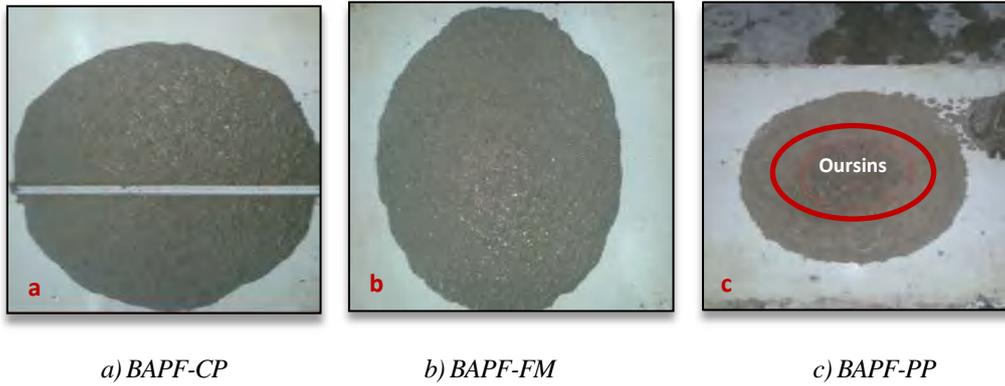


Figure 6.4 Étalement des BAPF

On a observé une bonne dispersion des fibres d’aciers et de copeaux métalliques dans les BAPF, quel que soit la méthode de malaxage suivie, contrairement aux BAP-PP dont on remarque la présence des oursins au centre de la galette du BAP-PP, comme illustré dans La figure (6.4 c).

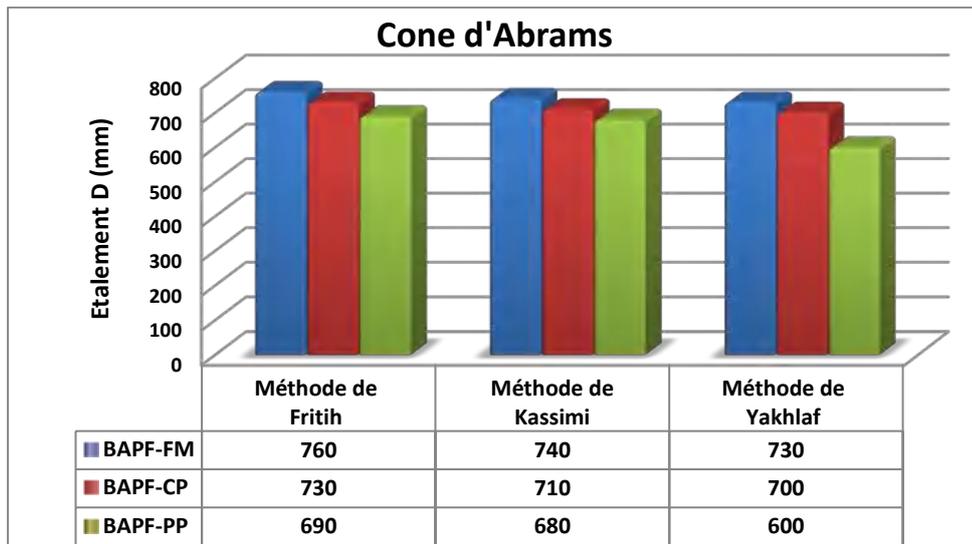


Figure 6.5. Effet de la méthode de malaxage et des fibres sur l’étalement des BAPF

L’étalement des mélanges de béton autoplaçant était affecté par l’inclusion de fibres. A partir des histogrammes dans la figure (6.5), on a remarqué que la substitution des fibres dans le

BAP a contribué à une chute considérable de son ouvrabilité pour les trois méthodes de malaxage, et que les étalements les plus petits sont remarqués dans le cas des BAP-PP.

Le meilleur étalement remarqué pour tous les mélanges étudiés est celui préparé suivant la méthode de malaxage de Fritih [1], à noter que pour cette dernière l'addition des fibres été répartie en plusieurs partie, avec un temps de malaxage suffisant qui a permis aux fibres de bien se dispersée dans la matrice.

6.2.2.2.La boîte en L

Le tableau 6.3 synthétise les résultats d'essai de la boîte en 'L' réalisé pour tous les mélanges de BAPF.

Tableau 6.3. Effet de la méthode de malaxage sur les résultats de la boîte en L (H1/H2).

Essai boîte en L (H1/H2)	1 ^{er} méthode Fritih [1]	2 ^{ème} méthode Kassimi [48]	3 ^{ème} méthode Yakhlaf [64]
BAPF-FM	0.87	0.90	0.88
BAPF-CP	0.84	0.86	0.85
BAPF-PP	0.81	0.83	0.82

Lors de la réalisation de l'essai de 'la boîte en (L) on a remarqué qu'aucun signe de blocage des fibres pour les trois types de fibres et les trois méthodes n'est à signaler.

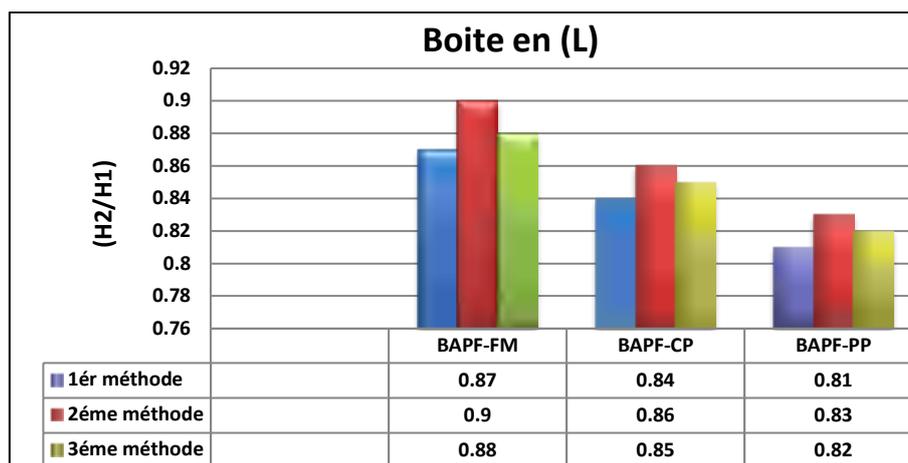


Figure 6.6. Effet de la méthode de malaxage et des fibres sur les BAPF : Essais de la boîte en L

L'incorporation des fibres dans le BAP a contribué à réduire le taux du remplissage, malgré ceci, les résultats sont en largement en accord avec les exigences des lignes directrices, on note que tous les résultats sont supérieurs à la limite inférieure exigée par les lignes directrices '0.80'. Les mélanges avec les fibres de polypropylène ont entraîné la plus importante réduction, avec une

incident majeur qui est remarqué pour le cas du BAPF-PP préparé suivant la méthode de malaxage de Fritih. Les BAPF renforcés de fibres métalliques préparées selon la méthode de malaxage de Kassimi ont montré le meilleur résultat, pour les trois types de fibres, le meilleurs taux de remplissage est distingué pour les mélanges préparés par la deuxième méthode (figure 6.6).

6.2.2.3.J-Ring

Les résultats enregistrés pour l’essai de J-ring : la galette moyenne et ‘ Δh ’, réalisé pour les BAPF élaborés sont présentés dans les tableaux (6.4., 6.5) ci-dessous, et les figures (6.7-6.9).

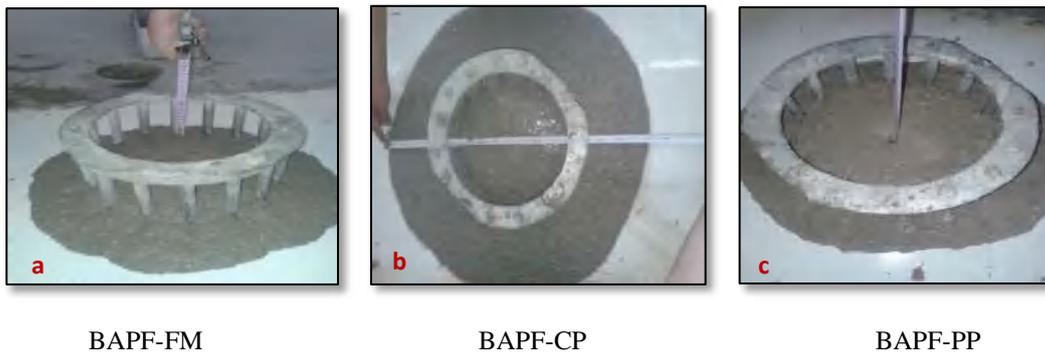


Figure 6.7 Essai de J-Ring réalisée pour le BAPF-FM, BAPF-CP, BAPF-PP

Tableau 6.4 Effet de la méthode de malaxage sur les BAPF ‘Résultats d’essai de J-Ring’

J-Ring (D_{moyen})	1 ^{er} méthode Fritih [1]	2 ^{ème} méthode Kassimi [48]	3 ^{ème} méthode Yakhlaf [64]
BAPF-FM	660mm	690mm	700mm
BAPF-CP	620mm	650mm	660mm
BAPF-PP	520mm	540mm	560mm

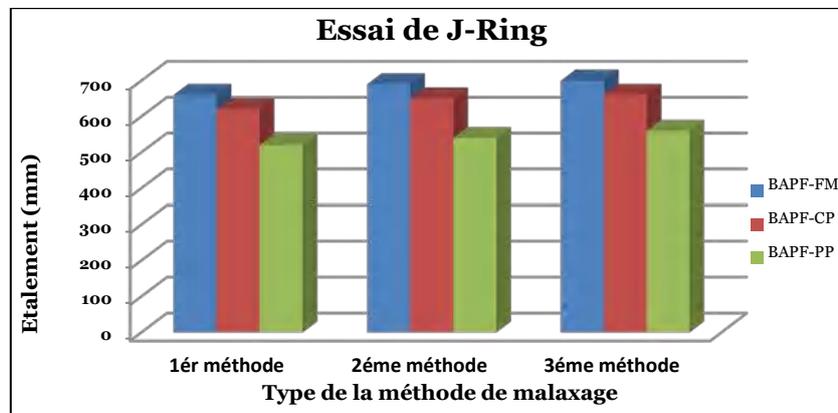


Figure 6.8 Effet de la méthode de malaxage et des fibres sur les BAPF : Essai de J-Ring

Tableau 6.5. Effet de la méthode de malaxage sur les BAPF ‘Résultats d’essai de J-Ring Δh ’

J-Ring	1 ^{er} méthode	2 ^{ème} méthode	3 ^{ème} méthode
Δh	Fritih [1]	Kassimi [48]	Yakhlaf [64]
BAPF-FM	11	9	9
BAPF-CP	8	10	11
BAPF-PP	19	13	12

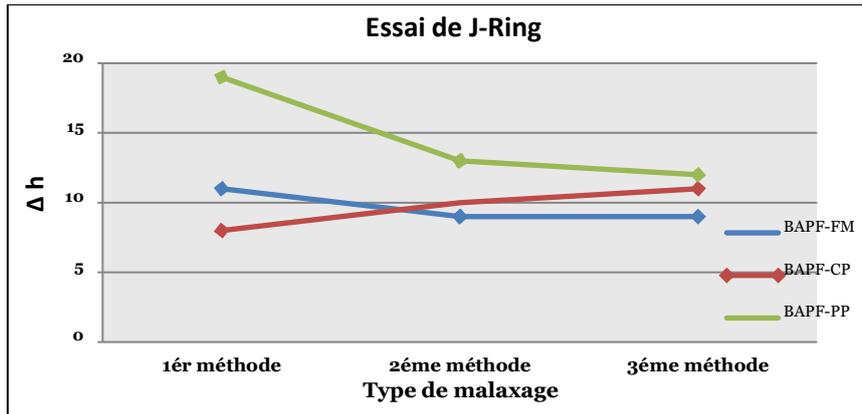


Figure 6.9. Résultats d’essai de J-ring ‘ Δh ’ pour les BAPF : effet de la méthode de malaxage

L’écoulement restreint moyennant l’anneau J-Ring a donné un étalement de 520 à 700 mm pour les BAPF. La différence en hauteur (Δh) varie entre 8 et 19 pour tous les mélanges.

La relation entre le diamètre d’étalement et Δh est inversement proportionnelle comme l’illustre la figure 6.9. L’augmentation de la hauteur du béton au centre de la galette est interprétée par la formation des agglomérations des fibres et des gros granulats à son milieu, implique ainsi une réduction dans le diamètre de l’étalement du béton. Les bétons ayant Δh de 7 à 13 sont des bétons plus stables et ayant le caractère autoplaçant. Ainsi, l’ajout des fibres de polypropylène a entraîné une diminution significative de la facilité de passage. On a aussi constaté que la méthode de malaxage de Fritih a montré le meilleur étalement modifié pour le BAPF-CP, or la méthode de Kassimi a entraîné un meilleur étalement du BAP-FM, alors que c’est la méthode de malaxage de Yakhlaf qui a permis d’avoir le meilleur étalement pour le BAP-PP. cependant, l’étalement le plus réduit est enregistré pour le mélange de BAPF-PP préparé par la méthode de malaxage de Fritih.

6.2.2.4. Evaluation globale des propriétés à l’état frais des mélanges

Généralement les fibres ont entraîné une diminution de la maniabilité des mélanges BAPF, cependant le choix de la méthode de malaxage peut influencer significativement le rôle que peut jouer le type de fibres sur l’ouvrabilité du BAPF. La méthode de malaxage de Fritih a négativement

influencé la maniabilité des BAP-PP, les méthodes de Kassimi et de Yakhlaf ont montré de bonnes ouvrabilités pour tous les mélanges élaborés.

6.3. Caractérisation à l'état durci

Notre approche consiste à comparer des bétons autoplaçants optimisés répondant aux mêmes exigences : formulation, constituants.

La mise en place des éprouvettes est effectuée dans différents moules destinés aux corps d'épreuve correspondants aux essais programmés :

- ◆ Epreuve cylindrique d'élanement : 10×20 cm.
- ◆ Epreuve prismatique d'élanement : 7×7×28 cm.

6.3.1. Résistance à la compression

Les mêmes mélanges étudiés précédemment à l'état frais ont été étudiés à l'état durci. Pour ce faire, la résistance en compression, et la résistance en traction par flexion de ces bétons ont été examinés. Les résultats d'essai de compression sont présentés dans le tableau 6.6 et la figure 6.10.

Tableau 6.6 Résistances mécaniques à la compression des BAP et BAPF

Béton	Méthodes	Age		
		7 jr	14 jr	28 jr
BAP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	33.15	38.45	38.6
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	37.57	42.72	43.98
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	36.59	43.88	44.29
BAPF-FM	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	39.22	43.08	45.92
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	42.32	51.06	52.39
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	36.38	45.78	48.71
BAPF-PP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	20.4	21.79	23.98
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	27.3	31.11	32.48
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	24.26	25.44	26.65
BAPF-CP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	29.6	35.99	41.22
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	39.58	40.3	44
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	36.3	38.9	41.67

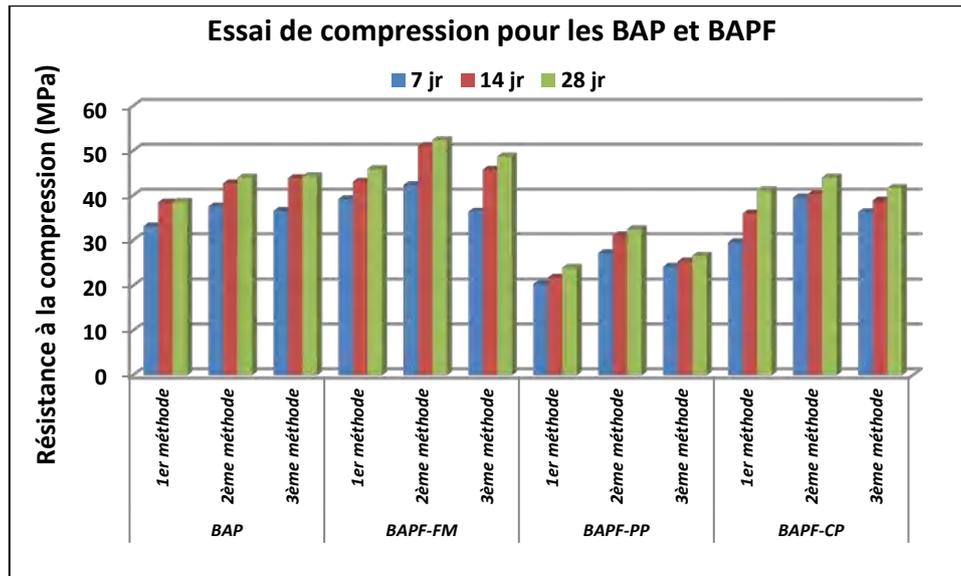


Figure 6. 10. Résultats d’essai de compression pour les BAP et BAPF à 7, 14 et 28 jours

La résistance à la compression à l’âge de 28 jours des BAPF est comprise entre 23.98 MPa pour le BAPF-PP préparé par la méthode de malaxage de ‘Y. Fritih’, à 52.39 MPa pour le BAPF-FM préparé selon la méthode de ‘F. Kassimi’. Tous les mélanges des BAP et les BAPF ont subi une amélioration de la résistance à la compression dans le temps.

Pour chaque béton le meilleur résultat a été constaté pour la méthode de malaxage de Kassimi, cette méthode a positivement affecté les résistances à la compression des composites. Les résistances à la compression pour les BAPF-FM sont généralement supérieures à celles du BAP sans fibres, contrairement aux BAP-PP qui ont des valeurs inférieures, cependant les BAPF-CP des résistances légèrement supérieures pour la première et deuxième méthode, et elle a peu diminué pour la troisième méthode.

6.3.2. Résistance à la traction

Les résultats d’essai de traction par flexion sont rassemblés dans le tableau 6.7 et présentés dans les figures (6.10) et (6.11) :

Tableau 6.7. Résistances mécaniques à la traction des BAP et BAPF

Méthodes		7 jr	14 jr	28 jr
BAP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	4.45	5.23	5.57
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	4.98	5.65	6.39
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	4.81	5.37	5.92
BAP F-FM	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	5.04	5.59	5.97
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	5.52	6.1	6.89

BAPF-PP	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	5.28	5.75	6.39
	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	3.12	4.12	4.68
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	4.24	5.05	5.15
BAPF-CP	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	3.62	4.34	4.76
	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	5.26	5.75	6.09
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	5.49	6.05	6.82
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	5.41	5.93	6.69

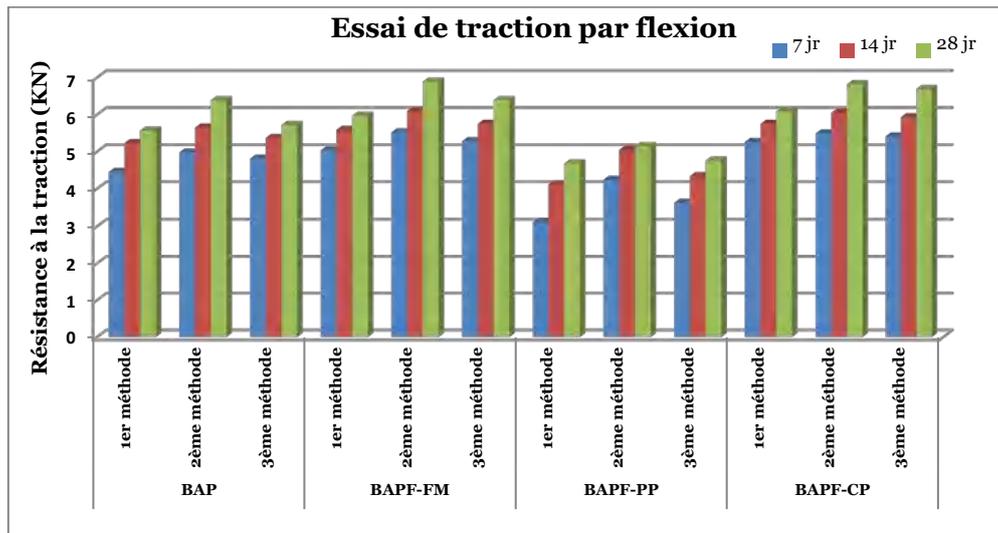


Figure 6. 11. Résultats d’essai de traction par flexion pour les BAP et BAPF à 7, 14 et 28 jours



Figure 6.12. Les échantillons respectivement de : a. BAP, b. BAPF-PP, c. BAPF-CP et d. BAPF-FM après rupture par traction

D’après les résultats présentés dans le tableau (6.7), on remarque que tous les mélanges ont subi une amélioration de la résistance à la traction dans le temps, avec une sensibilité envers la méthode de malaxage suivie. La résistance à la traction des bétons renforcés de fibres est entre 4.78 KN retenue pour le BAP-PP préparé par la 1^{ère} méthode à 6.89KN pour le BAP-FM préparé par la 2^{ème} méthode.

Les histogrammes sur la figure (6.11) présentent l’évolution des résistances à la traction des BAP, BAPF-FM et BAPF-PP. On observe que les résistances pour les échantillons en béton témoin (BAP) préparés avec la méthode de Fritih sont assez semblables à ceux retenues par la méthode de

Yakhlaf, le même constat pour les échantillons de BAPF-PP. Or, la méthode de Kassimi a donné de meilleurs résultats pour tous les mélanges.

Une amélioration considérable de la résistance des BAP renforcés de fibres métalliques et copeaux préparés par les trois méthodes a été distinguée. Les mélanges de BAPF-FM et BAPF-CP ont présenté des résistances similaires.

La meilleure résistance est celle du BAP de fibres métalliques, l'ajout des fibres polypropylène a provoqué une réduction de la résistance à la traction dans tous les types de malaxage de BAPF-PP étudiés. L'augmentation et la réduction de la résistance suivant le type de fibres utilisé est ramené à la résistance de la fibre.

6.4. Comportement à la flexion à trois points

Les essais de flexion ont l'avantage de retranscrire de manière plus réaliste ce qui se passe dans beaucoup d'éléments structuraux. Les résultats enregistrés de l'essai de flexion sont récapitulés sur le tableau (6.8), et sont respectivement la charge au pic et la flèche correspondante, la flèche maximale ainsi que les ouvertures des fissures maximales, ces dernières sont mesurées à l'aide d'une pied-à-coulisse.

Tableau 6.8. Charge de rupture et l'ouverture maximum de la fissure

Béton	Méthode de malaxage	F_{pic} (KN)	δ_{pic} (mm)	δ_{max} (mm)	Ouverture (mm)
BAP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	7	0.8	0.85	/
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	9	0.78	0.85	/
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	8.32	0.36	0.4	/
BAPF-FM	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	11.95	1.13	1.5	12.55
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	12.45	1.11	1.25	4.71
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	11.75	1.5	1.65	5.84
BAPF-PP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	8.9	0.9	0.95	1
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	8.2	0.57	0.6	1
	3 ^{ème} méthode : Yakhlaf [64]	8.2	0.4	0.5	1
BAPF-CP	1 ^{er} méthode : Fritih [1]	10.95	0.68	0.8	/
	2 ^{ème} méthode : Kassimi [48]	11.65	1.00	1.2	9.7
	3 ^{ème} méthode: Yakhlaf [64]	11.02	0.87	0.97	10.65

Les figures (6.13-6.16) illustrent l'évolution de la flèche en fonction de la charge appliquée au milieu des poutres de 150x150x600mm soumises à la flexion à trois points, préparées par des différents mélanges de BAP et BAPF, ainsi que les différentes méthodes de malaxage.

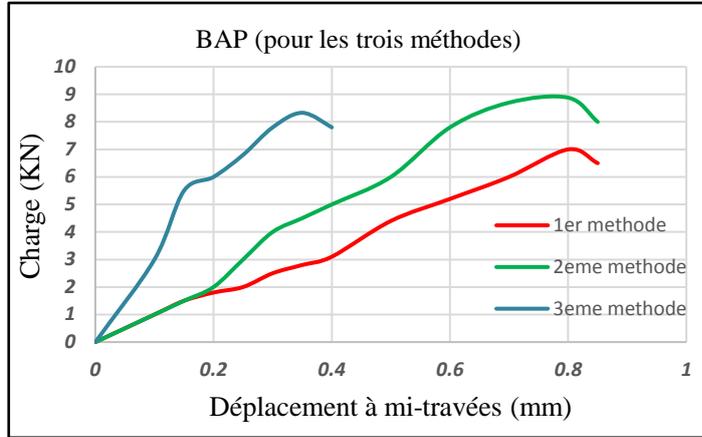


Figure 6.13 Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAP

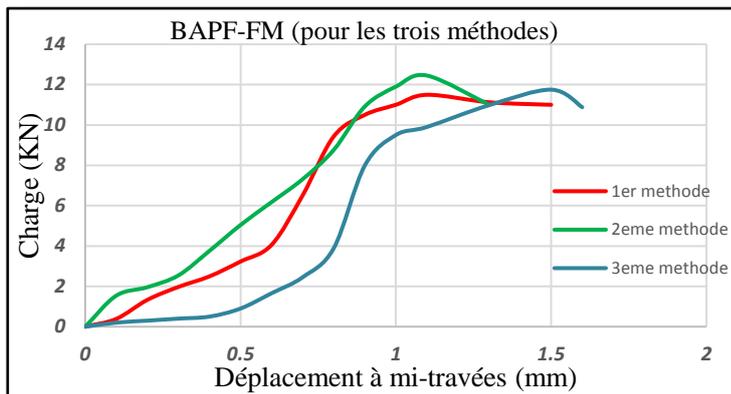


Figure 6.14. Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAPF-FM

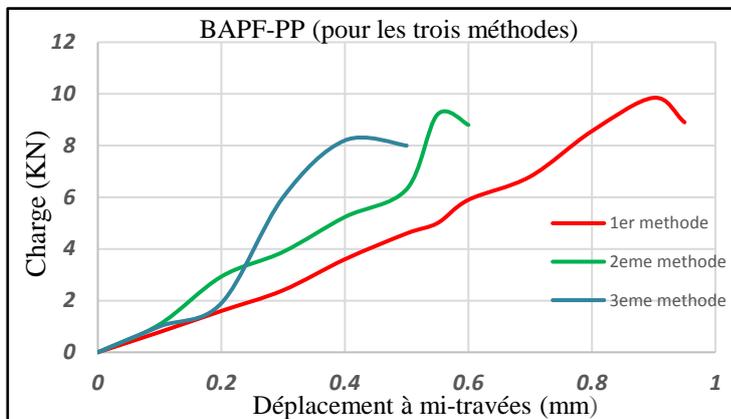


Figure 6.15 Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAPF-PP

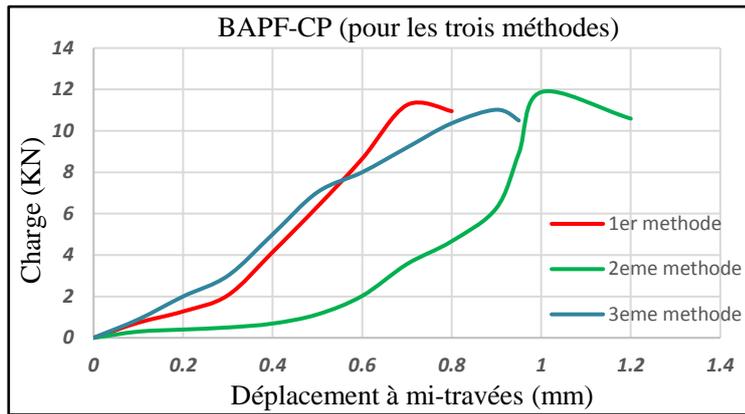


Figure 6.16 Effet de la méthode de malaxage sur les courbes Charge-Flèche des BAPF-CP

Le comportement des poutres à la flexion a été affecté par l'addition des fibres aussi bien que par la méthode de malaxage. La charge ultime entre 11.75KN à 12.45KN avec les flèches correspondantes de 1.11mm à 1.5mm et une flèche à la rupture de 1.67mm ont été enregistrées pour les BAPF-FM, des résistances de 8.2KN à 8.9KN avec les flèches au pic de 0.4mm à 0.9mm et une flèche à la rupture de 0.95mm pour les BAPF-PP, et des charges de 10.95KN à 11.65 KN pour les BAPF-CP avec des flèches de 0.68mm à 1mm au pic et de 0.8mm à 1.2mm à la rupture. Généralement le protocole de malaxage de Kassimi a présenté des résultats supérieurs à ceux des autres méthodes de bétonnage pour tous les bétons. Or les meilleurs résultats été ceux des BAPF-FM, un meilleur gain de plus de 38% a été marqué. Les BAPF-CP ont aussi montrés des résistances plus élevés à la flexion avec un meilleur gain de plus de 29%.

Une rupture brutale a été constatée pour les BAP avec la séparation des poutres en deux parties, l'addition des fibres permet d'éviter ce mode de rupture, une ouverture de fissure jusqu'à 12.55mm a été enregistrée pour les BAPF-FM avant que la poutre n'été ruinée et de 10.65 mm pour les BAP-CP.

6.5. Récapitulation

Quoique que l'addition des copeaux métalliques ait présenté des résultats satisfaisant, quelle que soit la méthode de malaxage suivie, en comparaison aux fibres d'acier ondulées commercialisées, la manière de leur traitement reste un obstacle, précisément lorsqu'elles sont utilisées en grande quantité. Pour cette raison et à cause de la disponibilité des fibres d'acier 'MEDAFAC' et leur prix raisonnable, on a retenu pour la continuité de cette recherche de travailler avec ces fibres. Les méthodes de malaxages ont affecté différemment les propriétés à l'état frais des bétons étudiés, cependant tous les mélanges, en général, sont restés dans les fourchettes recommandées par les lignes directrices. A l'état durci, les composites ont montrés des qualités

supérieures lorsqu'ils ont été préparés selon le protocole de malaxage de Kassimi, par conséquent on a choisi de réaliser les mélanges à étudier dans le reste de ce travail tout en respectant ses séquences de malaxage.

6.6. Etude des mélanges de BAPF à base de fibres d'acier : Effet de la densité des fibres

Le choix des quantités des fibres s'est appuyé sur différents critères. Une teneur élevée en fibres permet d'améliorer les performances mécaniques mais entraîne en contrepartie des problèmes d'ouvrabilité et de ségrégation à l'état frais ainsi qu'une augmentation du coût final du matériau [1].

On a choisi de travailler avec les fibres d'acier ondulées commercialisées 'MEDAFAC' fournies par 'GRANITEX', non seulement à cause de leur disponibilité et leur prix convenable, mais aussi de leurs caractéristiques qui améliorent les performances mécaniques des poutres en BAPF, tout en respectant des dosages pouvant être pratiqués aisément dans les éléments de structure, la teneur en fibres au mètre cube des bétons a été variée entre 0.3%, 0.6%, 0.9% et 1.2%. Ce choix a permis de travailler sur des bétons autoplaçants fibrés économiquement viables, afin d'en démocratiser l'usage auprès des professionnels.

Les compositions des bétons retenues à étudier dans le reste de cette investigation expérimentale, sont présentées dans le tableau 6.9 ci-dessous (Annexe 2):

Tableau 6.9. Compositions pour 1 M3 des mélanges étudiés

Matériaux	Ciment (kg)	Filler UF10 (kg)	Sable (0-4) (kg)	Gravier (4-8) (kg)	Gravier (4-16) (kg)	Eau (kg)	Super-plastifiant (kg)	Fibres %
BO	390	/	819.00	234.00	749.00	200.00	/	/
BAP	400	80	737.94	368.97	368.97	169.64	7.40	/
BAPF0.3%	400	80	737.94	368.97	354.92	169.64	7.40	0.30
BAPF0.6%	400	80	737.94	368.97	348.94	169.64	7.40	0.60
BAPF0.9%	400	80	737.94	368.97	342.92	169.64	7.40	0.90
BAPF1.2%	400	80	737.94	368.97	336.90	169.64	7.40	1.20

6.6.1. Caractérisation des BAPF

6.6.1.1. Etat frais

La caractérisation de la maniabilité des mélanges en fonction du volume des fibres, et de la possibilité de blocage des fibres s'est limitée aux essais suivants :

- ◆ Essais au Cône d'Abrams (Essai d'étalement),
- ◆ Essai de Boite en L (Taux de remplissage (h2/h1)),
- ◆ Essai de V-Funnel (Temps d'écoulement),

- ◆ Essai de J-RING,
- ◆ Essai de Stabilité au tamis.

Le tableau (6.10) ainsi que les graphes et les images (figure 6.17-6.24) récapitulent les résultats expérimentaux des essais d'ouvrabilité, réalisés pour des bétons autoplaçants frais renforcés de variétés de densités de fibres d'acier ondulées, respectivement «0%, 0.3%, 0.6%, 0.9%, 1.2% ». Le facteur Dm représente le diamètre final moyen pour l'essai d'étalement 'Cône d'Abrams', tandis que le facteur T500 représente le temps nécessaire au mélange pour atteindre le cercle de 500mm. Le rapport (H2/H1) représente le blocage des granulats et des fibres dans l'essai de 'L-box'.

Tableau 6.10. Résultats d'essais de caractérisation des mélanges à l'état frais

Bétons	Cône d'Abrams Dm 'mm'	T500 'S'	Boîte en 'L' 'H2/H1'	'V' Funnel 's'	Stabilité au tamis	J-Ring 'mm'
BAP	740	3.00	1	10	9.3	720
BAPF0.3	700	4.21	1	10.96	10.96	690
BAPF0.6	660	5.84	0.9	39	11.21	640
BAPF0.9	620	6.62	0.8	blocage	12.05	590
BAPF1.2	600	6.73	blocage	blocage	13.15	570



Figure 6.17. Résultats d'essai de Cône d'Abram pour respectivement : a. BAP, b.BAPF0.9%, et c. BAPF1.2%.

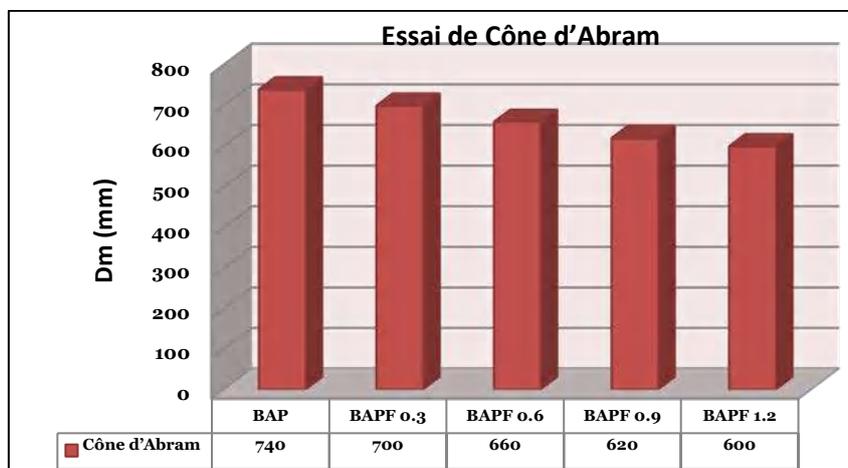


Figure 6.18. Résultats d'essais de Cône d'Abram



Figure 6.19. Résultats d'essai de J-Ring pour respectivement : BAP BAPF 0.3% ET BAPF 0.9%

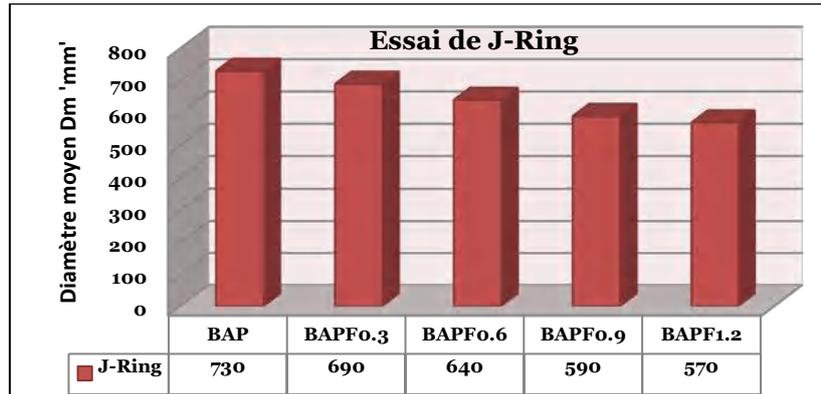


Figure 6.20. Résultats d'essais de J-Ring

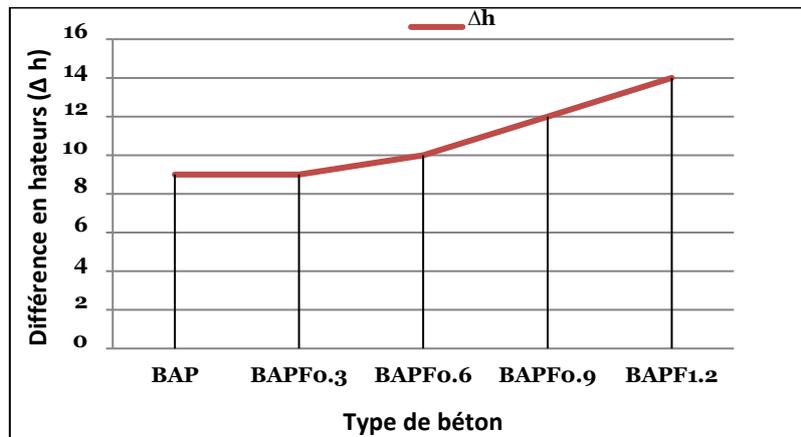


Figure 6.21. Résultats d'essai de J-ring 'Δh' pour les BAPF



Figure 6.22. Résultats d'essai de « L-box » pour le a. BAP, b. BAPF0.6% et c. BAPF1.2%.

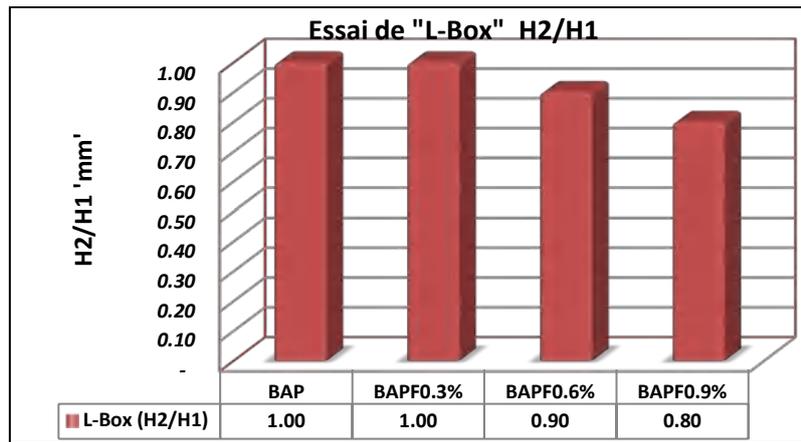


Figure 6.23. Résultats d'essai de la boîte en (L)

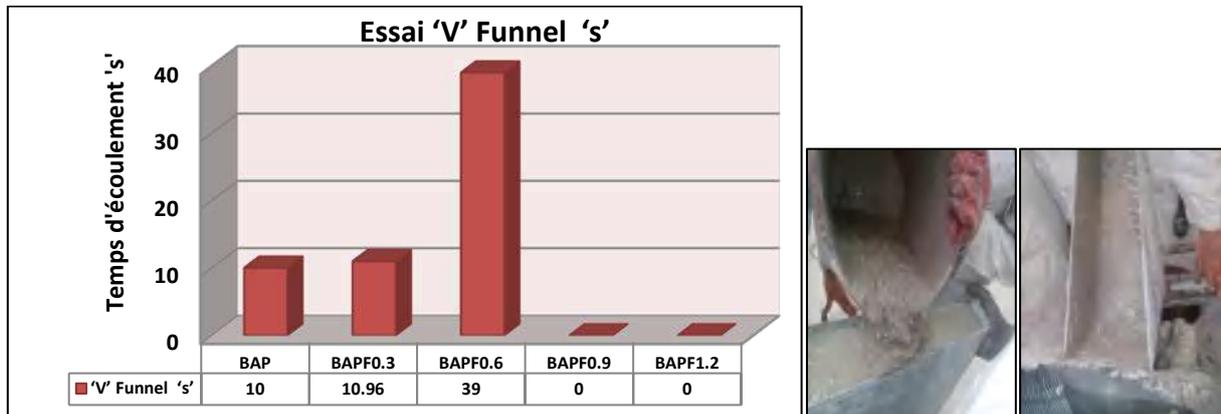


Figure 6.24. Résultats d'essai de l'Entonnoir

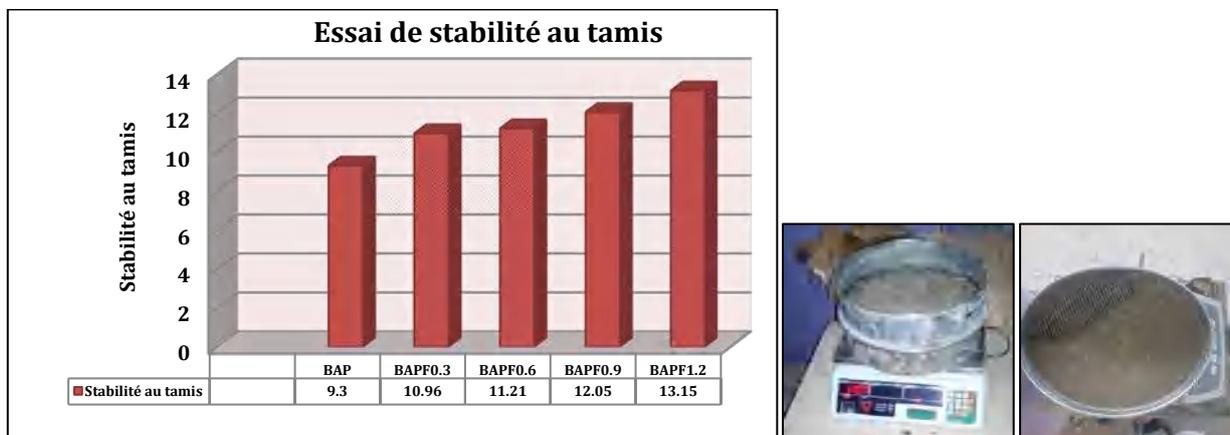


Figure 6.25. Essai de stabilité au tamis « stabilité à la ségrégation »

Les organigrammes dans les figures (6.18-6.25) permettent de donner une évaluation générale des performances des mélanges optimisés à l'état frais. A savoir les critères de la performance sont les indices de l'ouvrabilité: le diamètre moyen d'étalement, le diamètre à travers le J-Ring et la différence en hauteurs Δh , le temps parcouru à travers l'entonnoir, le rapport (H2/H1) de L-box et la capacité de remplissage, et enfin la stabilité à la ségrégation.

Des différents effets de l'ajout des fibres d'acier ondulées sur les propriétés des BAP étudiés ont été distingués. Une diminution de la maniabilité des mélanges en question avec l'augmentation du volume des fibres d'acier ondulées ajoutées a été observée, celle-ci est indiquée par une réduction des diamètres moyens des galettes des bétons autoplacant obtenues par l'essai du Cône d'Abram (figure 6.18) et l'essai de J-Ring (figure 6.20), ainsi que du le rapport (H2/H1) (figure 6.23) obtenu à partir de l'essai de L-Box, et aussi par l'augmentation de la différence des hauteurs retenue dans l'essai de J-ring (figure 6.21), du temps parcouru pour traverser l'entonnoir (figure 6.24) et du pourcentage de la laitance passante à travers le tamis 5mm (figure 6.25).

Malgré la diminution de la maniabilité des mélangés, lorsque la teneur en fibres d'acier est de 0.3% ou de 0.6%, les paramètres relatifs à l'ouvrabilité demeurent satisfaisant vis à vis des exigences du BAP selon les différentes recommandations en vigueur.

L'augmentation de la densité des fibres au-delà de 0.6% a joué un rôle néfaste sur les caractéristiques des BAPF à l'état frais, au cours des essais de la « L-box » et du « J-ring », les fibres ont formé des amas autour des barres d'acier, ce qui à provoquer un blocage des mélanges, ainsi qu'un coincement du béton a été distingué dans l'essai du « V-Funnel ». Pour une teneur en fibres plus élevée les fibres ne permettent pas aux agrégats de se déplacer plus librement. Les atouts des propriétés à l'état frais du BAPF se répercutent lorsque le dosage des fibres est supérieur à 0.6%, cette teneur pourrait présenter la limite de saturation en fibres en termes d'ouvrabilité des BAPF étudiés dans la présente investigation.

6.6.1.2. Etat durci

Les résultats des essais de compression à l'âge de 28 et de traction (essai de fendage), avec différents dosages de fibres, sont illustrés dans les figures (6.26-6.28) ci-dessous.

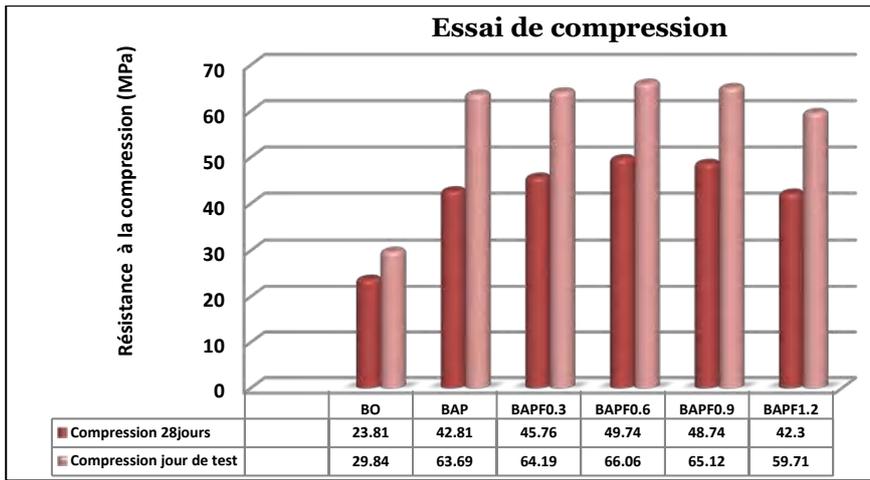


Figure 6.26. Résultats d'essai de Compression à 28 jours et à 90 jours des mélanges étudiés

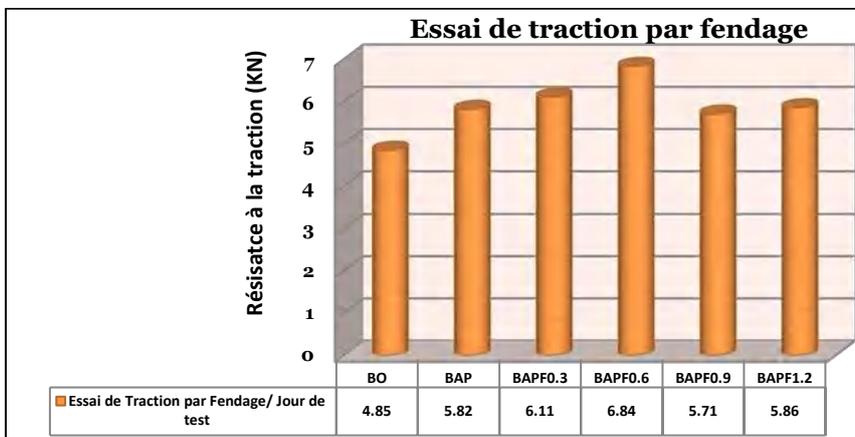


Figure 6.27. Résultats d'essai de traction par fendage des mélanges étudiés



Figure 4.28. Influence du volume des fibres sur le mode de rupture des mélanges étudiés

Une amélioration dans le temps de la résistance à la compression de tous les bétons étudiés a été constatée (figure 6.26). Ces résistances ont été affectées par le volume des fibres ajouté, la comparaison des résultats des BAPF à celle du BAP témoins à l'âge de 28 jours a permis d'enregistrer des gains de 7% pour le BAPF0.3%, de plus de 16% pour le BAPF0.6% et de 14% pour le BAPF0.9%. La diversité dans le gain de résistance entre les différents types des bétons est

due à la différence entre leurs caractéristiques à l'état frais. En revanche une légère réduction de la résistance de -1.2% a été distinguée pour le BAPF 1.2%, ceci est dû à la dégradation de l'ouvrabilité de ce mélange, et aussi à l'effet de groupes (interaction fibre-fibre).

On peut constater, que le mélange de BAP de référence « sans fibres d'acier » présente la plus faible résistance à la traction, par rapport aux autres échantillons en raison de sa nature extrêmement fragile. Cependant, le mélange de BAPF0.6% a souligné le meilleur résultat de 6.85KN avec un gain de résistance de 17.52% par rapport au BAP témoin (figure 6.26). Les mélanges de BAPF0.9% et de BAPF 1.2%, ont présentés des résistances presque similaires à celle du BAP témoin, avec des modes de rupture ductiles (figure 6.27 et 6.28).

6.7.Conclusion

L'exploitation des résultats obtenus des essais de caractérisation à l'état durci et à l'état frais des bétons élaborés, nous a permis de retenir les conclusions suivantes :

- ❖ Les mélanges de BAP sont bien homogènes, ils n'ont subi ni ségrégation ni ressuage ni encore un signe de blocage des granulats dans les trois méthodes de malaxages,
- ❖ Les mélanges de BAP sont très sensibles à la méthode de malaxage, le moment d'ajouter les fibres, le temps de malaxage, et le temps de repos après d'ajouter le superplastifiant sont des facteurs influant sur les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons étudiés.
- ❖ Le temps de repos proposé par les deux auteurs F. Kassimi et M. Yakhlaf, a permis aux agrégats d'absorber une quantité d'eau de gâchage, ainsi a provoqué la diminution de la maniabilité des BAP.
- ❖ La substitution des fibres d'acier et des copeaux métalliques a provoqué une diminution de la maniabilité des mélanges, mais laisse présumer des bétons de propriétés autoplaçant. Contrairement à l'addition des fibres de polypropylène, ou on a distingué la présence des oursins.
- ❖ D'après les résultats obtenus, on a remarqué que tous les mélanges des BAP et les BAPF ont subi une amélioration de la résistance soit à la compression ou à la traction dans le temps.
- ❖ Les BAP renforcé par des fibres métalliques et les copeaux ont subi une amélioration de la résistance à la compression et à la traction. Alors que les fibres de polypropylène ont provoqué une chute considérable de la résistance dans tous les mélanges.
- ❖ Malgré l'addition des copeaux métalliques ait présenté des résultats satisfaisants, quel que soit la méthode de malaxage suivie, en comparaison aux fibres d'acier ondulées commercialisées, la manière de leur traitement reste un obstacle, la sélection et la coupure

des fibres en géométrie identique se fait manuellement, ceci demande un temps dans leur préparation et peut poser un risque pour la main d'œuvre.

- ❖ Une diminution de la maniabilité des mélanges fonction du volume de fibres ajouté, une augmentation de la quantité des fibres a mené à la réduction de leur l'ouvrabilité.
- ❖ Malgré la diminution de maniabilité des mélangés lorsque la teneur en fibres d'acier est de 0.3% et de 0.6%, les paramètres relatifs à l'ouvrabilité demeurent satisfaisant aux exigences du BAP selon les lignes directrices.
- ❖ L'augmentation du dosage en fibres au-delà de 0.6% a affecté inversement l'ouvrabilité des mélanges de BAPF. Les atouts des propriétés à l'état du BAP se répercute lors du dosage des fibres est supérieure à 0.6%, cette teneur pourrait atteindre la limite supérieure de l'ouvrabilité des BAPF étudiés dans la présente investigation. (monsieur cette partie on doit la voir ensemble)
- ❖ Les valeurs maximales de la résistance à la compression a été atteintes pour BAPF 0.6%, avec un gain de résistance à compression de plus de 16%. Cependant, une légère réduction de la résistance a été observée pour le BAPF1.2% de 1.2%.



Essai de Flexion : Résultats Et Discussions

7

7.1. Introduction

L'essai de flexion est l'essai le plus utilisé au laboratoire grâce à sa simplicité, et reste un bon moyen de comparaison entre les différents bétons de fibres [21]. Cette investigation expérimentale est réalisée dans l'optique d'étudier le comportement des poutres en béton autoplaçant à base de fibres soumises à la flexion. Ce chapitre engendre les résultats d'essai de flexion réalisé pour des poutres en béton autoplaçant à base de fibres, comparés à ceux en BAP et en BO. Dans cette étude tous les spécimens ont une géométrie identique de section rectangulaire de 10x20x120cm. Le choix s'est limité à l'analyse de l'effet du volume fibreux et la combinaison des fibres avec les armatures longitudinales ou les armatures transversales sur le comportement des poutres soumises à la flexion trois points.

7.2. Comportement des poutres à la flexion

Les poutres étudiées sont soit préparées sans armatures « ni transversales ni longitudinales », ont été classées dans la première série de poutres 'S1'. Ou en ajoutant des barres d'acier tendues et les éléments dans ce cas sont placés dans la deuxième catégorie de poutres 'S2', et enfin la dernière série de poutres 'S3' contient les poutres avec armatures de cisaillement et d'autres longitudinales.

L'utilisation des poutres « références » facilite l'évaluation de l'effet des fibres d'acier, en comparant entre poutres avec fibres d'acier et d'autres sans fibres, donc les poutres de référence sont considérées comme des poutres témoins. Dans la présente investigation, deux types de poutres de référence ont été étudiés, poutres en béton ordinaire et poutres en BAP sans fibres. Dans chaque série une poutre témoin a été construite avec un BO et une autre en BAP.

Les mesures enregistrées sont la charge élastique et la flèche correspondante, la charge maximale et la flèche correspondante, avec la flèche de rupture. Il a aussi été jugé utile d'estimer la ductilité et les différences relatives en charge au pic par rapport aux poutres de contrôle en BO et BAP sans fibres avec des cadres.

7.2.1. Courbes Charge-déflexion pour les poutres contrôle

En premier lieu, une comparaison entre les résultats obtenus pour les poutres témoins a été jugée nécessaire. Le tableau 7.1 récapitule les résultats d'essai de flexion réalisé pour les poutres de référence en BO ou en BAP sans fibres. Des spécimens sont préparés sans armatures ni transversales ni longitudinales, d'autres échantillons sont réalisés avec seulement un lit de barres d'acier longitudinales de 2AH12, et le dernier type de poutres de références conçues avec des armatures tendues et des cadres.

Tableau 7.1. Résultats d'essai de flexion pour les poutres témoins sans fibres [105].

ID Poutre	F_{els} (kN)	F_{pic} (kN)	δ_{els} (mm)	δ_{pic} (mm)	δ_{rup} (mm)
Poutres en BO					
BO S1	6.566	14.564	1.336	2.125	2.413
BO S2	36.195	36.195	2.842	2.842	2.954
BO S3	56.88	58.92	6.9796	8.926	10.634
Poutres en BAP					
BAP S1	13.998	13.998	0.756	0.756	0.913
BAP S2	36.013	36.018	3.960	4.167	4.254
BAP S3	35.227	54.405	3.242	7.046	7.127

La figure7.1 ci-dessous représente les courbes Charge-Flèche retenues par l'essai de flexion effectué pour les poutres témoins en BO et en BAP.

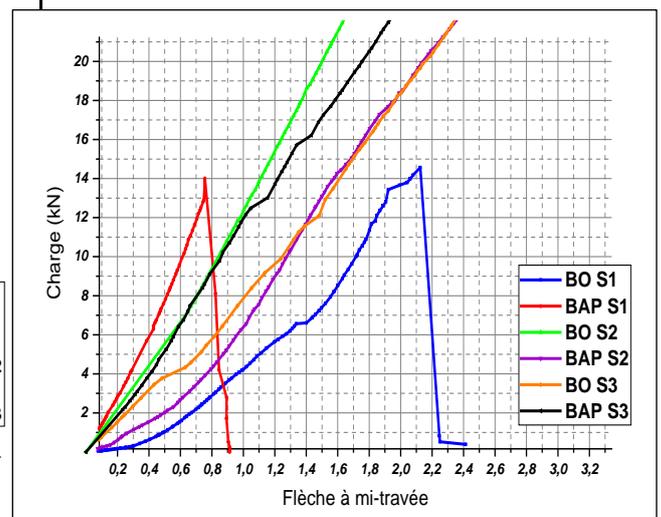
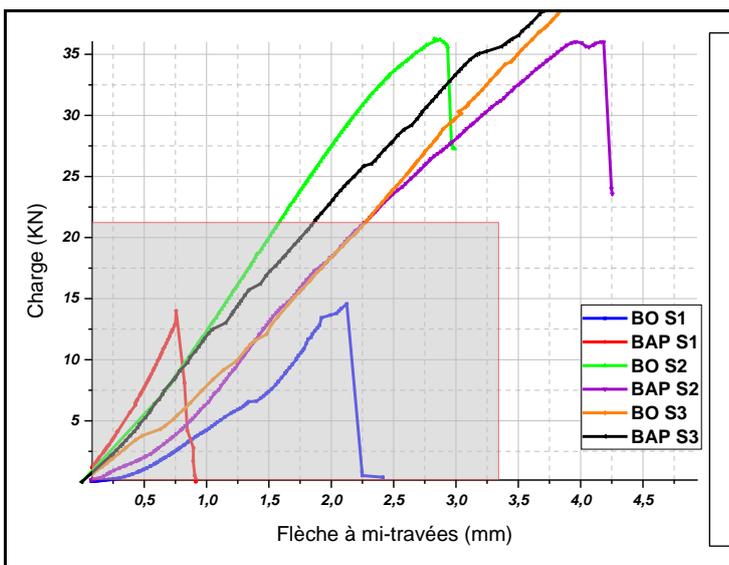
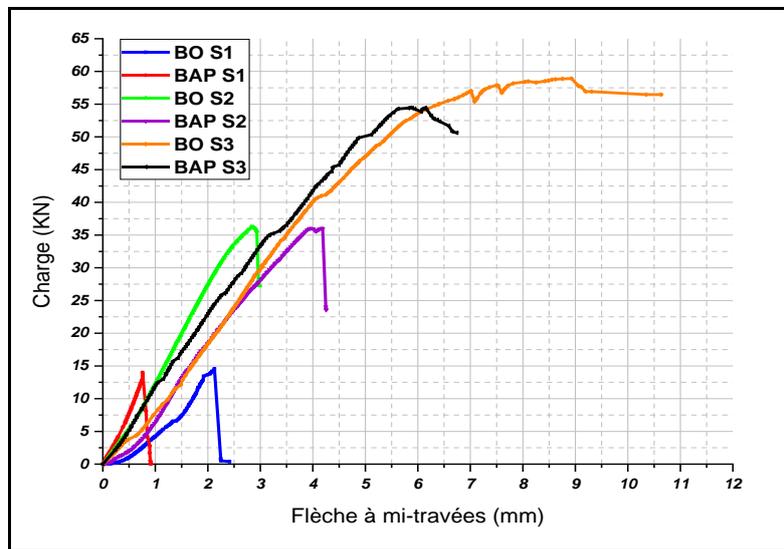


Figure7.1. Courbes Charge-Flèche pour les poutres en bétons témoins [105].

Deux types de comportement sont constatés dans la figure (7.1.). Le premier comportement est constitué de deux phases, il concerne les poutres de BO S1, BO S3 et BAP S3. La première phase est la phase élastique, elle indiquée est en première partie par la linéarité de la courbe, dont les matériaux ne subissent que des microfissures. Suivi d'une phase quasi-élastique, dans cette étape les composites ont subi des fissures franches ou des macrofissures. La seconde phase commence après rupture des poutres, ces dernières ont présenté une dégradation brutale de la résistance, indiquée dans ces cas par la chute brusque des courbes charge - flèche, cependant cette diminution de la résistance est progressive dans le cas des poutres avec des cadres BO S3, cela est expliqué par le volume de gros granulats contenu dans les BO d'où dans ce cas le phénomène d'engrènement est plus prononcé.

Le deuxième type de comportement concerne la poutre BAP S1, BAP S2 et BO S2 il est constitué aussi de deux phases, la première phase est une phase linéaire élastique ne présente pas de fissures franches avant rupture des spécimens, et la deuxième phase semblable à celle indiquée dans le premier type.

Dans les phases élastiques les éléments de BAP S1 et BAP S3 ont présenté un meilleur comportement que ceux de BO S1 et BO S3, à cause de la quantité des fines contenue dans la matrice qui a intervenue à améliorer leur comportement en pré-fissuration.

En terme de charges ultimes on a distingué qu'il n'y a pas de différences évidentes entre la charge maximale des poutres en BAP S1 et celles en béton ordinaire BO S1 (tableau 7.1 et figure 7.1), et même observations pour les échantillons avec des armatures longitudinales BAP S2 et BO S2, la charge maximale enregistrée pour le BAP S2 est de 36.018kN et de 36.195kN pour le BO S2.

En outre la charge à la rupture des poutres en béton ordinaire avec des cadres BO S3 s'est avérée meilleure que celle des spécimens en BAP S3, les charges au pic détectées sont respectivement de 58.92kN concernant les échantillons en BO S3, par rapport à la poutre de BAP S3, dont il est enregistré une charge de 54.405kN. Cela est dû à une réduction du verrouillage des agrégats, en raison de la moindre teneur en agrégats grossiers utilisé dans le BAP, qui est une qualité typique à lui [87].

En termes de ductilité aussi, les spécimens de BO S3 ont démontré une meilleure déformabilité, la flèche finale enregistrée pour la poutre en BO S3 est de 10.634 mm et 7.127 mm pour la poutre en BAP S3. Le comportement du BAP en pré-fissuration est meilleur que celui du BO, alors que le comportement de ce dernier est meilleur en poste fissuration.

7.2.2. Poutres en BAPF ‘sans ferrailage’

7.2.2.1. Courbes Charge-Flèche

Dans l’optique d’évaluer l’apport de la substitution des armatures par les fibres d’acier, on a réalisé une série de poutres en BAPF sans armatures. La variation de la densité des fibres ajoutées est de 0.3%-1.2%. Les résultats obtenus sont synthétisés dans le tableau 7.2, et illustrés sur la figure 7.2.

Tableau 7.2. Résultats d’essai de flexion pour les poutres étudiées (Série S1) [105].

ID Poutre	F_{els} (KN)	F_{Pic} (KN)	δ_{els} (mm)	δ_{pic} (mm)	δ_{rup} (mm)
Poutres témoins en BO et BAP (série S1)					
BO S1	6.566	14.564	1.336	2.125	2.413
BAP S1	13.998	13.998	0.756	0.756	0.913
Poutres en BAPF (série S1)					
BAPF 0.3 S1	10.84	10.84	2.536	2.536	3.726
BAPF 0.6 S1	18.628	18.628	1.179	1.179	2.531
BAPF 0.9 S1	15.086	15.143	1.383	1.3879	3.512
BAPF 1.2 S1	15.198	15.198	2.279	2.2786	4.659

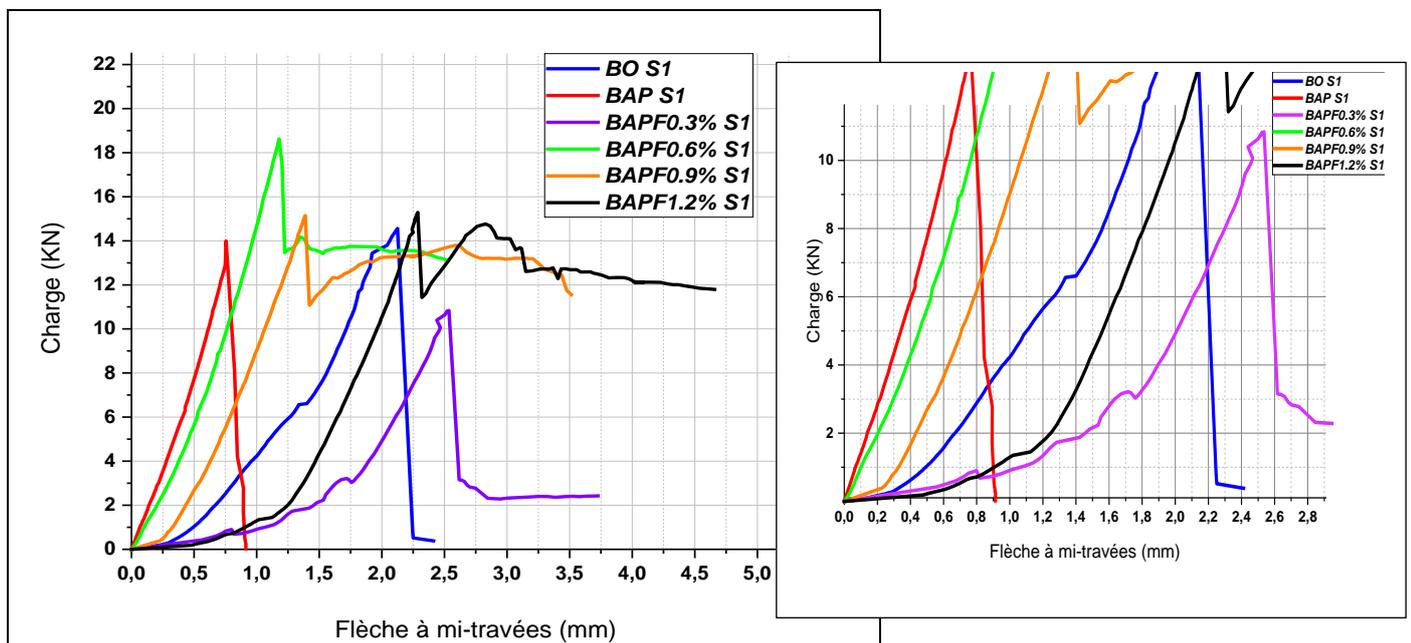


Figure 7.2. Courbes Charge-Flèche pour les poutres étudiées (série S1) [105].

La première observation enregistrée de la figure 7.2 est que les courbes de charge-flèche sont régies selon deux différents types de comportement à la flexion.

Tout d'abord, on peut noter deux phases similaires pour toutes les configurations, une phase linéaire élastique c'est le stade de pré-fissuration du béton, et une phase de dégradation brutale de la résistance des matériaux est constatée après que ces derniers ont atteint leurs charges ultimes, traduite par la chute des courbes charge-flèche, elle est plus significative pour les échantillons sans fibres BO S1 et BAP S1, à cet état de fait, les courbes tendent vers le zéro, peu de temps après que ces éléments n'ont atteint leurs charges maximales, et les poutres se séparent en deux blocs.

Ce qui concerne les spécimens renforcés de fibres la réduction dans la charge est fonction de la densité des fibres, elle atteint une valeur de 3.25kN pour le BAPF 0.3% S1, de 13.46 kN pour le BAPF 0.6% S1, de 11.31 kN pour le BAPF0.9% S1 et de 11.42 kN pour BAPF1.2% S1. C'est la phase de l'apparition des fissures plus franches ou des microfissures. Les différentes fissures sont pontées par les fibres qui confèrent aux composites une résistance supplémentaire à la fissuration.

Une dernière phase constatée pour toutes les poutres en BAPF défini avec un aplatissement des courbes, dans ce cas un palier de ductilité est maintenu un peu plus important. Ce qui concerne les poutres de BAPF 0.9% S1 et de BAPF 1.2% cette phase débute par une augmentation brusque de la charge, cette augmentation est due aux fibres qui reprennent l'effort de traction dans les poutres. Généralement, les fibres interviennent dans la phase post-fissuration assurant ainsi un transfert des forces à travers les fissures. Une fois la fissure est ouverte, les fibres par leur action directe ont contribué dans l'atténuation la propagation de la fissure. Les fibres empêchent la séparation des éléments étudiés en deux blocs.

La meilleure charge ultime est notée pour la poutre dont le volume de fibres est de 0.6% de 18.63kN (tableau 7.2.).L'augmentation du volume fibreux à 0.9% et 1.2% n'a intervenu qu'à maintenir une charge au pic similaire à celle des poutres témoins, avec une réduction de cette charge par rapport à celle de BAPF0.6 S1.

La contrainte normale de flexion est calculée avec la relation classique de résistance des matériaux :

$$\sigma = \frac{M_f}{I/v} = \frac{6Pa}{bh^2} \quad (7.1.)$$

Avec notre schéma de chargement en flexion à trois points est :

La contrainte de fissuration des spécimens qui correspond à la résistance à la traction par flexion est de [24]:

$$\sigma_{\max} = \sigma_{cp} = f_t = 0.45 * F_{\max} \quad (7.2.)$$

Les charges de fissuration calculées par l'essai de flexion à trois points sont regroupées dans le tableau 7.3 :

Tableau 7.3. Charge de fissuration des poutres sans armatures étudiées (Série S1).

ID. Poutre	BO S1	BAP S1	BAPF 0.3% S1	BAPF 0.6% S1	BAPF 0.9% S1	BAPF 1.2% S1
σ_{cp} (kN)	6.55	6.29	4.88	8.38	6.81	6.84

7.2.2.2. Energie Absorbée

La ductilité étant un paramètre important pour décrire un comportement post-fissuration. Ce comportement traduit la rentabilité de l'utilisation d'un béton renforcé de fibres, même après fissuration [19].

La capacité d'absorbée l'énergie est un facteur important dans l'évaluation de la ductilité des poutres, pour cette raison qu'on a choisi de l'étudier. Elle est calculée en mesurant l'aire sous les courbes charge - flèche jusqu'à la rupture.

Les courbes sur la figure 7.3 présentent la capacité d'absorption d'énergie des spécimens sans armatures (série S1), et la figure 7.4 présente l'énergie absorbée maximale enregistrée par chaque poutre de la série S1.

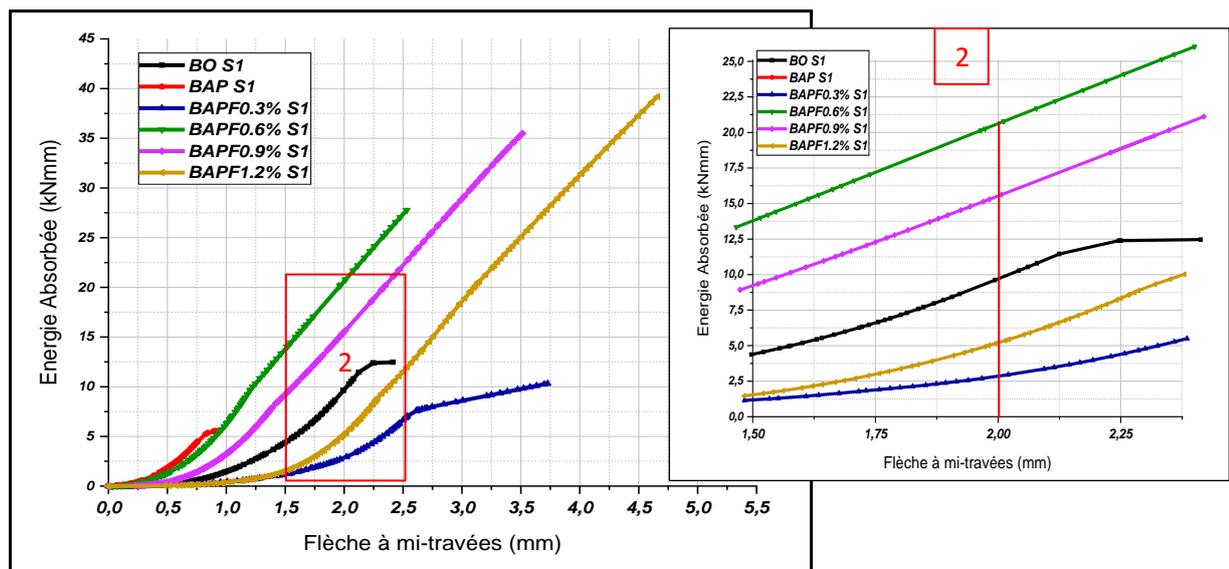


Figure 7.3. Energie absorbée dans les poutres étudiées (Série S1).

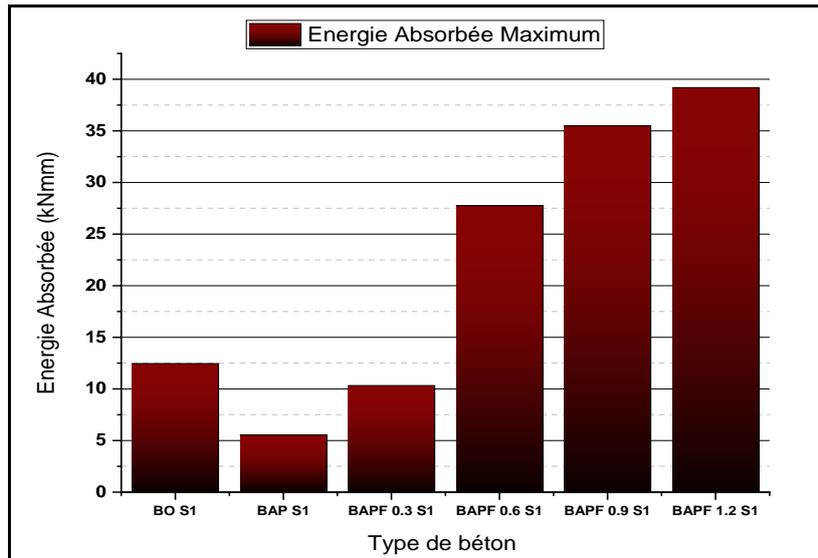


Figure 7.4. Energie absorbée maximale par les poutres sans armatures (série S1)

Il est à noter que la poutre de BAP S1 a présenté la capacité d'absorption d'énergie la plus faible d'une capacité maximum de 5.54 kNmm (figure 7.4).

L'ajout des fibres en 0.3% du volume a négativement influencé la capacité d'absorption d'énergie de la poutre en question, cependant l'augmentation du volume fibreux ajouté a significativement amélioré la capacité d'absorber de l'énergie. A titre d'exemple (figure 7.3) à une flèche de 2mm l'énergie absorbée est passée de 2.886 kNmm dans la poutre en BAPF 0.3%, à 9.699 kNmm dans la poutre en BO S1, à 20.973 kNmm dans la poutre en BAPF0.6%, et à 15.61kNmm dans la poutre BAPF 0.9 S1. Avec une énergie absorbée maximale distinguée dans le cas de la poutre BAPF 0.6 S1 de valeur de 27.7614 kNmm, dans le cas de la poutre BAPF 0.9 S1 de 35.48 kNmm et de 39.195 kNmm dans le cas de BAPF 1.2 S1. L'amélioration dans la capacité d'absorber l'énergie est suite au rôle joué par les fibres dans le restreint de la propagation des fissures et leur pontage, elles ont permis alors la transmission de plus de charges à travers la fissuration. L'augmentation du volume des fibres a entraîné une amélioration supplémentaire de la capacité d'absorption d'énergie, en maintenant une capacité de charge plus élevée et une déformation plus importante [35] [62].

7.2.2.3.Processus de rupture

Le mode de rupture des poutres sans ferrailages testées à la flexion trois points sont présentés sur les figures (7.5-7.7) ci-dessous :



Figure 7.5. Mode de rupture des poutres témoins sans armatures (Série S1)



Figure 7.6. Mode de rupture des poutres sans armatures en BAPF0.3% et BAPF0.6% (Série S1)



Figure 7.7. Mode de rupture des poutres sans armatures en BAPF0.9% et BAPF1.2% (Série S1)

Tous les spécimens de cette première série ont subi un mode de rupture par cisaillement au milieu de leurs portées des poutres. Les spécimens en bétons témoins ont rompu brutalement, et ont été séparés en deux blocs, l'addition des fibres même en faible densité '0.3%' a permis d'éviter ce mode de rupture.

On a constaté une fissure au milieu de toutes les poutres en BAPF, sous le point d'application de la charge, dans la fibre la plus tendue des poutres, cette fissure se propage progressivement vers la fibre supérieure de la poutre avec l'évolution de la charge, cependant la vitesse de la propagation de cette fissure est atténuée quand le volume fibreux augmente.

En comparant tous les résultats obtenus, on constate que la poutre de BAPF 0.6 S1 a présenté une meilleure résistance flexionnelle (figure 7.2), un gain important en capacité d'absorption d'énergie par rapport aux poutres témoins en BAP et en BO (figure 7.3), ainsi qu'un mode de rupture ductile, en prenant en considération aussi le facteur économique ce volume est jugé le meilleur choix, lorsque qu'il est nécessaire d'utiliser des poutres à base de fibres et sans armatures.

7.2.3. Poutres en BAPF avec armatures longitudinales

7.2.3.1. Courbe Charge-déflexion

Après avoir étudié le comportement des poutres en BAPF sans armatures « ni transversales ni longitudinales », on a jugé qu'il est nécessaire d'analyser l'effet de la combinaison des barres d'acier tendues et des fibres d'acier sur le comportement des poutres en flexion à trois points, ces poutres sont regroupées dans la série S2, la variation du volume des fibres est de 0.3%-0.9%. Les résultats enregistrés sont présentés dans le tableau 7.4.

Tableau 7.4. Résultats d'essai de flexion pour les poutres avec armatures longitudinales (Série S2) [105].

ID Poutre	F_{els} (kN)	F_{pic} (kN)	δ_{els} (mm)	δ_{pic} (mm)	δ_{rup} (mm)	$F_{pic}/F_{pic, BOS2}$ %	$F_{pic}/F_{pic, BAPS2}$ %
Poutres témoins avec armatures tendues (Série S2)							
BO S2	36.195	36.195	2.842	2.842	2.954	/	/
BAP S2	36.013	36.018	3.960	4.167	4.254	/	/
Poutres en BAPF avec armatures tendues (Série S2)							
BAPF0.3 S2	36.492	37.129	3.699	3.912	5.78	2.6	3.084
BAPF0.6 S2	62.263	65.968	5.791	6.865	8.246	83.25	83.15
BAPF0.9 S2	72.830	79.090	8.102	15.984	16.74	118.511	119.854

La courbe charge - flèche de la poutre BAPF 0.3% S2, qui contient des armatures tendues et renforcée avec un volume de 0.3% de fibres d'acier est présentée dans la figure (7.8), comparée à celles des poutres témoins BO S2 et BAP S2 avec des armatures longitudinales et la poutre BAPF 0.3% S1 sans armatures.

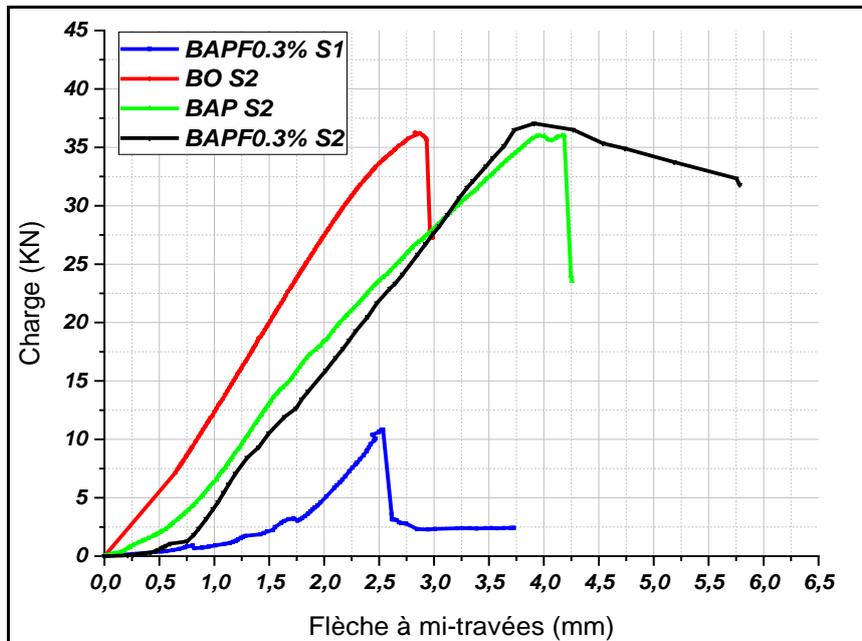


Figure 7.8. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.3% S2[105].

Un comportement bi-phasique est distingué dans le cas de la poutre BAPF 0.3% S2. La première phase est l'étape de la pré-fissuration du béton l'élément présente un comportement linéaire quasi-élastique, c'est la phase d'une répartition homogène de la microfissuration sans aucune fissuration franche du matériau.

Dès que le composite a atteint le stade de la rupture la deuxième phase a commencé. A ce stade la poutre de BAPF 0.3% S2 a subi une chute progressive de la charge, avec une légère amélioration dans la flèche finale. L'addition des armatures tendues dans la poutre en BAPF 0.3% a positivement influencé sur la charge ultime et la flèche de la poutre BAPF 0.3 S2. Après une charge au pic jugée très faible obtenue pour la poutre de BAPF 0.3 S1 (sans armatures tendues), la combinaison de fibres en densité de 0.3% et des barres d'acier longitudinales a permis d'enregistrer une charge ultime similaire à celles des poutres témoins de BAP S2 et BO S2 de valeur de 37.129, avec une meilleure flèche finale de 5.78mm.

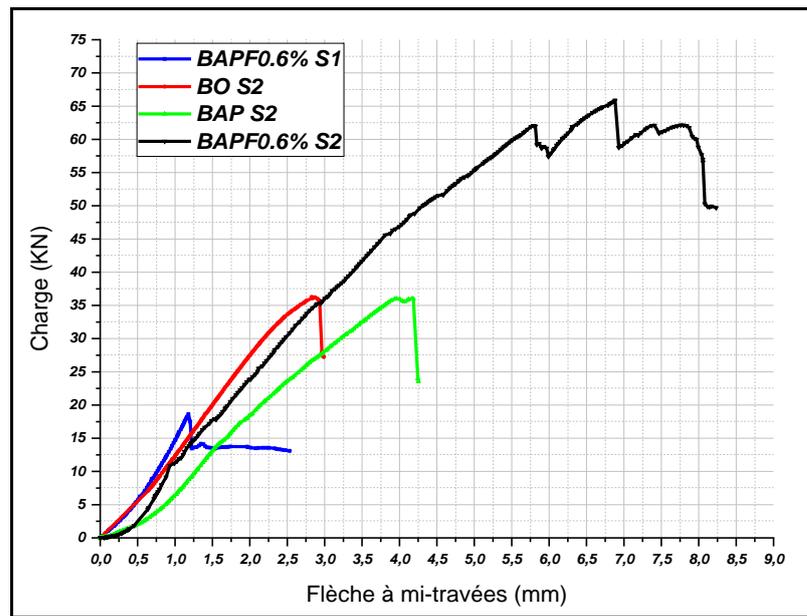


Figure 7.9. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.6% S2[105].

A partir des courbes charge - flèche illustrées dans la figure (7.9.) ci-dessus, on a distingué que la poutre BAPF 0.6% S2 a régit aussi selon deux phases, la première phase est similaire à ce qu'on a déjà présenté précédemment. La différence est marquée dans la seconde phase lorsque le composite a atteint la rupture, au moment où les poutres témoins ont présenté une diminution brusque de la charge après collapse, la poutre de BAPF 0.6 S2 a présenté plusieurs pics indiquant la reprise de la charge par les fibres, une charge de pic maximale obtenue d'une valeur de 65.968kN.

L'augmentation de charge ultime par rapport aux poutres témoins est sous l'effet des fibres qui ont servi au pontage des macrofissures et à transmettre les forces à travers les fissures par conséquence ont permis à augmenter la résistance, un gain dans la charge ultime des BAPF 0.6 S2 est constaté de plus de 0.8 par rapport aux poutres de références.

La diminution de la charge entre les pics dans la poutre en BAPF 0.6% est expliquée aussi par le mode d'ancrage des fibres dans la matrice, c'est-à-dire lorsque la fissure est arrivée à une zone où un mauvais ancrage fibre-matrice on distingue une chute brutale de la courbe.

Une augmentation significative de la flèche a été aussi constatée avec la combinaison des fibres en volume de 0.6% et armatures tendues, une flèche finale de 8.246 mm a été enregistrée.

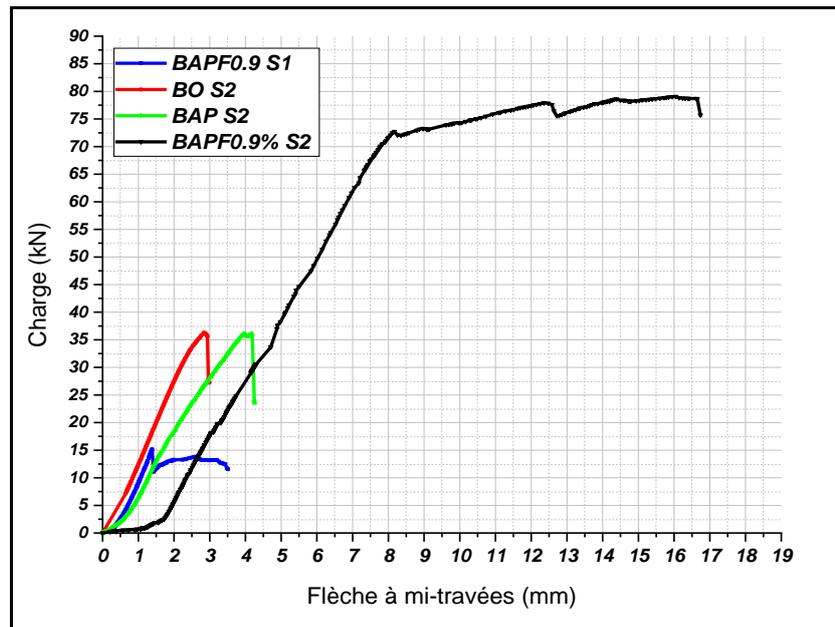


Figure 7.10. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.9% S2 [105].

L'évolution du comportement des poutres BAPF 0.9 S2 en flexion (figure 7.10) est gouverné par le comportement de la zone tendue (fibre inférieure), la présence des fibres en quantité suffisante dans cette région a pu jouer un rôle important sur la stabilité de l'apparition de la fissuration dans la matrice du béton, la combinaison d'armatures de flexion avec un volume de 0.9% a significativement amélioré le comportement flexionnel de la poutre.

Le comportement de la poutre BAPF 0.9 S2 est aussi constitué de deux phases, une phase quasi-élastique et celle après collapse, les mêmes observées précédemment, or l'augmentation du volume des fibres à 0.9% a mené à l'augmentation des deux phases, participant ainsi à la couture des microfissures, retardant l'apparition des macro- fissurations et permis d'augmenter la charge élastique, une mesure de 72.83kN a été distinguée.

Une fois une fissure franche est apparue, les fibres ont joué un rôle significatif dans le pontage des macrofissures et par conséquence faire retarder la rupture de la poutre, une charge de rupture de 79.09kN avec un gain de plus de 118% en comparaison aux poutres témoins a été constaté, et une flèche de plus de 15mm.

7.2.3.2. Ductilité 'Energie absorbée'

L'énergie absorbée dans les poutres avec armatures longitudinales est illustrée dans les figures (7.11 et 7.12).

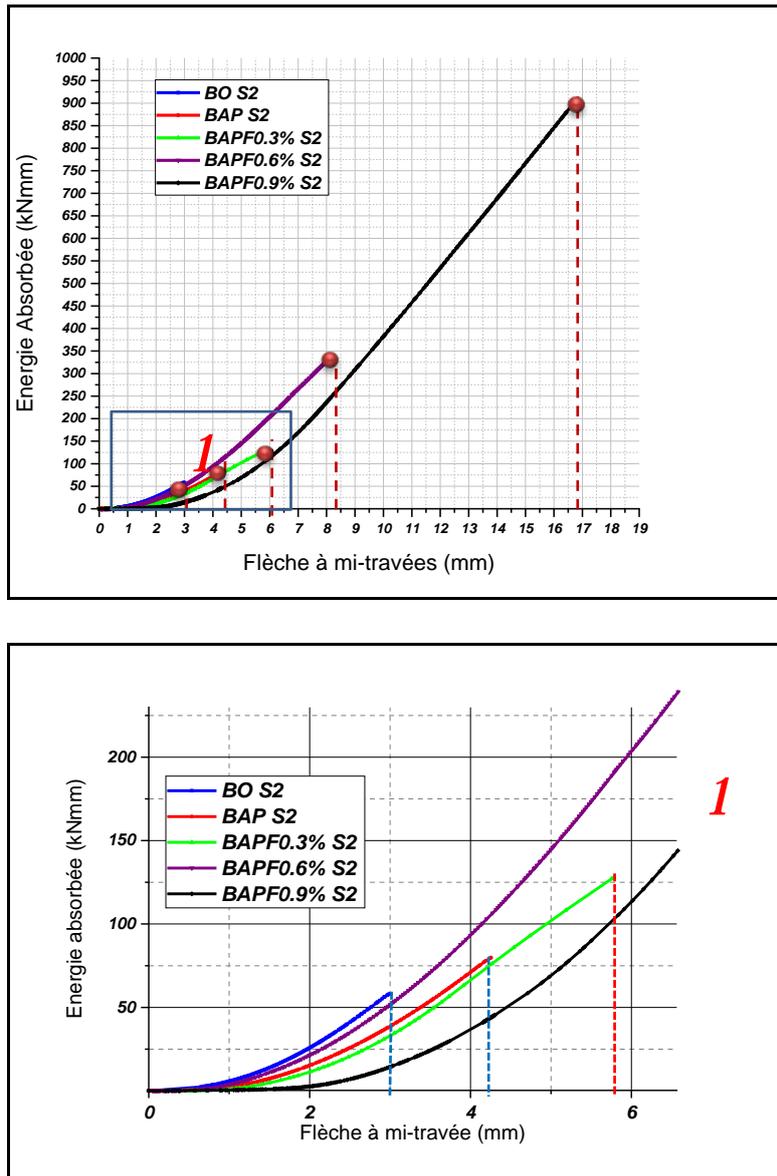


Figure 7.11. Energie absorbée par les poutres en BAPF S2 avec armatures longitudinales.

L'évaluation des courbes illustrée dans la figure 7.11, qui présentent l'évolution de l'énergie absorbée par les structures en question pour chaque flèche à mi-travée donnée, a permis de constater tout d'abord l'augmentation significative de la capacité d'absorption d'énergie lorsque les armatures tendues sont ajoutées dans les poutres (en comparaison aux résultats obtenus pour des poutres sans armatures).

Une meilleure ductilité indiquée par une meilleure absorption d'énergie par les poutres BO S2 et BAPF 0.6 S2 lorsque les flèches sont inférieures de 3mm, or, à cette mesure la poutre contrôle BO S2 a rompu brutalement, elle n'est plus capable d'absorbée plus d'énergie avec une valeur de moins de 58kNmm a été mesurée (figure 7.12). Les poutres BAP S2 et BAPF 0.3 S2 ont continué à reprendre les charges jusqu'à des flèches respectivement de plus de 4mm et 6mm et des énergies de

presque 80kNmm et plus de 127kNmm. La poutre BAPF 0.6 S2 présente toujours une meilleure ductilité jusqu'à ce qu'elle se fende aussi à une valeur de 8mm avec une énergie de plus de 338kNmm. Enfin la poutre BAPF 0.9 S2 a continué à reprendre les charges et à absorber d'énergie jusqu'à une valeur de plus de 903kNmm à une flèche presque de plus de 16mm.

Donc la présence des fibres a induit une meilleure ductilité en augmentant la capacité d'absorption d'énergie, cela est expliqué par une augmentation de la résistance des bétons apportée par l'ajout des fibres.

Le volume des fibres a aussi joué un rôle notable sur l'augmentation de l'énergie absorbé et le résultat de la poutre BAPF 0.9 S2 est le meilleur témoin. Un dosage élevé résulte en une grande capacité de reprise de charge beaucoup plus élevée à de grandes flèches [32].

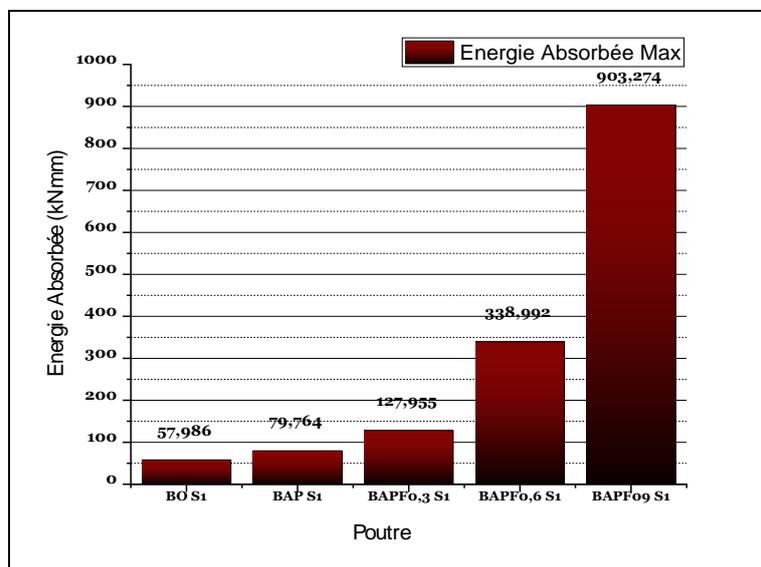


Figure 7.12. Energie absorbée maximale par les poutres avec armatures longitudinales.

7.2.3.3. Processus de rupture et fissuration

L'effet de la combinaison des armatures longitudinales avec des fibres d'acier, sur le mode de rupture et la fissuration des poutres en question soumises à la flexion, est clarifié sur les figures (7.13-7.16) et le tableau 7.5. Les premières fissures ont été obtenues expérimentalement au premier petit bruit d'éclatement entendu de l'intérieure des éléments, suivi de l'apparition d'une microfissure peut être vue à l'œil nu.



Figure 7.13. Mode de rupture des poutres témoins avec armatures tendues (Série S2) [105].

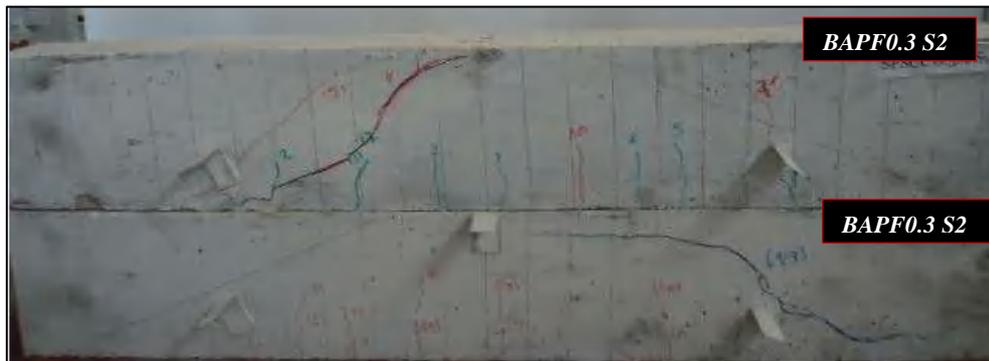


Figure 7.14. Mode de rupture des poutres avec armatures tendues en BAPF0.3% (Série S2) [105].



Figure 7.15. Mode de rupture des poutres avec armatures tendues en BAPF0.6% (Série S2) [105].



Figure 7.16. Mode de rupture des poutres avec armatures tendues en BAPF0.9% (Série S2) [105].

Tableau7.5. Mode de rupture et fissuration des poutres avec armatures longitudinales [105].

Poutre ID	1 ^{ère} fissure (kN)	Nombre de fissures	Mode de rupture
Poutres témoins BO S2 et BAP S2 avec armatures tendues			
<u>BO S2</u>	9.243	06	Rupture par cisaillement par contrainte oblique (<i>figure 7.13.b</i>)
<u>BAP S2</u>	9.536	04	Rupture par cisaillement par perte d'adhérence entre le béton et les aciers longitudinaux (<i>figure 7.13.a</i>)
Poutres en BAPF avec armatures tendues (Série S2)			
<u>BAPF 0.3 S2</u>	/	9-11	Rupture par cisaillement par contrainte oblique (<i>figure 7.14</i>)
<u>BAPF 0.6 S2</u>	10.8097	09-12	Rupture par cisaillement par contrainte oblique(<i>figure 7.15</i>)
<u>BAPF 0.9 S2</u>	/	17-20	Rupture par flexion avec compression du béton de la fibre supérieure de la poutre (<i>figure 7.16</i>)

Un mode de rupture par cisaillement a été distingué pour la majorité des poutres testées, mais il était plus prononcé pour les poutres de référence en BO S2 et BAP S2. Après l'apparition d'une fissure franche, des fissures diagonales sont apparues dans les deux côtés de la poutre BAP S2, cependant la fissure diagonale dans la poutre de référence BO S2 n'est observée qu'après une distinction de quelque fissures de flexion au milieu de la poutre.

L'addition des fibres en dosage de 0.3% et 0.6% malgré qu'elle n'a pas contribué à changer le mode de rupture par cisaillement mais elle a permis de retarder l'apparition de la fissure diagonale, et un réseau de fissuration plus dense que celui des poutres contrôle est distingué.

L'addition des fibres d'acier en pourcentage adéquat conduit à changer le mode de rupture d'un effondrement par cisaillement fragile à un mécanisme de défaillance en flexion ductile [4] [81] [88], ce qui a été approuvé dans cette présente investigation avec une fraction de 0.9%. Dans notre échantillon BAPF 0.9 S2, une fissure principale de flexion est apparue au milieu de l'élément suivi de l'apparition d'autres fissures de flexion de largeur de l'ordre de 1 à 2mm, avec l'augmentation progressive de la charge l'ouverture de la fissure principale est élargie jusqu'à 4mm.

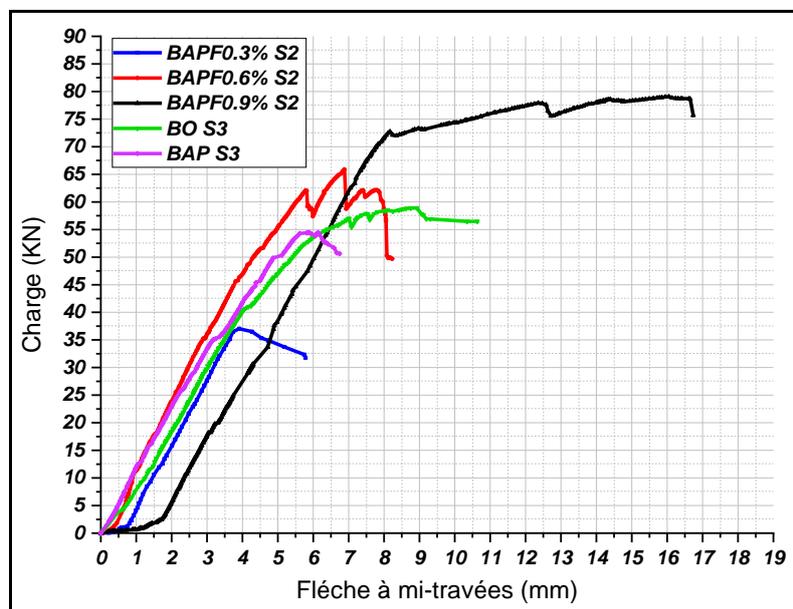
Généralement aussi, les fibres ont limité la remontée du front des fissures vers la partie comprimée de la section [1].

7.2.3.4. Etude de la substitution des armatures de cisaillement par les fibres

La comparaison entre les courbes charge-flèche des poutres en BAPF armées longitudinalement, avec ceux en BO et en BAP avec armatures de cisaillement (BO S3 et BAP S3), est illustrée sur le tableau 7.6 et la figure 7.17.

Tableau 7.6. Comparaison des résultats d'essai de flexion des poutres en BAPF (Série S2) avec les poutres en bétons témoins contiennent des armatures tendues et des cadres [105].

ID Poutre	F_{els} (kN)	F_{pic} (kN)	δ_{els} (mm)	δ_{pic} (mm)	δ_{rup} (mm)	$F_{pic}/F_{pic, BOS3}$ %	$F_{pic}/F_{pic, BAPS3}$ %
Poutres témoins avec armatures tendues et des cadres (Série S3)							
BO S3	56.88	58.92	6.9796	8.926	10.634	/	/
BAP S3	35.227	54.405	3.242	7.046	7.127	/	/
Poutres en BAPF avec armatures tendues (Série S2)							
BAPF0.3 S2	36.492	37.129	3.699	3.912	5.78	-36.984	-31.754
BAPF0.6 S2	62.263	65.968	5.791	6.865	8.246	11.962	21.253
BAPF0.9 S2	72.830	79.090	8.102	15.984	16.74	34.233	45.373



Figures 7.17. Courbes charge-flèche des poutres : BAPF0.3 S2, BAPF0.6 S2, BAPF0.9 S2, BO S3 et BAP S3 [105].

Suivant les courbes charge-flèche illustrées sur la figure 7.17, on constate que les poutres en BAPF armées longitudinalement ne subissent pas une amélioration de la charge de rupture qu'à partir d'un volume de fibres de 0.6% comparée aux poutres témoins BAP S3 et BO S3. L'ajout des fibres avec un taux de 0.9% a assigné un rendement important des spécimens en BAPF 0.9 S2, ce volume a fait amplifier la charge au pic et a amélioré la ductilité des poutres d'une manière significative. Il a permis d'accroître les charges ultimes avec des gains obtenus sont respectivement de 45.37% par rapport à la poutre BAP S3, et de 34.23% par rapport à la poutre BO S3, la flèche au pic enregistré est de 15.98mm. Dans ce cas, il est clair que la densité de 0.9 % a permis de

remplacer les armatures de cisaillement, que ce soit en terme de charge ultime ou de ductilité la poutre de BAPF 0.9 S2 a présenté un meilleur résultat en comparaison aux poutres témoins BO S2 et BAP S2 étudiées.

Par contre l'utilisation d'une densité de fibres de '0.3%' dans le BAP a induit à une perte dans la résistance, presque 36.98% par rapport à la poutre BAP S3 et de plus de 31.75%' par rapport au BO S3. En termes de charge ultime à la flexion, les poutres en bétons ordinaire ou autoplaçant avec armatures de cisaillement restent des meilleurs choix que la poutre de 'BAPF0.3S2'.

7.2.4. Poutres en BAPF avec armatures longitudinales et transversales

On a réalisé cette partie de notre travail, afin d'évaluer les performances mécaniques des poutres en BAPF avec armatures de cisaillement en fonction du dosage volumique.

7.2.4.1. Courbes Charge-déflexion

Les résultats d'essai de flexion réalisé pour des poutres en BAPF avec des armatures de cisaillement sont présentés au niveau du tableau 7.7 ainsi que sur les figures (7.18, 7.21).

Tableau 7.7. Résultats d'essai de flexion pour les poutres en BAPF S3 avec armatures transversales [105].

ID Poutre	F_{els} (KN)	F_{pic} (KN)	δ_{els} (mm)	δ_{pic} (mm)	δ_{rup} (mm)	$F_{pic}/F_{pic, BOS3}$ %	$F_{pic}/F_{pic, BAPS3}$ %
Poutres témoins avec armatures longitudinales et transversales (Série S3)							
BO S3	56.884	58.92	6.9796	8.926	10.634	/	8.299
BAP S3	35.277	54.405	3.242	7.046	7.127	/	/
Poutres en BAPF avec armatures longitudinales et transversales (Série S3)							
BAPF 0.3S3	38.18	67.245	3.08	6.701	8.42	14.129	23.601
BAPF0.6 S3	15.46	76.604	1.24	7.494	8.46	30.013	40.803
BAPF0.9 S3	80.68	87.999	7.454	10.317	20.966	49.353	61.750
BAPF1.2 S3	78.733	86.597	7.0355	12.370	12.537	46.974	59.171

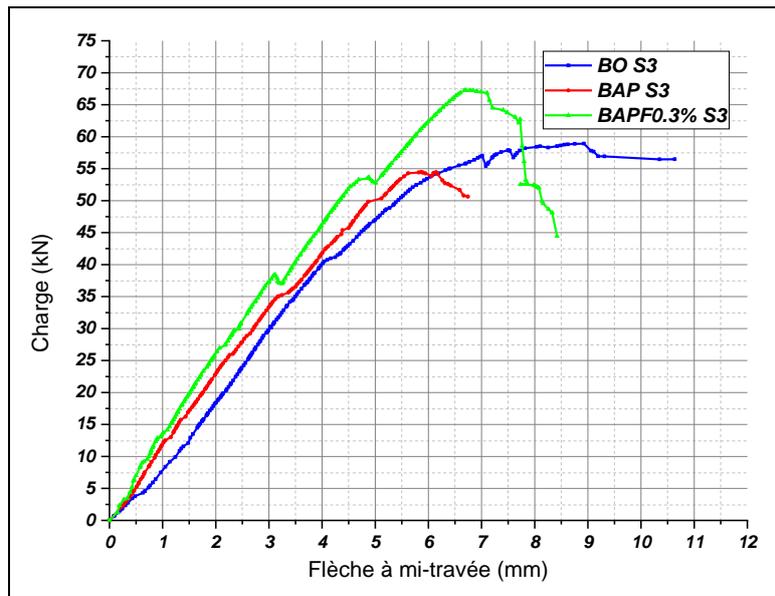


Figure 7.18. Courbes Charge-Flèche à mi-travées de la poutre en BAPF0.3% S3 [105].

Combiné les fibres d'acier de volume de 0.3% avec les armatures transversales a permis d'améliorer le comportement flexionnel des poutres, la charge à la rupture de la poutre BAPF 0.3 S3 est plus importante de celles des poutres témoins, une valeur de charge ultime de (67.245 kN) a été enregistrée, avec un gain de 23.60% en comparaison à la poutre BAP S3 et de 14.129% par rapport à la poutre BO S3.

Il faut noter qu'une charge ultime jugée la plus faible a été retenue dans le cas de poutre BAF 0.3 S1 sans armature, et la combinaison d'armatures longitudinales et le volume de 0.3% a permis d'obtenir dans ce cas une charge ultime équivalente à celles des poutres témoins BO S2 et BAP S2.

L'ajout des fibres d'acier en volume de 0.3% dans des éléments renforcés de cadres, a augmenté d'une façon notable la charge ultime, cette augmentation est le résultat de la présence des fibres dans la partie tendue de la section qui a favorisé le béton de travailler en plus en traction.

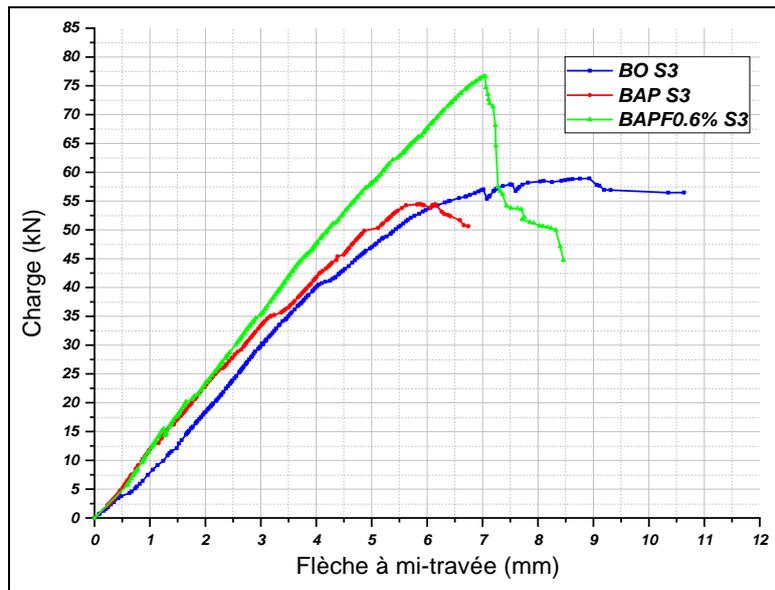


Figure 7.19. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF0.6% S3 [105].

La figure 7.19 montre que la présence des fibres en volume de 0.6% a conféré à la poutre une augmentation significative de charge ultime. La combinaison des fibres des armatures transversales a introduit une résistance supplémentaire dans la poutre BAPF 0.6 S3. Une charge ultime de 76.604 kN a été constatée avec un gain de 40.80% en comparaison de BAP S3, et de 30% par rapport au BO S3.

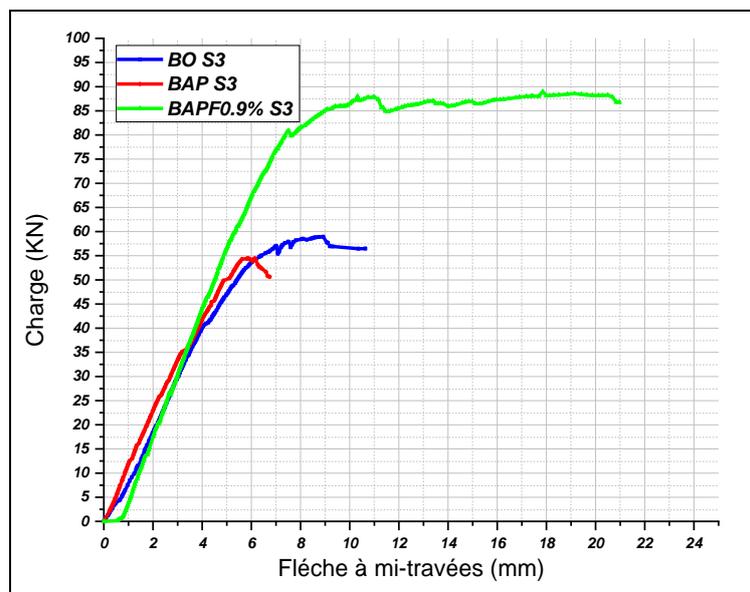


Figure 7.20. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF 0.9% S3 [105].

Le renforcement couplé de ferrailage transversal et des fibres d'acier a joué un rôle significatif sur l'accroissement des résistances à la flexion des poutres testées [80] [81]. Les poutres

de BAPF 0.9 S3 ont assigné un rendement important, on a constaté un gain de 61.75% par rapport à BAP S3 et de 49.353% par rapport au BO S3 avec une flèche maximum de 20.966mm.

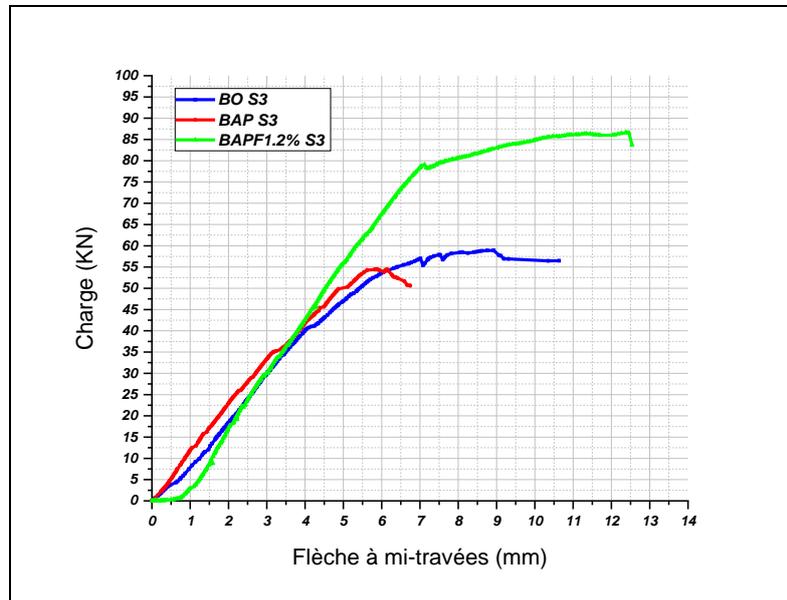


Figure 7.21. Courbes Charge-Flèche à mi- travées de la poutre en BAPF1.2% S3 [105].

Concernant la poutre de BAPF 1.2 S3, on a constaté des résultats similaires à ceux enregistrés par la poutre de BAPF 0.9 S3, précisément en termes de résistance flexionnelle, une charge au pic de 86.597kN a été observée, avec un gain de 58.754% par rapport à la poutre de BAP S3 et de 46.58% par rapport à celle de BO S3 ainsi qu'une flèche au niveau du pic de 12.537mm. La combinaison du ferrailage transversal et des fibres avec un volume de 1.2% a joué un rôle significatif sur l'amélioration des performances mécaniques de la poutre BAPF 1.2 S3.

7.2.4.2.Énergie Absorbée

L'évolution de la capacité des composites avec des armatures transversale (série S3) d'absorber l'énergie lors de l'essai de flexion, en fonction du dosage en fibres incorporé dans les bétons est présenté dans la figure 7.22, et les valeurs maximales d'absorption d'énergie sont illustrées dans la figure 7.23.

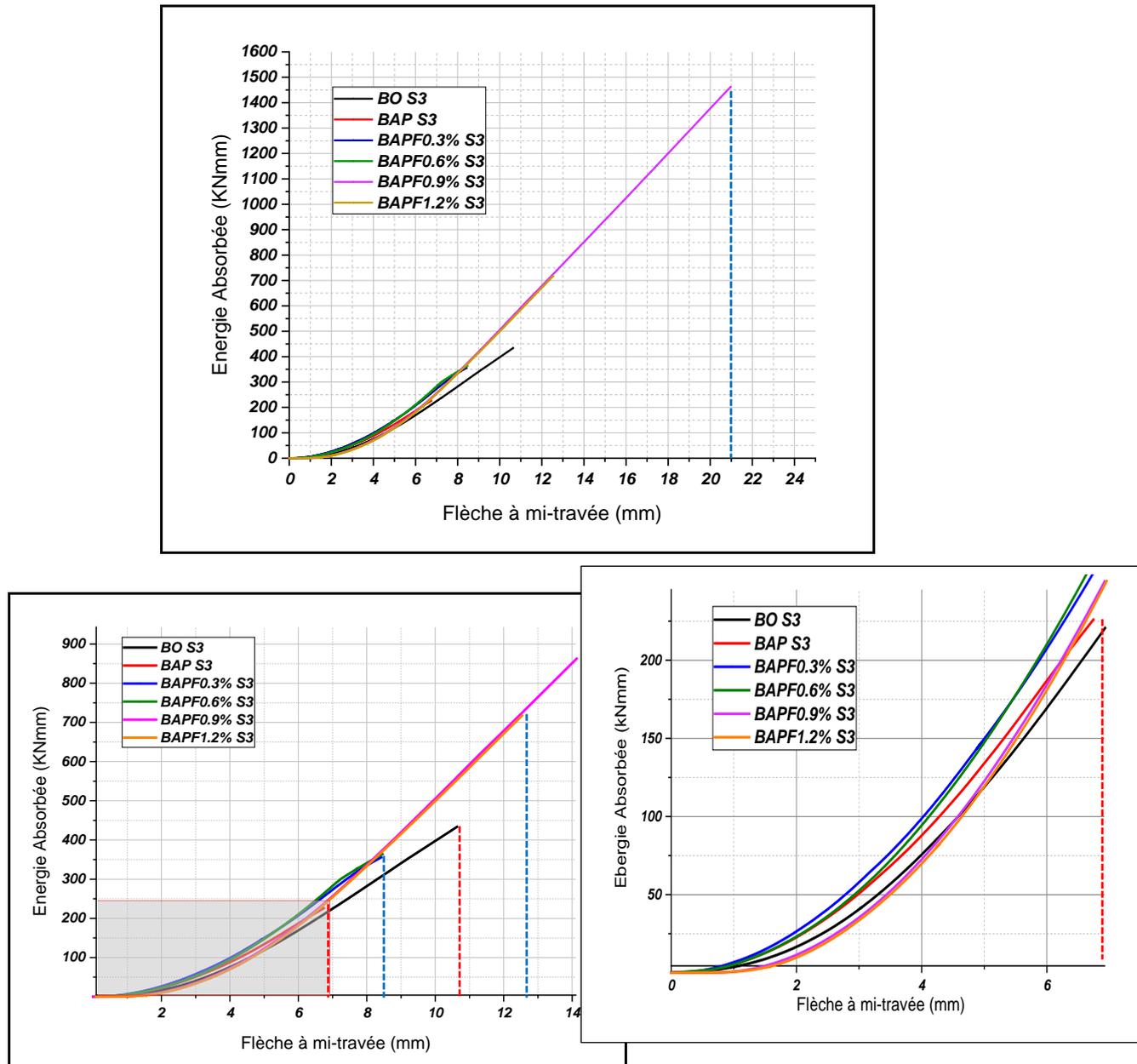


Figure 7.22. Energie absorbée dans les poutres BAPF S3 avec des armatures transversales (série S3),

- Indiquent les flèches à la rupture des poutres témoins,
- Indiquent les flèches à la rupture des poutres en BAPF.

On distingue de la figure 7.22 ci-dessus, que pour des flèches inférieures de 6mm de toutes les poutres étudiées ont présenté presque la même capacité d'absorption d'énergie, avec une légère amélioration sur la ductilité des BAPF et du BAP par rapport à la poutre de BO S3, ici cette amélioration est due à la quantité des fines plus élevée dans les BAP en générale, et qui conduit à contrôler la microfissuration des éléments.

Au-delà de cette mesure la poutre de contrôle BAP S3 a cessé de résister, elle n'a plus de capacité de reprendre les charges, les autres poutres continuaient à résister jusqu'à une flèche de

8mm où les poutres avec le dosage de 0.3%-0.6% ne rompent pas qu'après avoir atteint leur capacité maximale d'absorption d'énergie de valeurs respectivement de 355kNmm et de 363kNm (figure 7.23). Malgré que les fibres dans ces cas aient entraîné une capacité meilleure que la poutre contrôle BAP S3, la poutre de référence BO S3 a présenté le meilleur résultat. Il faut noter que la composition du BO témoins contient un volume en gros granulats (8-15) le double de celui contenu dans la composition du BAP. L'effet d'engrènement et de goujon (cité dans le chapitre 2. Paragraphes : 2.2.2.1 et 2.2.2.2) sont plus prononcés dans le cas de la poutre BO S3, ce qui explique sa meilleure ductilité. Après une flèche de presque 11mm la poutre témoins BO S3 se fende elle aussi après avoir atteint une capacité maximale d'absorption d'énergie de plus de 433kNmm (figure 7.23.)

L'ajout des fibres en volume de 0.9% ou de 1.2% a généré une amélioration significative dans la capacité des poutres à absorber l'énergie, or la poutre de BAPF0.9 S3 a enregistré le meilleur résultat de 1461.82KNmm figure (7.22). La réduction de l'énergie absorbée lorsque le volume des fibres est de 1.2% par rapport à la poutre BAPF 0.9 S3 est expliquée par l'effet de groupe ou l'interaction fibre- matrice (chapitre 1. Paragraphe 1.8.5.), pour une augmentation de la densité des fibres au-delà d'un certain seuil, la quantité de la matrice entre-les fibres devient insuffisante pour assurer l'enrobage de la fibre, et d'entraîner un fonctionnement correct de l'interface matrice-fibre, le comportement devient alors plus fragile.

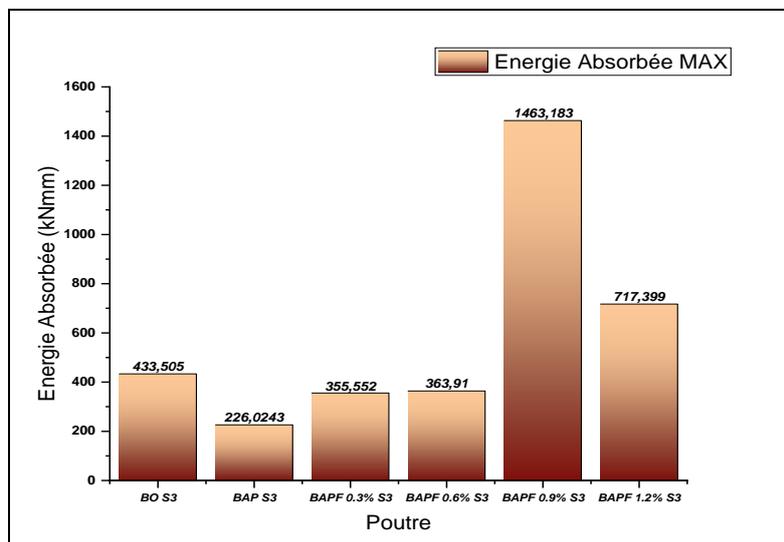


Figure 7.23. Energie absorbée maximale par les poutres avec armatures transversales

7.2.4.3. Effet du volume des fibres

L'apport de la variation du volume fibreux sur le comportement à la flexion des poutres en BAPF est illustré sur la figure 7.24.

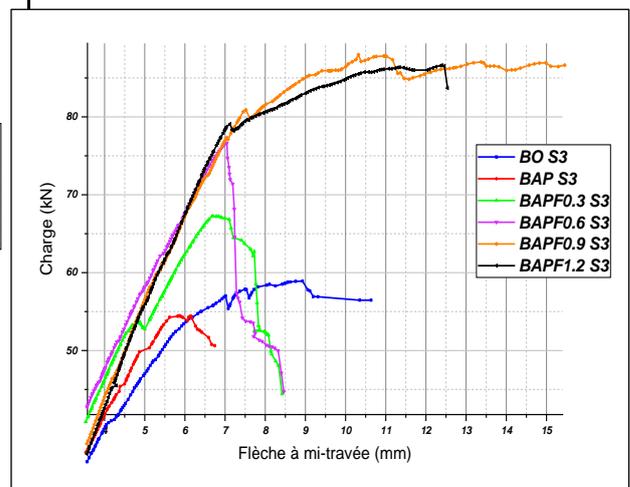
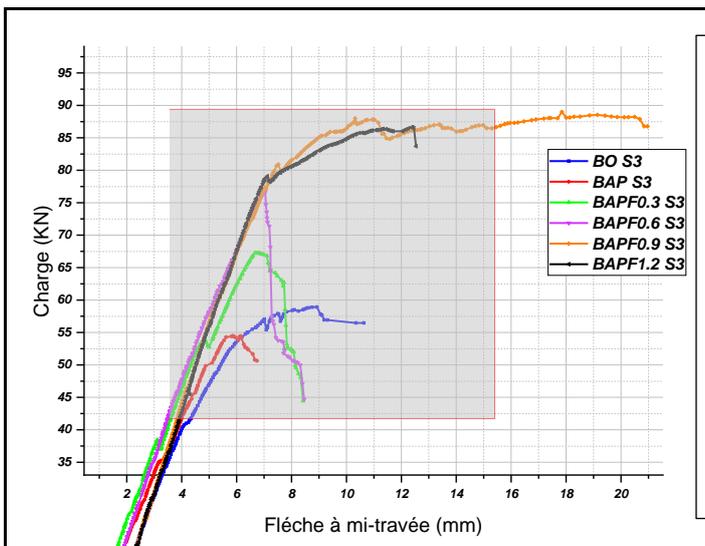
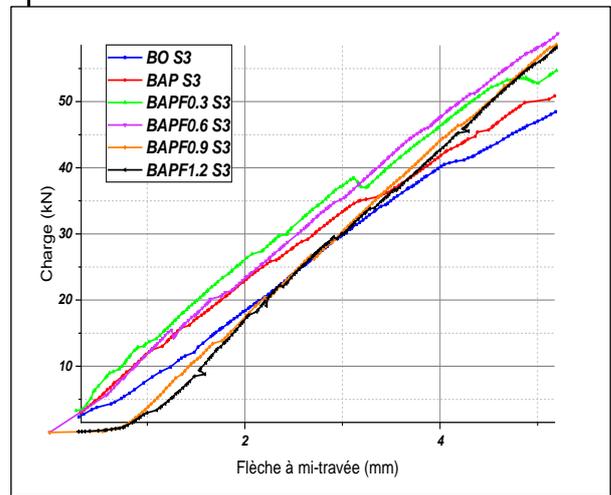
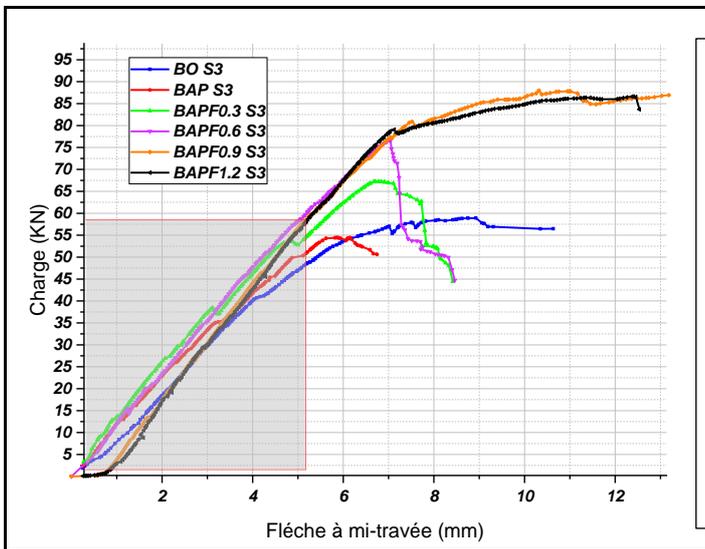
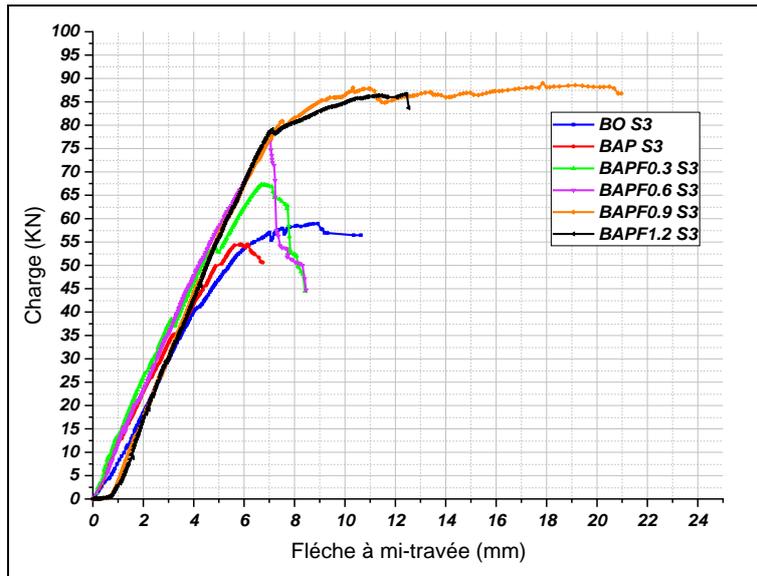


Figure 7.24. Effet du volume des fibres sur des poutres avec armatures transversales [105].

Il ressort très clairement des courbes ci-dessus figure 7.24, que la relation charge-flèche des poutres, est modifiée en raison de la présence de fibres dans les composites de BAP. L'ajout des fibres a assuré une augmentation significative de la charge de rupture pour toutes les poutres en BAPF, et une amélioration au niveau de la ductilité pour les poutres de BAPF 0.9 S3 et BAPF 1.2% S3. De plus cet accroissement de la résistance en flexion des poutres de BAPF était lié à l'augmentation du volume des fibres d'aciers [4] [35] [80] [81]. Un meilleur gain est enregistré dans le cas de la poutre de BAPF 0.9 S3.

On constate de la figure 6.24 qu'il y a une limite de densité de fibres d'où au-delà de cette fraction aucune amélioration supplémentaire dans la résistance ultime n'est contribué, distinguée dans notre étude à un volume de 0.9%, l'augmentation du volume des fibres incorporé à 1.2% n'a pas entraîné un comportement meilleur de celui observé pour la poutre en volume de 0.9% [2] [52].

7.2.4.4. Processus de rupture et fissuration

Le processus de rupture et la fissuration des poutres avec des cadres sont illustrés dans les figures 7.25-7.30 et le tableau 7.8.



Figure 7.25. Mode de rupture des poutres contrôle BO S3 avec armatures transversales [105].



Figure 7.26. Mode de rupture de la poutre contrôle BAP S3 avec armatures transversales [105].

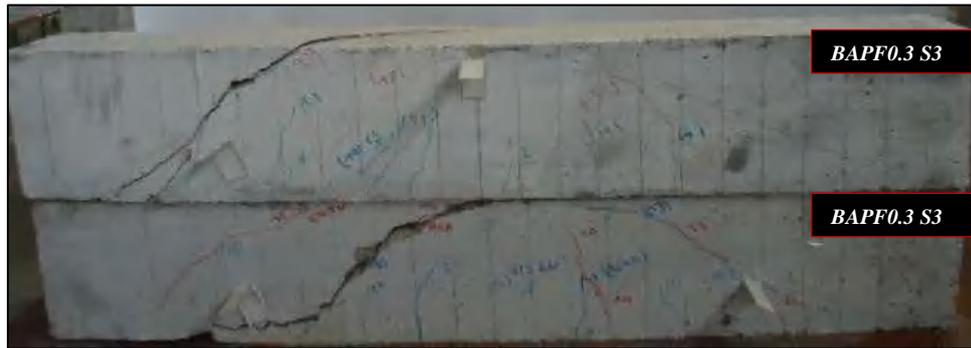


Figure 7.27. Mode de rupture des poutres BAPF 0.3 S3 avec armatures de cisaillement [105].



Figure 7.28. Mode de rupture des poutres BAPF 0.6 S3 avec armatures de cisaillement [105].



Figure 7.29. Mode de rupture la poutre BAPF 0.9 S3 avec armatures de cisaillement [105].



Figure 7.30. Mode de rupture la poutre BAPF 1.2 S3 avec armatures de cisaillement [105].

Tableau 7.8. Mode de rupture et fissuration des poutres avec armatures transversales [105].

Poutre ID	1 ^{ère} fissure (kN)	Nombre de fissures	Mode de rupture
Poutres témoins avec des cadres (série S3)			
<u><i>B0 S3</i></u>	8.052	14	Rupture par cisaillement par perte d'adhérence (<i>figure 7.25</i>)
<u><i>BAP S3</i></u>	8.8097	14	Rupture par cisaillement par perte d'adhérence (<i>figure 7.26</i>)
Poutres en BAPF avec des cadres (Série S3)			
<u><i>BAPF 0.3 S3</i></u>	9.1907	14	Rupture par cisaillement par perte d'adhérence (<i>figure 7.27</i>)
<u><i>BAPF 0.6 S3</i></u>	11.213	17	Rupture par cisaillement par perte d'adhérence, avec naissance de plusieurs fissures (<i>figure 7.28</i>)
<u><i>BAPF 0.9 S3</i></u>	12.542	19	Rupture par flexion (<i>figure 7.29</i>)
<u><i>BAPF 1.2 S3</i></u>	13.459	17	Rupture par cisaillement avec compression du béton : la fissure de cisaillement retardée, elle est apparue après apparition de plusieurs fissures de flexion (<i>figure 7.30</i>)

On constate un mode de rupture par cisaillement pour la majorité des poutres étudiées, à l'exception des poutres BAPF 0.9 S3.

Les cadres n'ont pas contribué seuls à éviter le type de ruine fragile par cisaillement dans les poutres témoins, aussi bien que dans les poutres en volume de fibres de 0.3%-0.6%, or la combinaison de fibres et des armatures transversales a conduit à l'apparition d'un réseau de fissures de flexion important au milieu des poutres avant que les fissures diagonales n'apparaissent .

Le mode de rupture fragile par cisaillement pour les bétons témoins et BAPF 0.3% ainsi que pour BAPF 0.6%, s'est progressivement transformé en une rupture en flexion ductile en augmentant le dosage des fibres à 0.9%, avec un profil de fissures encore plus dense 'fissuration multiple' par rapport au spécimen en BAP [80] [79].

Cependant des fissures plus rapprochées ont été observées dans les poutres renforcées de fibres que dans celles sans fibres [3]. L'espacement des fissures sous la même charge a suffisamment diminué avec l'augmentation de la teneur en fibres [80], ce phénomène peut s'expliquer par la capacité des fibres à transférer les contraintes au béton à travers une fissure [4].

L'addition des fibres d'acier en pourcentage adéquat, dans cette présente étude à une fraction de 0.9 %, a transféré le mode de rupture d'un effondrement en cisaillement fragile à un mécanisme de défaillance en flexion ductile [4] [80] [88].

Généralement, les éléments BAPF présentent un profil de fissure plus distribué avec des fissures plus rapprochées et plus petites pour un même niveau de charge.

La combinaison des armatures de cisaillement et des fibres d'acier a démontré un effet hybride positif sur la performance de déformabilité [4] [81].

7.2.4.5. Fissures diagonales

L'apparition des fissures dans les éléments en béton armé est un phénomène naturel dû au caractère fragile du béton et sa faible résistance en traction. L'ouverture des fissures diagonales obtenues durant l'essai de flexion réalisé pour des poutres avec des cadres sont présentées dans la figure 7.31.

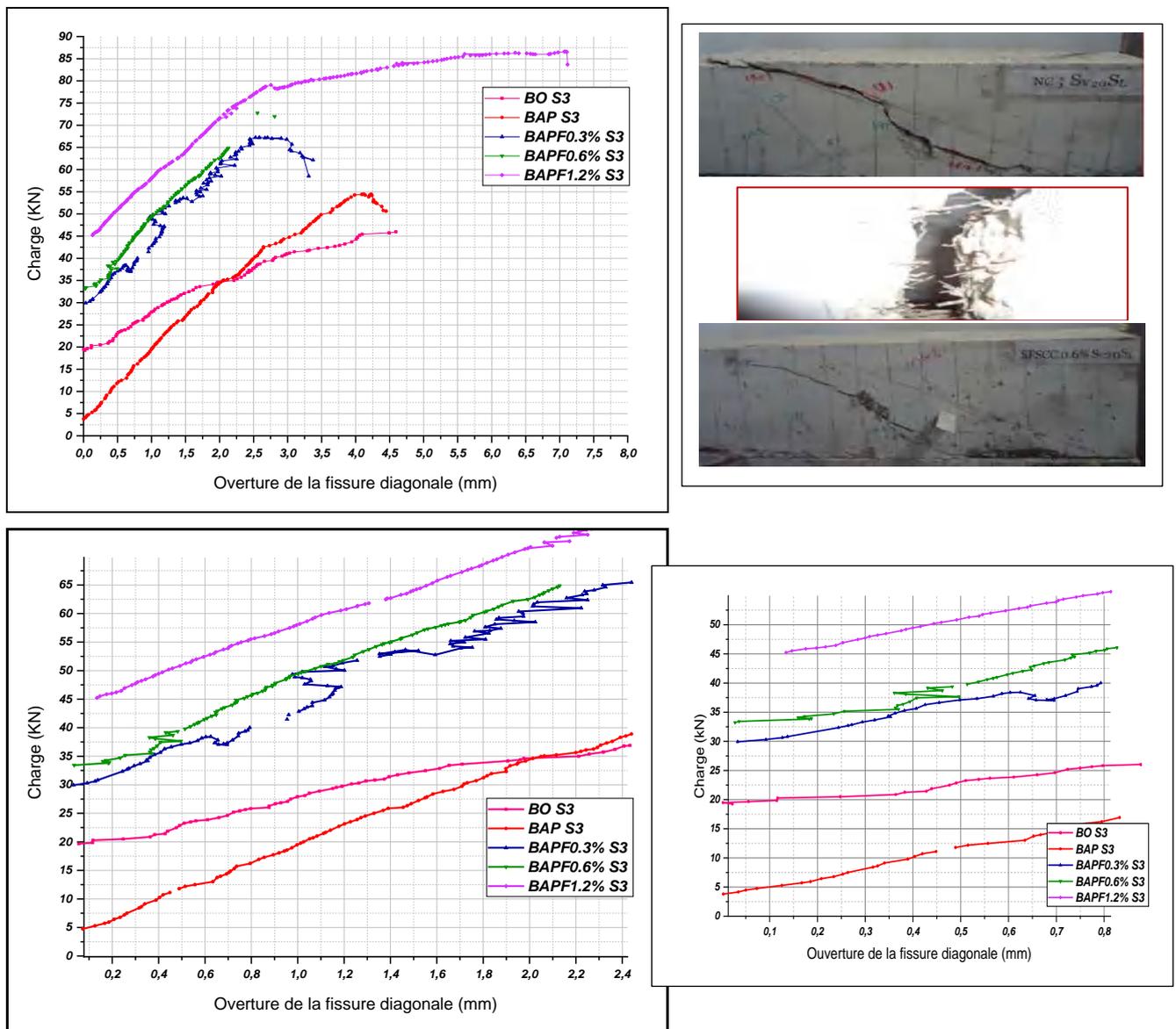


Figure 7.31. Fissure diagonale pour les poutres avec armatures transversales.

Les ouvertures des fissures de cisaillement (fissures diagonales) ont été considérablement restreintes sous l'effet des fibres [1] [30], leur apparition a été retardée en présence de fibres [81] [89] [90] [1]. Ce type de fissure se développe pour des forces plus élevées [89] [90] [81], cependant l'orientation des fissures diagonales n'est pas influencée par l'action des fibres.

Les fibres d'acier ont contrôlé et stabilisé la propagation des fissures de cisaillement: une fois formées, elles ont permis de transmettre des charges plus élevées. Elles retardant et pontant les fissures le long du plan de cisaillement ont été retirées de l'une des deux parties du spécimen [20].

Les fibres bien réparties dans la poutre agissant comme un filet tridimensionnel [32] peut également transférer la force de traction. Par conséquent, une grande amélioration du comportement post- fissuration des poutres renforcées de fibres d'acier est constaté par rapport à celles des BAP et BO sans fibres et armés avec armatures transversales [4]. Les fibres d'acier sont devenues efficaces après la fissuration, avec une redistribution plus uniforme des contraintes sur la région de fissuration, et ont continué à reprendre les forces de traction jusqu'à l'arrachement des fibres [1] [3].

7.2.5. Calcul selon les modèles règlementaires EUROCODE 2 et ACI 318

On a décidé de comparer les résistances et les flèches obtenues expérimentalement avec les prédictions théoriques, les résultats retenus sont présentés dans les tableaux (7.9, 7.10), et la figure 7.32 ci-dessous.

Tableau 7.9. Etude théorique suivant (ACI 318)

ID Poutre	$M_{r_{théo}}$ (kNm)	$F_{r_{théo}}$ (kN)	$F_{r_{exp}}$ (kN)	$\delta_{thé}$ (mm)	δ_{exp} (mm)	$F_{r_{exp}}/F_{r_{théo}}$ (%)	$\delta_{exp}/\delta_{théo}$
Poutres contrôle avec armatures tendues							
<i>BO</i>	16.99	33.98	36.252	1.32	2.93	6.68	1.22
<i>BAP</i>	18.47	36.94	36.018	1.25	4.17	2.50	2.34
Poutres en BAPF avec armatures tendues							
<i>BAPF 0.3</i>	18.59	37.18	36.492	1.22	3.91	1.85	2.20
<i>BAPF0.6</i>	18.73	37.46	62.263	1.23	5.79	66.02	3.71
<i>BAPF0.9</i>	18.41	36.82	72.830	1.18	8.17	295.54	5.92

Tableau 7.10. Etude théorique suivant l'EUROCODE 2 [EN 1992-1-1 2004]

ID Poutre	M_r (kNm)	$F_{r_{théo}}$ (kN)	$F_{r_{exp}}$ (kN)	$\delta_{thé}$ (mm)	δ_{exp} (mm)	$F_{r_{exp}}/F_{r_{théo}}$ (%)	$\delta_{exp}/\delta_{théo}$
Poutres contrôle avec armatures tendues							
<i>BO</i>	17.66	35.32	36.252	1.39	2.93	2.63	1.11
<i>BAP</i>	18.85	37.70	36.018	1.29	4.17	-4.46	0.044
Poutres en BAPF avec armatures tendues							
<i>BAPF 0.3</i>	18.94	37.88	36.492	1.26	3.91	3.66	2.1

<i>BAPF0.6</i>	19.06	38.12	62.263	1.27	5.79	63.3	3.56
<i>BAPF0.9</i>	19.03	38.06	72.830	1.23	8.17	91.35	5.64

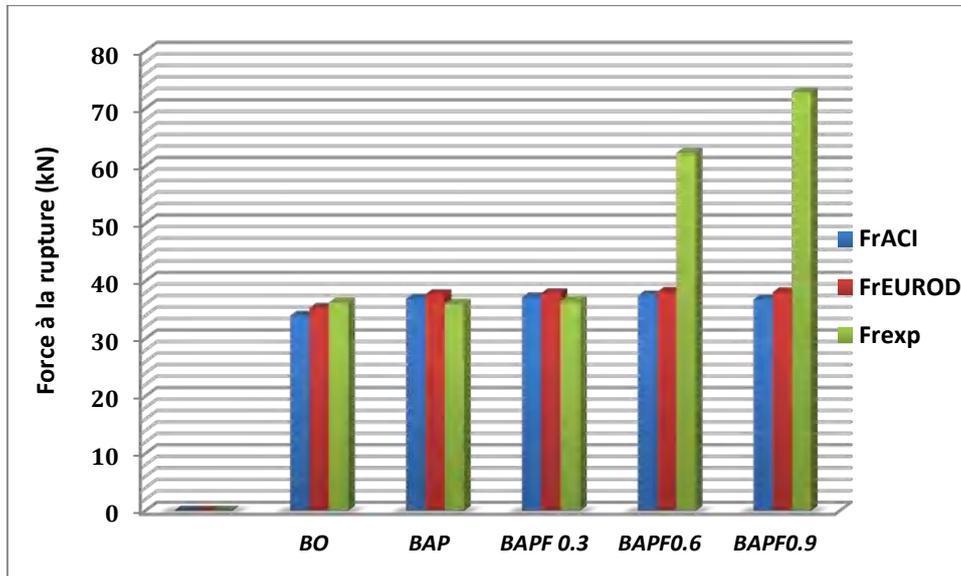


Figure 7.32. Calcul de la charge de rupture selon les codes 'l'EUROCODE et ACI 318.

De la comparaison des résistances obtenues de l'essai de flexion à ceux calculées codes réglementaires EUROCODE et ACI 318, on a constaté des résultats très proches pour les poutres contrôle et aussi pour la poutre avec un volume en fibres de 0.3% (faible densité). Or, les calculs théoriques ne prennent pas en considération l'effet des fibres, d'où on a constaté une différence significative entre les résultats expérimentaux et ceux calculés précisément pour les volumes de 0.6% et 0.9%.

7.2.6. Calcul Analytique

Il est décidé de comparer les résultats expérimentaux à ceux obtenus des formules proposées dans la littérature. Deux approches ont été exposées dans le chapitre 3, la première consiste à considérer la contribution des fibres comme un terme distinct du béton

$$V_u = V_c + V_s + V_{sf} \tag{7.3.}$$

Avec

- ◆ V_u : Résistance au cisaillement ultime ;
- ◆ V_{sf} : Contribution de la fibre d'acier à la résistance au cisaillement ;
- ◆ V_c : Contribution du béton à la résistance au cisaillement ;

- ◆ V_s : Contribution des cadres à la résistance au cisaillement.

Les chercheurs Al-Ta'an et Al-Feel [97] et Swamy et al[98] ont suivi cette approche pour quantifier la contribution des fibres sur la résistance au cisaillement d'un élément en BRF en flexion.

Ce qui concerne la seconde approche elle est fondée sur le principe de considérée l'effet des fibres incluse dans la résistance de cisaillement du béton, maint chercheurs ont adopté cette approche, ils ont proposé des formules qui ont été déjà exposées dans le chapitre 3. Le tableau 7.11 résume les différents résultats calculés.

$$V_u = V_{c*} + V_s \tag{7.4.}$$

- ◆ V_u : Résistance au cisaillement ultime ;
- ◆ V_{c*} : Contribution du béton et des fibres d'acier dans la capacité de cisaillement ;
- ◆ V_s : Contribution des étriers à la résistance au cisaillement.

Avec la résistance à la flexion F_r est donnée par la formule 7.5. :

$$F_r = 2 * v_u \tag{7.5.}$$

Et la flèche théorique à mi- travée de la poutre en flexion à trois points est obtenue par l'équation :

$$f(l/2) = \frac{Fl^3}{48E_c I} \tag{7.6.}$$

Les résultats retenus sont présentés dans le tableau 7.11. L'estimation des résistances du béton et de l'acier est réalisée avec l'EUROCODE 2.

Tableau 7.11.Résultats du calcul analytique

	Vf (%)	Fr _{théo} (kN)	F _{exp} (kN)	δ _{théo} (mm)	δ _{Exp} (mm)	Fr _{exp} / F _{théo} (%)	δ _{exp} / δ _{théo}
<i>Al-ta'an et Al-Feel</i>	<u>0.3</u>	49.387	36.492	1.854	3.699	26.13	0.99
	<u>0.6</u>	55.742	62.263	2.092	5.791	6.803	1.77
	<u>0.9</u>	58.294	72.830	2.188	8.102	24.944	2.7
<i>Swamy</i>	<u>0.3</u>	50.218	36.492	1.885	3.699	27.34	0.96
	<u>0.6</u>	57.406	62.263	2.155	5.791	8.45	1.69
	<u>0.9</u>	60.79	72.830	2.282	8.102	19.80	2.55
<i>Narayanan et Darwich</i>	<u>0.3</u>	57.198	36.492	2.147	3.699	36.204	0.72
	<u>0.6</u>	79.5	62.263	2.984	5.791	26.68	0.94
	<u>0.9</u>	73.116	72.830	2.745	8.102	0.39	1.95

<i>Ashour et al.</i> (Équation de Zsutty modifiée)	<u>0.3</u>	47.198	36.492	1.772	3.699	22.68	1.08
	<u>0.6</u>	50.806	62.263	1.907	5.791	22.54	2.015
	<u>0.9</u>	52.832	72.830	1.983	8.102	37.78	3.09
<i>Ashour et al.</i> (ACI modifiée)	<u>0.3</u>	69.24	36.492	2.600	3.699	47.29	0.42
	<u>0.6</u>	76.96	62.263	2.890	5.791	19.10	1.00
	<u>0.9</u>	81.426	72.830	3.06	8.102	4.96	1.64
<i>Kwak et al.</i>	<u>0.3</u>	79.74	36.492	2.993	3.699	54.23	0.23
	<u>0.6</u>	87.96	62.263	3.302	5.791	29.21	0.75
	<u>0.9</u>	76.634	72.830	2.877	8.102	4.95	1.8
<i>Imam et al</i>	<u>0.3</u>	55.92	36.492	2.100	3.699	33.60	0.75
	<u>0.6</u>	62.34	62.263	2.34	5.791	5.820	1.47
	<u>0.9</u>	66.678	72.830	2.503	8.102	18.615	2.24
<i>Khuntia et al</i>	<u>0.3</u>	44.09	36.492	1.655	3.699	17.23	1.23
	0.6	49.542	62.263	1.860	5.791	25.67	2.11
	0.9	52.572	72.830	1.962	8.102	38.54	3.13
<i>Shin et al</i>	<u>0.3</u>	85.866	36.492	3.223	3.699	57.5	0.14
	<u>0.6</u>	95.07	62.263	3.570	5.791	34.46	0.62
	<u>0.9</u>	88.988	72.830	3.341	8.102	18.15	1.42

A partir des résultats présentés dans le tableau 7.11, on a constaté que les valeurs obtenues à partir des équations proposées, en majorité, n'étaient pas loin de ce qui était retenue de l'expérimentale, *Imam [74]* avec sa formule empirique proposée a mieux quantifier l'apport des fibres lors de l'utilisation d'un volume de 0.6%, un rapport de 5.820 a été obtenu. De même pour le volume de 0.9% l'équation proposée par Narayanan a permis une meilleure estimation avec un rapport de 0.39%.

7.3. Conclusion

L'étude expérimentale menée dans ce chapitre nous a permis d'établir un certain nombre de résultats.

Les performances mécaniques que ce soit pour la résistance flexionnelles, ou la ductilité des poutres témoins de BAP et de BO ont été similaire dans le cas des spécimens sans armatures et celui avec armatures longitudinales. En outre la capacité flexionnelle de la poutre en béton ordinaire BO avec armatures de cisaillement s'est avérée meilleure que celle équivalente en BAP. Cela est dû à la quantité des gros granulats contenue dans la composition du béton conventionnel utilisé dans cette étude, or des études supplémentaires dans ce sujet sont recommandées prochainement.

Pour les spécimens sans armatures, l'addition d'une faible densité de fibres "0.3%", a conduit à une diminution de la résistance maximale et a négativement influencé la capacité d'absorption d'énergie. L'augmentation du volume fibreux à 0.6%, 0.9% et 1.2% a engendré une augmentation de la résistance, et une amélioration de la ductilité. En comparant les résultats, on constate que la poutre de BAPF0.6 S1 a présenté une meilleure résistance flexionnelle, un gain important en capacité d'absorption d'énergie, et un mode de rupture ductile, en prenant en considération aussi le facteur économique ce volume est révélé le meilleur choix, lorsque qu'il est nécessaire d'utiliser des poutres à base de fibres et sans armatures. En revanche, malgré cette amélioration enregistrée en comparaison avec les poutres témoins sans armatures, elle reste insuffisante et ne permet pas de remplacer totalement les armatures en barres d'acier.

La combinaison des aciers tendus avec les fibres d'acier a favorisé le rôle joué de ces dernières, une augmentation de la résistance a été constatée pour tous les spécimens avec des armatures longitudinales par rapport à ceux sans armatures. Or l'effet de la combinaison des armatures longitudinales avec les fibres d'acier en volume de 0.3% sur la résistance flexionnelle de la poutre BAPF0.3 S2 était négligeable en comparaison aux poutres témoins avec des armatures tendues.

La combinaison des armatures longitudinales avec des fibres en volume de 0.6% et 0.9% a joué un rôle significatif sur le comportement à la flexion des poutres, une augmentation importante de la charge de rupture et une amélioration au niveau de la ductilité ont été assurés. L'addition des fibres d'acier en pourcentage adéquat permet de changer le mode de rupture d'un effondrement en cisaillement fragile à un mécanisme de défaillance en flexion ductile, et peut permettre de remplacer les armatures de cisaillement ce qui a aussi été approuvé dans cette présente étude à une fraction de 0.9%.

La combinaison des fibres d'acier et des cadres a assuré une augmentation significative de la charge de rupture pour toutes les poutres en BAPF, et une amélioration au niveau de la ductilité pour les poutres de BAPF 0.9 S3 et BAPF 1.2% S3. De plus cet accroissement de la résistance en flexion des poutres de BAPF était lié à l'augmentation du volume des fibres d'aciers. Un meilleur gain est enregistré dans le cas de la poutre de BAPF 0.9 S3.

L'existence d'une limite de densité de fibres au-delà de laquelle aucune amélioration supplémentaire dans la résistance ultime n'a été contribué, distinguée dans notre étude à un volume de 0.9%, l'augmentation du volume des fibres incorporé à 1.2% n'a pas entraîné un

comportement meilleur de celui observé pour la poutre en volume de 0.9%, cela est dû à l'effet de groupe, ou l'interaction fibre-matrice.

Les fibres ont permis de restreindre les ouvertures des fissures de cisaillement (fissures diagonales), leur apparition a été retardée en présence de fibres. Ce type de fissuration s'est développé pour des forces plus élevées, alors que l'orientation des fissures diagonales n'a pas été influencée par l'action des fibres.

La comparaison des résultats expérimentaux à ceux obtenus analytiquement a permis de constater, des résultats analytiques qui ne sont pas loin de ceux obtenus expérimentalement.



Conclusion Générale Et Perspectives

1. Conclusion générale

Le contexte des investigations effectuées dans le présent travail est essentiellement associé d'une part à évaluer l'effet des fibres sur le comportement mécanique des poutres tendues en béton autoplaçant, telle que la capacité flexionnelle, mode de rupture et fissuration, et d'autre part, rapprocher cet effet de la possibilité de substituer les armatures par les fibres.

Cette thèse comporte sept chapitres, les deux premiers consistent en une synthèse bibliographique, qui nous a permis de mieux connaître les différents paramètres affectant les comportements rhéologiques et mécaniques des BRF et notamment des BAPF, et la compréhension de ces phénomènes à travers les différentes études effectuées partout dans le monde. On a exposé d'ailleurs les majeurs travaux de ces chercheurs.

Il en ressort que les fibres en générale améliorent les caractéristiques mécaniques des BRF, que ce soit en termes de résistances ou ductilité, cependant les BAPF présentent un comportement meilleur, à cause de la quantité des fines dans ces mélanges, qui sert à améliorer l'interaction matrice-fibre. En parallèle, une diminution de maniabilité des BRF a été retenue, cette incidence est moins prononcée dans les cas des BAPF, le BAPF combine les avantages du BAP et du BRF. Et bien qu'il y ait eu des recherches approfondies sur le comportement à la flexion des poutres traditionnelles en béton armé de fibre d'acier (BRF), la littérature fait peu de recherches sur le comportement des poutres construites avec du béton autoplaçant (BAP) et des fibres d'acier.

Le troisième chapitre a permis de présenter les méthodologies adoptées par le comité RILEM et par le code *fib*(CM 2010), pour intégrer l'effet des fibres d'acier dans la résistance au cisaillement des poutres en BRF en flexion. Des différentes approches analytiques pour quantifier la résistance au cisaillement des poutres en été aussi synthétisées au sein de ce chapitre.

On a consacré les chapitres qui suivent pour les études expérimentales, on a exposé les termes de la problématique, et le mode opératoire de ce travail, on a détaillé la procédure de la fabrication des bétons et la réalisation des différents essais programmés, les essais de caractérisations et essai de flexion.

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

- ❖ Une sensibilité des BAPF a été distinguée envers la méthode de malaxage suivie.

- ❖ Le temps de repos proposé après avoir ajouté une partie de l'eau de gâchage a permis aux agrégats d'absorbé une quantité d'eau, ainsi a provoqué la diminution de la maniabilité des BAP.
- ❖ La substitution des fibres de polypropylène dans le BAPF a provoqué une diminution importante de la maniabilité avec une présence des oursins.
- ❖ Tous les mélanges des BAP et les BAPF ont subi une amélioration de la résistance soit à la compression ou à la traction dans le temps.
- ❖ Les BAP renforcé par des fibres métalliques et les copeaux ont subi une amélioration de la résistance à la compression et à la traction par rapport au BAP témoins. Alors que les fibres de polypropylène en provoquées une chute considérable de la résistance dans tous les mélanges.
- ❖ Malgré l'addition des copeaux métalliques ait présenté des résultats satisfaisant, insignifiant de la méthode de malaxage suivie, en comparaison aux fibres d'acier ondulées commercialisées, la manière de leur traitement reste un obstacle.
- ❖ Une réduction de l'ouvrabilité des composites de BAPF suivant le volume fibreux ajouté a été marquée. malgré cette diminution pour les teneurs en fibres de 0.3% et de 0.6%, les paramètres relatifs à l'ouvrabilité demeurent satisfont aux exigences du BAP selon les lignes directrices.
- ❖ L'augmentation de la densité des fibres au-delà de 0.6% a joué un rôle négatif sur les caractéristiques des BAPF à l'état frais. Les atouts des propriétés à l'état du BAP se répercute lors du dosage des fibres est supérieure à 0.6%, cette teneur pourrait atteindre la limite supérieure de l'ouvrabilité des BAPF étudiés dans la présente investigation.
- ❖ La résistance à la compression des spécimens étudiés a atteint sa valeur maximale pour les BAPF 0.6%, et a diminué pour la teneur en fibres de 1.2%.
- ❖ Les performances mécaniques que ce soit pour la résistance flexionnelles, ou la ductilité des poutres témoins de BAP et de BO ont été similaire dans le cas des spécimens sans armatures et celui avec armatures longitudinales. En outre la capacité flexionnelle de la poutre en béton ordinaire BO avec armatures de cisaillement s'est avérée meilleure que celle équivalente en en BAP.
- ❖ Pour les spécimens sans armatures, l'addition d'une faible densité de fibres '0.3%', a conduit à une diminution de la résistance maximum, et a négativement influencé sur la capacité d'absorption d'énergie, l'augmentation du volume fibreux à 0.6%, 0.9% et 1.2% a mené à une augmentation de la résistance, et à une amélioration la ductilité. En comparant les résultats, on constate que la poutre de BAPF0.6 S1 a présenté une meilleure résistance flexionnelle, et un gain important en capacité d'absorption d'énergie, et un mode de rupture

ductile, considérant aussi le facteur économique ce volume peut être le meilleur choix, lorsque qu'il est nécessaire d'utiliser des poutres à base de fibres et sans armatures. En revanche, malgré cette amélioration enregistrée en comparaison à des poutres témoins sans armatures, elle reste insuffisante à permettre de remplacer totalement les armatures en barres d'acier.

- ❖ Un effet négligeable de la combinaison des armatures longitudinales avec les fibres d'acier en volume de 0.3% sur la résistance flexionnelle de la poutre BAPF0.3 S2. Or la combinaison des armatures longitudinales avec des fibres en volume de 0.6% et 0.9% a joué un rôle significatif sur le comportement à la flexion des poutres, une augmentation importante de la charge de rupture et une amélioration au niveau de la ductilité ont été assurés.
- ❖ L'addition des fibres d'acier en pourcentage adéquat peut conduire aussi à changer le mode de rupture d'un effondrement en cisaillement fragile à un mécanisme de défaillance en flexion ductile, et peut permettre de remplacer les armatures de cisaillement ce qui a aussi été approuvé dans cette présente étude à une fraction de 0.9%.
- ❖ Les ouvertures des fissures de cisaillement (fissures diagonales) ont été considérablement restreintes sous l'effet des fibres. Ainsi qu'une apparition tardive de ces dernières est révélée en présence de fibres, cependant l'orientation des fissures diagonales ne parait pas influencée par l'action des fibres.
- ❖ La combinaison des armatures de cisaillement et des fibres d'acier a joué un rôle signifiant sur l'amélioration des performances mécaniques à la flexion de toutes les poutres testées, un effet hybride positif a été constaté sur les charges ultimes et la ductilité (capacité d'absorber l'énergie).
- ❖ La comparaison des résultats expérimentaux et ceux retenus analytiquement a permis de constater, des résultats analytiques qui ne sont pas loin de ceux obtenus expérimentalement.

2. Perspectives

Le bilan des travaux réalisés a permis de mettre en lumière des points qui peuvent être développé ultérieurement :

- ◆ Des études paramétriques sur le comportement des poutres en BAP en flexion, et la comparaison avec celui d'un béton ordinaire sont recommandées : l'effet du volume des fines, effet du volume des gros granulats.

- ◆ L'étude des BAP à base de fibres d'acier a montré de meilleures performances mécaniques, l'utilisation structurelle d'autres types de fibres telles que les fibres en polypropylène, copeaux métalliques, ou des combinaisons hybrides de fibres méritent d'être considérés.
- ◆ Une étude comparative de l'effet de sollicitation cyclique et monotone mérite une investigation approfondie pour apprécier le comportement des BAPF.
- ◆ La modélisation du comportement flexionnel des poutres en BAPF, et de l'effet des différents paramètres.
- ◆ L'étude de la durabilité des poutres en BAPF, et leur comportement dans un milieu agressif.
- ◆ Développer une méthode analytique incorporant le rôle des fibres dans le calcul
- ◆ L'analyse de l'effet du rapport (a/d) sur le comportement structurel
- ◆ Développer une méthode de malaxage pour des BAPF avec un volume de fibres de 0.9% et de 1.2%
- ◆ Investigation sur des structures minces en BAPF



Références

REFERENCES

- [1] Youcef FRITIH, Apport d'un renfort de fibres sur le comportement d'éléments en béton autoplaçant armé, Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse, Unité de recherche : Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions. 2009.
- [2] Hassan Aoude & Michael Cohen, Shear Response of SFRC Beams Constructed with SCC and Steel Fibers. *Electronic Journal of Structural Engineering* 14 – 2014.
- [3] H. Mahir Mahmod, Ammar N. Hanoon, Haitham J. Abed. Flexural Behavior of Self-Compacting Concrete Beams Strengthened with Steel Fiber Reinforcement. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.01.006>. *Journal of Building Engineering*. 2018.
- [4] Praveen Kannam, Venkateswara Rao. Sarella, A Study on Validation of Shear Behaviour of Steel fibrous SCC based on Numerical Modelling (ATENA). PII: S2352-7102(17)30714-3. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.05.003>. 2018.
- [5] P.K. MEHTA, " Concrete: structure, properties, and materials ", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1986, 450p.
- [6] E.N. ANTOINE, Fibre reinforced for concrete, *Concrete International design and Construction*, Michigan, 1985, Vol 7, N° 3, pp.21-25.
- [7] ACI COMMITTEE, State of the art report on fibre reinforced concrete, American Concrete Institute. , Philadelphia, 1984, pp.140-146.
- [8] M. BRAUN & A. MAJDIC , Reinforcing castables with stainless steel fibres, *Intercera*, 1980, Vol 129, pp.113-118..
- [9] JOSEPH LAMBOT. https://fr.wikipedia.org/wiki/Joseph_Lambot
- [10] Naaman A.E., (1985) "Fiber Reinforcement for Concrete," *Concrete International: Design and Construction*, Vol. 7, No. 3, pp 21-25.
- [11] H.F. PORTER, Preparation of concrete from selection of materials to final disposition. American Concrete Institute. 1910, Vol. 6, 296p.
- [12] Romualdi J.P., Batson G.B., (1963) "Mechanics of Crack Arrest in Concrete," *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 89, No. EM3, pp 147-168.
- [13] D.R. LANKARD & H.D. SHEETS; Use of steel wire fibres in refractory castables. *Am. Cer. Soc*, 1971, Vol. 63, No.7.
- [14] Marie David. Optimisation de la dispersion des fibres pendant le cycle de malaxage des bétons industriels. *Génie civil*. Université Paris-Est, 2014. Français.
- [15] Chapitre -1- Le béton de fibres
- [16] CHABANE A. «Contribution à l'étude du comportement différé des bétons sous sollicitation de flexion». Thèse de Doctorat soutenue en Octobre 2000 Université de Mentouri, Constanine.
- [17] Mindess, S., Young, J.F., and Darwin, D (2003): *Concrete*, 2nd ed. Prentice Hall, Upper Saddle River New Jersey, 2002.

- [18] Mehta PK, Monteiro PJM. Concrete – microstructure properties and materials. 3rd ed. USA: McGraw-Hill; 2006.
- [19] Banthia N (2012), "FRC: Milestone in international Research and development", proceedings of FIBCON2012, ICI, Nagpur, India, February 13-14, pp 48
- [20] Bensaid Boulekbache. Thèse doctorat Université Des Sciences Et De La Technologie Houari Boumediene Faculté De Génie Civil. Etude Des Bétons De Fibres Métalliques Avec Référence Aux Propriétés Rhéologiques Et De Ductilité Sous Sollicitations De : Compression, Fendage, Cisaillement Direct Et Flexion. 2010.
- [21] Di Prisco M., (2009), "FRC: structural applications and standards", Materials and Structures. vol. 42, n° 9, 2009, pp. 1169-1171.
- [22] <https://www.floornature.eu/solutions-architecturales/facade-en-beton-renforce-de-fibres-de-verre-pour-le-palais-d-13782/>
- [23] <https://forum.xcitefun.net/tourist-guide-to-l-oceanografic-ocean-museum-spain-t100968.html>
- [24] Belhadj Naima. Thèse de doctorat Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Modélisation du comportement du béton de fibres par mécanique de l'endommagement. 2015.
- [25] <http://www.archiexpo.fr/prod/lafarge/poteaux-beton-fibre-fibresmetalliques-70029-96806.html>.
- [26] Tunnel Lining: Fibre Reinforced Concrete. Case History. New Line 9 Metro Construction. Barcelona, Spain. Ref: Int / Ch / Tl 001 Om — Rev:02, May 10.
- [27] Fiche Technique SB-OA-2015-2 ; solution bétons
- [28] Thomas Guenet. Modélisation du comportement des bétons fibrés à ultra-hautes performances par la micromécanique : effet de l'orientation des fibres à l'échelle de la structure. Génie civil. Université Paris-Est, 2016. Français. <NNT : 2016PESC1006>. <tel-01398058>
- [29] Djebali Said « Caractérisation des éléments de structures en béton de fibre métalliques » université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou ,2013.
- [30] Irki , F. Debieb, E.-H. Kadri, O. Boukendakdji, M. Bentschikou and H. Soualhi. Effect of the length and the volume fraction of wavy steel fibers on the behavior of self-compacting concrete. <http://dx.doi.org/10.1080/01694243.2016.1231394>. 2016
- [31] Vikrant S 2012. Vairagade, Kavita S. Kene. Introduction to Steel Fiber Reinforced Concrete on Engineering Performance of Concrete. International Journal of Scientific & Technology Research Volume 1, Issue 4, May 2012 ISSN 2277-8616 139 IJSTR©2012 www.ijstr.org
- [32] Bensaid Boulekbache, Mostefa Hamrat, Mohamed Chemrouk, Sofiane Amziane, Influence of yield stress and compressive strength on direct shear behavior of steel fibre-reinforced concrete. Construction and Building Materials 27 (2012) 6–14. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.07.015.
- [33] Markovic I., Walraven J.C., Van Mier J.G.M., (2003) "Self-compacting hybrid-fibre concrete mix design", workability and mechanical properties, 3 rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2003, Reykjavik, Iceland.
- [34] Abdulkadir Cu'neyt Aydin, Self compactability of high volume hybrid fiber reinforced concrete, Construction and Building Materials 21 (2007) 1149–1154.

- [35] Orod Zarrin, Hamid Reza Khoshnoud. Experimental investigation on self-compacting concrete reinforced with steel fibers. *Structural Engineering and Mechanics*, Vol. 59, No. 1 (2016) 133-151. DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/sem.2016.59.1.133>
- [36] M.N. Soutsos a, T.T. Le b, A.P. Lampropoulos, Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres. *Construction and Building Materials* 36 (2012) 704–710, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.042>
- [37] Khayat, K. H. and Roussel, Y., “Testing and performance of fiber-reinforced, self-consolidating concrete.” In: Skarendahl A, Petersson O, editors. *Proceedings of the first international RILEM symposium on self-compacting concrete*. Stockholm, Sweden: September 13–14, 1999. pp. 509–21
- [38] Ahmed Fathi Mohamed Salih, Nasir Shafiq, M.F. Nuruddin, Ali Elheber and F.A. Memon Comparison of the Effects of Different Fibers on the Properties of Self-compacting Concrete. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology* 7(16): 3332-3341, 2014. DOI:10.19026/rjaset.7.678. ISSN: 2040-7459; e-ISSN: 2040-7467
- [39] Henderick et Supply, 2000), Henderick, Y., Supply, W., Invloed van de toevoeging van staalvezels op het scheurgedrag en de dwarskrachtcapaciteit van klassiek gewapend betonnen balken, thesis, Katholieke hogeschool Sint Lieven, Gent, 2000.
- [40] Minelli et al., 2005 Minelli, F. (2005) “Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams under Shear Loading.” PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Brescia, Italy
- [41] Pascal Casanova. Thèse de doctorat, Bétons renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure 1996.
- [42] Bensaid BOULEKBACHE, Mostefa HAMRAT, Mohamed CHEMROUK, Sofiane AMZIANE. Comportement des bétons fibrés à la flexion : influence des fibres et de la résistance à la compression. 31èmes Rencontres de l’AUGC, E.N.S. Cachan, 29 au 31 mai 2013
- [43] Claude BOULAY, Antonio ARCA, Jean Louis TAILHAN, Pierre ROSSI, Julien SANANES IUT, Saint-Denis. Comportement mécanique d’un nouveau composite cimentaire à écrouissage positif II. Caractérisation du comportement en traction uniaxiale. *BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES* - 243 - MARS-AVRIL 2003 - RÉF. 4445 - PP. 19-30.
- [44] Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques* (Tec et Doce éd.).
- [45] SÉBASTIEN DELSOL. Évaluation Du Coefficient D’Orientation Dans Les Bétons Renforcés De Fibres Métalliques. Département des Génies Civil, Géologie Et Des Mines École Polytechnique De Montréal, Mémoire Présenté en Vue de l’Obtention du Diplôme de Maitrise ÈS Sciences Appliquées. Avril 2012
- [46] Şanal & Zihnioğlu (2013). To what extent does the fiber orientation affect mechanical performance? *Construction and Building Materials*, 44, 671-681.
- [47] Swamy RN, Mangat PS. Influence of fiber-aggregate interaction on some properties of steel fiber reinforced concrete. *Mater. Struct.* 1974; 7: 307–314.

- [48] Fodhil KASSIMI. Mémoire de maîtrise et sciences appliquées Specialty: genie civil Sherbrook (Quebec), Canada 2008. Optimisation et performance mécaniques et structurales des bétons autoplaçants fibrés. ISBN: 978-0-494-49516-2
- [49] DALLAIRE, E. (Aout 1993) Etude du comportement a la flexion et à la compression de béton à haute performance renforcés de fibres d'acier, Mémoire de maîtrisées sciences appliquées, Spécialité : génie civil, Sherbrooke (Québec), Canada, 125 p.
- [50] PONS G., MOURET, M., ALCANTARA, M., GRANJU J. L. (2007) Mechanical behavior of Self-Compacting Concrete with hybrid fibre reinforcement, *Materials and Structures*, vol.40, p. 201-210.
- [51] Grünewald, S, Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete. PhD-thesis, Delft University of Technology, Department of Structural and Building Engineering, Delft University Press, ISBN: 9040724873. 2004.
- [52] Michael Cohen. Thesis Submitted To The Faculty Of Graduate And Postdoctoral Studies In Partial Fulfillment Of The Requirements For The Degree Of Master Of Applied Science In Civil Engineering Department Of Civil Engineering Faculty Of Engineering University Of Ottawa. Structural Behavior Of Self Consolidating Steel Fiber Reinforced Concrete Beams. 2012
- [53] Bogdan Cazacliu. MIXING SELF COMPACTING CONCRETE: MIXERS, MIXING METHODS, MIXING TIME. IFSTTAR, Université Paris Est, FRANCE. corresponding author. bogdan.cazacliu@ifsttar.fr
- [54] Rahmat Madandoust, Malek Mohammad Ranjbar, Reza Ghavidel, S. Fatemeh Shahabi. Assessment of factors influencing mechanical properties of steel fiber reinforced self-compacting concrete. *Materials & Design* 83 (2015) 284–294
- [55] Julien Doyon Barbant, Mémoire Présenté En Vue De L'obtention Du Diplôme De Maîtrise Ès Science Appliquées, École Polytechnique De Montréal Département Des Génies Civil, Géologiques Et Des Mines. Impact De L'orientation Des Fibres Sur Les Comportements En Traction, En Flexion Et En Cisaillement D'un Béton Renforcé De Fibres Métalliques. 2018.
- [56] Rossi P., (1994), "Steel fiber reinforced concretes (SFRC): An example of French research",
- [57] *ACI Materials Journal*, vol. 91, n° 3, 1994, pp. 273-279. Shah Surendra and Rangan(1994), "Effect of Fiber addition on concrete strength", *Indian Concrete Journal*
- [58] Byung Hwan Oh(1992), "Flexural Analysis of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibers", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol 118, No.10
- [59] Barros JAO, Figueiras JA (1992), "Flexural Behavior of SFRC, testing and Modeling", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol 11, No.4
- [60] Chandrakant Niraj, PintuKumar, and Sanjay Kumar. Behavior of Steel Fiber-Reinforced Self-compacting Concrete. The Author(s), under exclusive license to Springer Nature Singapore Pte Ltd. 2021 S. Biswas et al. (eds.), *Advances in Sustainable Construction Materials*, Lecture Notes in Civil Engineering 124, https://doi.org/10.1007/978-981-33-4590-4_42
- [61] Ashly Joseph and S. Sreerat. 2020. Experimental Investigation on Fresh and Hardened Properties of Hybrid Fibre-Reinforced Self-Compacting Concrete.

- [62] T. T. Bui et al, W. S. A. Nana, B. Doucet-Ferru, A. Bennani, H. Lequay, A. Limam; Shear Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams Without Stirrups: Experimental Investigation, *International Journal of Civil Engineering* (2020) 18:865–881,
- [63] BUI H.D. (1978, *Mécanique de la rupture fragile*, Masson, Paris.
- [64] Mohamed Yakhlaf, Development of Carbon Fiber Reinforced Self-Consolidating Concrete Patch for Repair Applications ; Thesis presented to the University of Waterloo in fulfillment of the thesis requirement for the degree of Master of Applied Science in Civil Engineering 2013.
- [65] Favre R., Jaccoud J-P., Burdet O, Charif H., (1997) “Dimensionnement des structures en béton”, Aptitude au service et éléments de structures, traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse, volume 8.
- [66] Mac Gregor, J.G., ‘Reinforced concrete : Mechanics and design’, 3rd Edition, 1997, 393 P.
- [67] Ferguson P. M., Breen J.E., Jirsa J.O., (1988) “Reinforced concrete fundamentals”, 5th Edition, Wiley, c1988.
- [68] Croston T., (2006) “Etude Expérimentale du Comportement d'une Poutre en Béton Arme en Flexion 3 Points Réparée par Matériaux Composites (approche probabiliste)”, Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Centre de Bordeaux.
- [69] Emmons, Peter H. 1993. *Concrete repair and maintenance illustrated*, 1th éd, Kingston, Mass. R. Snow Means, 295p
- [70] Fenwick R.C., Paulay T.Sr., (1968) “Mechanisms of shear resistance of concrete beams”, *J. of Structural Division*, ASCE 94 (10), pp.2325-2350.
- [71] Taylor H.P.J, 1974, ‘The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear’, In Proc. ACI-ASCE Shear symposium, Ottawa, ACI Detroit, SP42-03, vol. 42, 43–78.
- [72] Mestat Ph., Prat M. et al. 1997 « calcul des ouvrages généraux de construction » .Hermès publications, Paris.
- [73] Victor C. Li, Robert Ward, and Ali M. Hamza. Steel and Synthetic fibers as shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 5, September-October 1992. Ms No. 01_402.
- [74] M. Imam, L. Vandewalle, F. Mortelmans and D. Van Gemert. Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams. *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 9. pp. 738 747, 1997© 1997 Elsevier Science Ltd All rights reserved. Printed in Great Britain. 1997
- [75] L. Vandewalle. Cracking behaviour of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, Vol. 33, April 2000, pp 164-1701359-5997/00 _9 RILEM. 2000
- [76] Yoon-Keun Kwak, Marc O. Eberhard, Woo-Suk Kim and Jubum Kim. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-august 2002. Ms No. 01_402. 2002.
- [77] Gustavo J Parra-Montesinos 2006, *Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers, Evaluating an alternative to minimum transverse reinforcement*.

- [78] S.K. Madana , G. Rajesh Kumar. b and S.P. Singhc. Steel Fibers As Replacement of Web Reinforcement For RCC Deep Beams In Shear. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) VOL. 8, NO. 5 (2007). Pages 479-489
- [79] Hai H. Dinh, Gustavo J. Parra-Montesinos, and James K. Wight, Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement. ACI STRUCTURAL JOURNAL TECHNICAL PAPER, Title no. 107-S59. 2010
- [80] YOU Zhiguo, DING Yining, NIEDEREGGER Christoph. Replacing Stirrups of Self-Compacting Concrete Beams with Steel Fibers* Trans. Tianjin Univ. 2010, 16: 411-416 DOI 10.1007/s12209-010-1416-0. 2010
- [81] Yining Ding, Fasheng Zhang, Fernando Torgal, Yulin Zhang c, Shear behavior of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams Based on the modified compression field theory. Composite Structures 94 (2012) 2440–2449.
- [82] Youcef Fritih, Thierry Vidal, Anaclet Turatsinze, and Gérard Pons, Flexural and Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced SCC Beams. KSCE Journal of Civil Engineering (2013) 17(6):1383-1393. DOI: 10.1007/s12205-013-1115-1–1383–www.springer.com/12205. 2013
- [83] E.Cuenca, J.Echegaray-Oviedo, P.Serna, Influence of concrete matrix and type of fiber on the shear behavior of self-compacting fiber reinforced concrete beams. Composites Part B 75 (2015) 135 -147. 2015.
- [84] Ehsan Nikbakhta, Amin Al-Fakiha, Chieng Chew Huia, Lee Yuan Jakea, Mst. Sadia Mahzabinb, An experimental investigation on the shear and flexural behavior of steel reinforced HPSCC beams, Structures 19 (2019) 286–295. 2010.
- [85] <https://geneq.com/materials-testing/fr/produit/forney/ensemble-d-essais-j-ring-323>
- [86] Abdelkrim Laraba. Thèse de doctorat Université de Rennes 1, école doctorale sciences de la matière, soutenue à l'Université des Frères Mentouri de Constantine. Contribution à l'étude de la réparation et du renforcement des poutres endommagées en béton armé avec des matériaux composites. 2017
- [87] Löfgren, I. Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction- a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis. Ph.D. Thesis. Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, New Series no. 2378. Göteborg, Sweden, 2001, 243 pp
- [88] Mohammadi Y, Singh SP, Kaushik SK. Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state. Constr. Build. Mater. 2008; 22:956–965.
- [89] Ding Y, et al. Experimental investigation on the mechanical of the fibre reinforced high-performance concrete tunnel segment. Composite Structures 2011; 93(4):1284-1289.
- [90] Ding Y, Kusterle W. Comparative study of steel fibre-reinforced concrete and steel mesh-reinforced concrete at early ages in panel tests. Cement and Concrete Research 1999; 29(11): 1827–1834.
- [91] Reinforced Concrete - Mechanics and Design, J. MacGregor and J. Wight, 4th Edition, Prentice Hall.
- [92] EUROCODE 2
- [93] Code *fib* (MC 2010)

- [94] Lucie Vandewalle. Design method for steel fiber reinforced concrete proposed by RILEM TC 162-TDF. 2000.
- [95] Lameiras, Barros, & Azenha. (2015). Influence of casting condition on the anisotropy of the fracture properties of Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC). *Cement and Concrete Composites*, 59, 60-76.
- [96] William De Broucker, Étude Du Comportement En Flexion Et À L'effort Tranchant De Poutres Précontraintes En BRF. Mémoire Présenté En Vue De L'obtention Du Diplôme De Maîtrise Ès Sciences Appliquées, Département Des Génies Civil, Géologique Et Des Mines École Polytechnique De Montréal (Génie Civil). Août 2013
- [97] Al-Ta'an, S., & Al-Feel, J. (1990). Evaluation of shear strength of fibre reinforced concrete beams. *Cement & Concrete Composites*, 78-94.
- [98] Swamy, R., Jones, R., & Chiam, A. (1993). Influence of steel fibres on the shear resistance of lightweight concrete T-beams. *ACI Struct Journal*, 103-14.
- [99] Narayanan, R., & Darwish, I. (1987). Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 216-277.
- [100] Ashour, S., Hasanain, G., & Wafa, F. (1992). Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, 176-184.
- [101] Kwak, Y.-K., Eberhard, M. O., Kim, W.-S., & Kim, J. (2002). Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 530-538.
- [102] Sharma, A. (1986). Shear Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams. *ACI JOURNAL*, 624-628.
- [103] Khuntia, M., Stojadinovic, B., & Goel, S. (1999). Shear strength of normal and high strength fiber reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, 282-289.
- [104] Shin, S., Oh, J., & Ghosh, S. K. (1994). Shear Behavior of Laboratory-Sized High Strength Concrete Beams Reinforced with Bars and Steel Fibers. *Fiber Reinforced Concrete Developments and Innovations. ACI SP-142*, 181-200.
- [105] Sihem Chaib, Rachid Lassoued, Combined Effect of Low and High Rate of Corrugated Steel Fiber and Stirrups on Mechanical Performance of SFSCC Beams. *Aceh Int. J. Sci. Technol.*, 10 (1) 37-51 April 2021. doi: 10.13170/aijst.10.1.19723



Annexes

ANNEXE 1

1. Formulation et proportion des mélanges du BAP

Avec le temps, et le retour d'expérience, certaines plages se sont dessinées pour chaque constituant, facilitant un peu le travail du formulateur des BAP. Les gammes de valeurs généralement employées sont issues des recommandations provisoires de l'AFGC et présentées ci-dessous :

- ◆ Une quantité de pâte élevée (de l'ordre de 40% du volume total) ;
- ◆ Une quantité de fines élevée (de l'ordre de 500 kg/m³) ;
- ◆ Utilisation d'un super-plastifiant (à un dosage proche du dosage à saturation) ;
- ◆ Un faible volume de gravillons (rapport G/S de l'ordre de 1) ;
- ◆ Un diamètre maximal réduit ;
- ◆ Éventuellement utilisation d'un agent viscosant.

Lors de la présentation des principales caractéristiques des BAP à étudié, nous avons mis en évidence l'influence des différents constituants, et établit certains critères permettant d'obtenir les propriétés visées. Respectant aussi que la masse de ciment est supérieure ou égale au minimum requis par la norme du BPE (P18-305), soit en général de 300 à 350 kg/m³, soit :

- ◆ Ciment en 400kg/m³
- ◆ Filler calcaire égale à 80kg/m³ « un dosage de 20 % du poids du ciment »
- ◆ Eau/ciment (E/C) égale à 0.5
- ◆ Granulats/sable (G/S) égale à 1
- ◆ En prenant le volume du vide égal à 5 l/m³
- ◆ $G+S+E++C+FC+FS+A=1000(l)$
- ◆ Pour les fractions du gravier nous avons choisi d'utiliser 50% du gravier (3-8) et 50% du gravier (8-16)
- ◆ Pour le super-plastifiant nous avons pris un dosage de 1.6% du poids du ciment

2. Formulation des mélanges BAPF

La fabrication d'un béton de fibres ne consiste pas à mélanger une certaine quantité de fibres à un béton déjà existant. Comme pour tous les bétons modernes, il convient d'ajuster la formulation en fonction des objectifs de mise en œuvre et de résistance souhaités. La formulation d'un béton de fibres reste donc une démarche essentiellement expérimentale. [P.Casanova1995].L'introduction des fibres vient modifier le squelette granulaire, ainsi le rapport S/G doit être optimisé pour différents types de fibre et différents dosages, afin d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques tout en conservant une maniabilité acceptable. [kassimi 2008] a supposé qu'avec l'inclusion des fibres dans le mélange, le volume des GG devrait être réduit.

ANNEXE 2. Fiches techniques des matériaux utilisés

☛ Ciment



المجمع الصناعي لاسمنت الجزائر
المجمع الصناعي لاسمنت الجزائر
GRUPE INDUSTRIEL DES CIMENTS D'ALGERIE
SOCIÉTÉ DES CIMENTS DE TEBESSA
« S.C.T »

W Identification Fiscale : 090 412 200 210 630 - W Article d'inscription : 12 386 181 077 - W Registre de Commerce : 08 001 82 002 9873

Enreg : FTC 13-1/PRO 05
 Ref : 019/SccCQ/18
 Mois de Novembre 2018

FICHE TECHNIQUE

CIMENT PORTLAND COMPOSE

CEM II/A-M(P-L) 42,5 NA 442/2013

Conformément à la norme NA 442/2013

ANALYSES CHIMIQUES		
Éléments	Garanties NA 442	Indicatifs
SiO ₂ (NA 3942)		21,35
Al ₂ O ₃ (NA 3942)		4,48
Fe ₂ O ₃ (NA 3942)		4,70
CaO (NA 3942)		63,67
MgO (NA 3942)	≤ 5%	1,58
SO ₃ (NA 3942)	≤ 1,5%	1,95
Cl	≤ 0,10 %	0,002

ESSAIS PHYSIQUES			
		Garanties NA 442	Maximas
ρ ₂₀ (NA 231)			3,02
CSF (NA 231)			3895
Temps de Prise (NA 230)	Début	≥ 1h	2,13
	Fin		3,08
Expansion (NA 230)	A. Chaud	≤ 10 mm	1,14
	A. Froid		
Surface %	45p		13,40

ESSAIS MÉCANIQUES (NA 214)			
Resistances	Échelle en jours	Garanties NA 442	Maximas
Résistance à la traction (NA 214)	62 JOURS		5,8
	87 JOURS		4,5
	28 JOURS		7,1
Résistance à la compression (NA 214)	62 JOURS	≥ 18	17,8
	87 JOURS		28,4
	28 JOURS	≥ 40	43,5

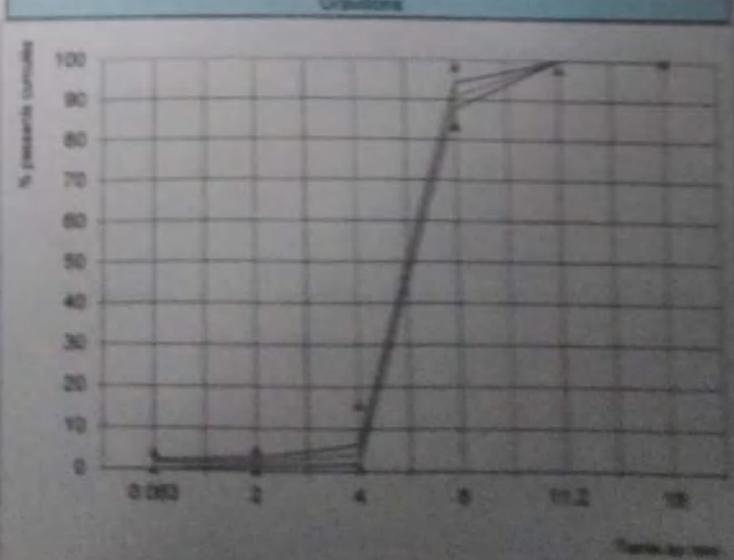
NA: Résistance 5p à 28 jours et la moyenne des résultats à 28 jours 2019



Société des Ciments de Tebessa
 Siège Social: 019/SccCQ/18 - Tél: 021 20 00 00 - Fax: 021 20 00 00
 www.sct.dz



Granulats

	Fiche Technique Produit	Période de validité de l'engagement Du: 01/01/2020 Au: 30/06/2020																																																																								
Producteur: Entreprise Nationale des Granulats (ENG) Site d'élaboration: El-khroub CONSTANTINE Adresse: BP n° 13 Tél: 021 95 41 14 Fax: 021 95 01 25 Nature pétrographique: Calcaire Elaboration: Concassage + criblage																																																																										
Partie Normative Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage Norme: NA 5043 : Article 10																																																																										
Produit :	Gravillon	Code :																																																																								
Classe granulaire :	4/8mm	A																																																																								
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>20</th> <th>1.40</th> <th>0</th> <th>4</th> <th>2</th> <th>0.063</th> <th>F1</th> <th>LA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>16</td> <td>11.2</td> <td>8</td> <td>4</td> <td>2</td> <td>0.063</td> <td>F1</td> <td>LA</td> </tr> <tr> <td>Viss + u</td> <td></td> <td>100.0</td> <td>20.0</td> <td>5.0</td> <td>4.5</td> <td>24.0</td> <td>27.0</td> </tr> <tr> <td>Viss</td> <td></td> <td>98.5</td> <td>15.9</td> <td>5.0</td> <td>4.0</td> <td>20</td> <td>30.0</td> </tr> <tr> <td>K1</td> <td></td> <td>91.0</td> <td>8.4</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vai</td> <td>100</td> <td>98</td> <td>83.5</td> <td>0.9</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Vai - u</td> <td></td> <td>97</td> <td>79</td> <td>0</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>sf</td> <td>0</td> <td>0.0</td> <td>2.60</td> <td>1.80</td> <td>0.8</td> <td>0.58</td> <td>1.50</td> </tr> <tr> <td>sf s / 3.3</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	20	1.40	0	4	2	0.063	F1	LA	16	11.2	8	4	2	0.063	F1	LA	Viss + u		100.0	20.0	5.0	4.5	24.0	27.0	Viss		98.5	15.9	5.0	4.0	20	30.0	K1		91.0	8.4					Vai	100	98	83.5	0.9				Vai - u		97	79	0				sf	0	0.0	2.60	1.80	0.8	0.58	1.50	sf s / 3.3								
20	1.40	0	4	2	0.063	F1	LA																																																																			
16	11.2	8	4	2	0.063	F1	LA																																																																			
Viss + u		100.0	20.0	5.0	4.5	24.0	27.0																																																																			
Viss		98.5	15.9	5.0	4.0	20	30.0																																																																			
K1		91.0	8.4																																																																							
Vai	100	98	83.5	0.9																																																																						
Vai - u		97	79	0																																																																						
sf	0	0.0	2.60	1.80	0.8	0.58	1.50																																																																			
sf s / 3.3																																																																										
Partie Informative Résultats de production Du: 01/01/2020 Au: 30/06/2020																																																																										
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>16</th> <th>11.2</th> <th>8</th> <th>4</th> <th>2</th> <th>0.063</th> <th>F1</th> <th>LA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Maximum</td> <td>100</td> <td>100.0</td> <td>98.0</td> <td>11.0</td> <td>4.0</td> <td>3.7</td> <td>18.5</td> <td>32.0</td> </tr> <tr> <td>Xf + 1.28sf</td> <td>100</td> <td>100.0</td> <td>94.3</td> <td>8.3</td> <td>3.0</td> <td>2.3</td> <td>13.9</td> <td>36.3</td> </tr> <tr> <td>Moyenne Xf</td> <td>100</td> <td>100.0</td> <td>91.0</td> <td>4.0</td> <td>2.0</td> <td>1.7</td> <td>12.0</td> <td>30.3</td> </tr> <tr> <td>Xf - 1.28sf</td> <td>100</td> <td>100.0</td> <td>87.8</td> <td>1.8</td> <td>0.0</td> <td>0.0</td> <td>10.1</td> <td>27.9</td> </tr> <tr> <td>Minimum</td> <td>100</td> <td>100.0</td> <td>85.0</td> <td>1.0</td> <td>1.0</td> <td>0.8</td> <td>8.0</td> <td>26.0</td> </tr> <tr> <td>Ecart-Type sf</td> <td>0</td> <td>0.0</td> <td>2.6</td> <td>1.8</td> <td>0.8</td> <td>0.6</td> <td>1.5</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>Nombre résultats</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> <td>77</td> </tr> </tbody> </table>		16	11.2	8	4	2	0.063	F1	LA	Maximum	100	100.0	98.0	11.0	4.0	3.7	18.5	32.0	Xf + 1.28sf	100	100.0	94.3	8.3	3.0	2.3	13.9	36.3	Moyenne Xf	100	100.0	91.0	4.0	2.0	1.7	12.0	30.3	Xf - 1.28sf	100	100.0	87.8	1.8	0.0	0.0	10.1	27.9	Minimum	100	100.0	85.0	1.0	1.0	0.8	8.0	26.0	Ecart-Type sf	0	0.0	2.6	1.8	0.8	0.6	1.5	0.9	Nombre résultats	77	77	77	77	77	77	77	77	
	16	11.2	8	4	2	0.063	F1	LA																																																																		
Maximum	100	100.0	98.0	11.0	4.0	3.7	18.5	32.0																																																																		
Xf + 1.28sf	100	100.0	94.3	8.3	3.0	2.3	13.9	36.3																																																																		
Moyenne Xf	100	100.0	91.0	4.0	2.0	1.7	12.0	30.3																																																																		
Xf - 1.28sf	100	100.0	87.8	1.8	0.0	0.0	10.1	27.9																																																																		
Minimum	100	100.0	85.0	1.0	1.0	0.8	8.0	26.0																																																																		
Ecart-Type sf	0	0.0	2.6	1.8	0.8	0.6	1.5	0.9																																																																		
Nombre résultats	77	77	77	77	77	77	77	77																																																																		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 30%;"> <p>— Moyenne</p> <p>— Fourne de fabrication</p> <p>A NA 5043 art 10</p> </div> <div style="width: 65%;"> <p style="text-align: center;">Gravillon</p>  </div> </div>																																																																										
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Essais complémentaires p₁₀ 2.84mm W₁₀ 0.47% Inégales profilées : max SA 0.473% Clésures 0.201% Raquettes d'angle : < 1% </div>																																																																										
Date: 01/07/2020 Révisé par le laboratoire central Responsable de la qualité: M. S. Bouhass																																																																										



Fiche Technique Produit

Période de validité de l'engagement
 Du 01/07/2020
 Au 31/12/2020

Producteur: Entreprise Nationale des Granulats
Site d'élaboration: El-khroub CONSTANTINE Adresse BP n° 13 Tél 031 95 41 14 Fax 031 95 01 25
Nature pétrographique: Calcaire
Élaboration: Concassage + criblage

Partie Normative
Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage
 Norme NA 5043 : Article 10

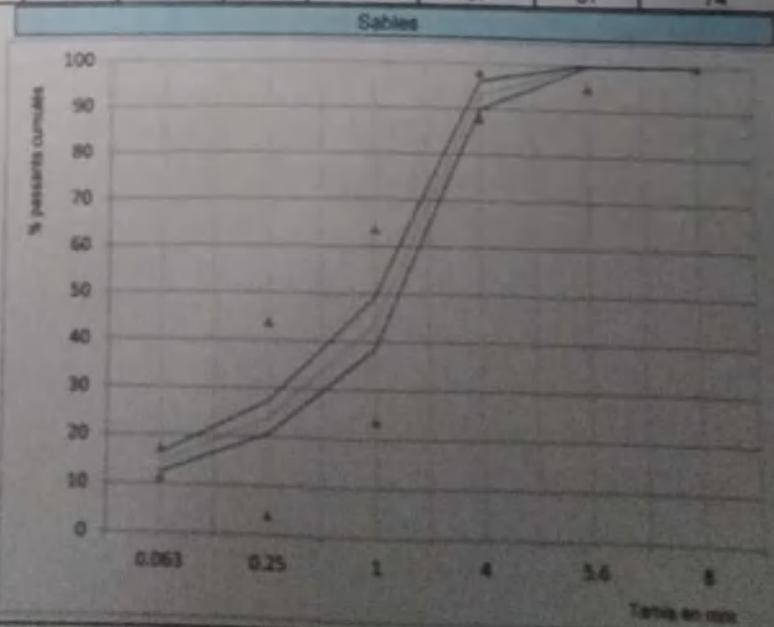
Produit: Sable Classe granulaire : 0/4mm	Code :		D	MF₂	F₂
	2D	1,4D	D	1	0,25
	8	5,6	4	1	0,25
V_{ss} + u			100,0	67,7	48,0
V_{ss}			99,0	63,7	44,0
X_f			93,0	43,7	24,0
V_{al}	100	95	88,0	23,7	4,0
V_{al} - u		94	86	19,7	0,0
sf		0,2	2,50	4,3	2,7
sf ≤ (V_{ss}-V_{al})/3,3					

Partie Informative
Résultats de production
 Du: 01/01/2020 Au: 30/06/2020

	8	5,6	4	1	0,25	0,063	FM	MB
Maximum	100,0	100,0	98,0	53,0	30,0	16,8	3,67	1,19
X_f + 1,25sf	100,0	100,3	96,1	49,4	27,4	16,4	3,45	0,89
Moyenne X_f	100,0	100,0	93,0	44,0	24,0	14,4	3,24	0,48
X_f - 1,25sf	100,0	99,8	89,9	38,6	20,6	12,4	3,03	0,27
Minimum	100,0	99,0	88,0	34,0	18,0	11,1	2,91	0,20
Ecart-type sf	0,0	0,2	2,5	4,3	2,7	1,6	0,17	0,17
Nombre résultats	67	67	67	67	67	67	67	74

— Moyenne
 — Fuseau de fabrication
 ▲ NA 5043 art.10

Essais complémentaires:
 p_d: 2,55Mg/m³
 W_p: 0,67%
 Impuretés prohibées: néant
 SA: 0,4736
 Châtures: 0,0018%



Date: 01/07/2020

Responsable de la qualité

Signature

Annexe 3.

1. Caractéristiques du béton

◆ Béton ordinaire 25 Mpa

Module d'élasticité : 30070 MPa

Coefficient de poisson : 0.2

Tensile strength (Ft) : 2.287 MPa

◆ Béton ordinaire 40 Mpa

Module d'élasticité : 36160 MPa

Coefficient de poisson : 0.2

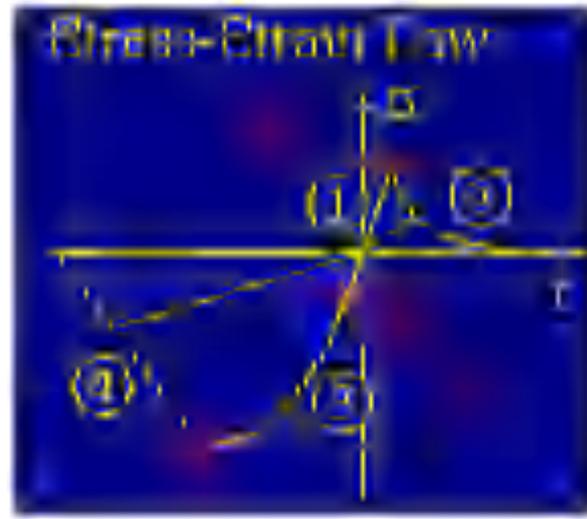
Tensile strength (Ft) : 3.128 MPa

◆ Béton ordinaire 42 Mpa

Module d'élasticité : 36790 MPa

Coefficient de poisson : 0.2

Tensile strength (Ft) : 3.232 MPa



2. Caractéristiques des aciers

◆ Acier HAΦ8 mm

Module d'élasticité : 210000 MPa

σ_y : 550 Mpa

σ_t : 578 Mpa

◆ Acier Φ 6 mm (Acier lisse)

Module d'élasticité : 210000 MPa

σ_y : 235 Mpa

σ_t : 410 Mpa

