

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET MINES

**UTILISATION DE BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES (BRF)
POUR LES GLISSIÈRES EN BÉTON POUR CHANTIER (GBC)**

PAR

JEAN-PHILIPPE CHARRON, ING. (119373), PH.D., PROFESSEUR TITULAIRE
CLÉLIA DESMETTRE, ING. JR. (5029643), PH.D., ASSOCIÉE DE RECHERCHE
CÉDRIC ANDROUËT, B.SC.A, TECHNICIEN EN GÉNIE CIVIL

RAPPORT ST15-06

JANVIER 2016

RAPPORT DE RECHERCHE ST15-06

**UTILISATION DE BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES (BRF)
POUR LES GLISSIÈRES EN BÉTON POUR CHANTIER (GBC)**

PRÉPARÉ À L'ATTENTION DE

PIERRE DESMARCHAIS, ING.

SERVICE DE LA GESTION DES PROJETS ROUTIERS
DIRECTION DU SOUTIEN AUX OPÉRATIONS
TRANSPORTS-QUÉBEC
880, CHEMIN SAINTE-FOY, SUITE 3.50
QUÉBEC (QUÉBEC) G1S 2L2

PAR

JEAN-PHILIPPE CHARRON, ING. (119373), PH.D., PROFESSEUR TITULAIRE
CLÉLIA DESMETTRE, ING. JR. (5029643), PH.D., ASSOCIÉE DE RECHERCHE
CÉDRIC ANDROUËT, B.SC.A, TECHNICIEN EN GÉNIE CIVIL

GRUPE DE RECHERCHE EN GÉNIE DES STRUCTURES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL
C.P. 6079, STATION CENTRE-VILLE
MONTRÉAL (QUÉBEC) H3C 3A7

MONTRÉAL, JANVIER 2016

Notes

La présente étude a été réalisée à la demande du ministère des Transports du Québec et a été financée par la Direction de l'environnement de la recherche.

Les opinions exprimées dans le présent rapport n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs et ne reflètent pas nécessairement les positions du ministère des Transports du Québec.

Collaborateurs du MTQ

Pierre Desmarchais, ing., MGP, Ministère des Transports

Tanja Baljic, ing., M.Sc.A., Ministère des Transports

Vanessa Durand, ing., M.Sc., Ministère des Transports

Nadia Pouliot, ing. Ph.D., Ministère des Transports

Luc Lapointe, ing., Ministère des Transports

Martine Freedman, Ph.D., Ministère des Transports

Soucieux de protéger l'environnement, le ministère des Transports du Québec favorise l'utilisation de papier fabriqué à partir de fibres recyclées pour la production de ses imprimés et encourage le téléchargement de cette publication.

Imprimé sur du papier Rolland Enviro100 contenant 100 % de fibres recyclées postconsommation, certifié Éco-Logo, procédé sans chlore, FSC recyclé et fabriqué à partir d'énergie biogaz.



© École Polytechnique de Montréal

ISBN à définir (imprimé)

ISBN à définir (PDF)

Dépôt légal – 2016

Bibliothèque et Archives nationales du Québec

Tous droits réservés. La reproduction de ce document par procédé mécanique ou électronique, y compris la microreproduction, et sa traduction, même partielles sont interdites sans l'autorisation écrite des Publications du Québec.

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIÈRES	I
LISTE DES TABLEAUX	III
LISTE DES FIGURES.....	IV
1 REMERCIEMENTS.....	1
2 SOMMAIRE	2
3 INTRODUCTION	3
3.1 Contexte du mandat.....	3
3.2 Portée du mandat et du rapport.....	3
3.3 Organisation du rapport.....	4
4 LES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES (BRF).....	5
4.1 Description générale des catégories de béton et de leur composition	5
4.2 Propriétés mécaniques sous chargements quasi-statiques	7
4.2.1 Résistance à la compression.....	7
4.2.2 Résistance à la traction.....	7
4.2.3 Résistance en flexion	9
4.2.4 Résistance en cisaillement.....	12
4.3 Propriétés mécaniques sous chargements dynamiques.....	16
4.3.1 Influence du taux de chargement sur les propriétés mécaniques	16
4.3.2 Influence des fibres sur le comportement dynamique (impact).....	20
4.4 Durabilité.....	23
4.5 Synthèse	26
5 MÉTHODOLOGIE.....	27
5.1 Programme expérimental	27
5.2 Formulation des bétons	29
5.3 Procédures d'essais	32
6 PHASE 1 – CARACTÉRISATION DES BÉTONS SOUS CHARGEMENTS QUASI-STATIQUES.....	36
6.1 Propriétés des bétons à l'état frais	36
6.2 Résistance à la compression.....	37
6.3 Résistance à la flexion	38
6.4 Résistance en cisaillement	44
6.5 Synthèse	49
6.5.1 Caractéristiques générales	49
6.5.2 Résistance en flexion	49

6.5.3	Résistance en cisaillement.....	50
6.5.4	Sélection des bétons pour la Phase 2 (solicitation pseudo-dynamique).....	50
7	PHASE 2 – CARACTÉRISATION DES BÉTONS SOUS CHARGEMENTS PSEUDO-DYNAMIQUES.....	53
7.1	Propriétés des bétons à l'état frais	53
7.2	Résistance à la compression.....	54
7.3	Résistance à la flexion	55
7.3.1	Comparaison des résultats de flexion quasi-statiques versus pseudo-dynamiques....	58
7.4	Résistance en cisaillement	61
7.4.1	Comparaison des résultats de cisaillement quasi-statiques versus pseudo-dynamiques .	63
7.5	Synthèse	66
7.5.1	Caractéristiques générales	66
7.5.2	Résistance en flexion	67
7.5.3	Résistance en cisaillement.....	68
8	ANALYSE ÉCONOMIQUE	69
8.1	Coûts des fibres étudiées	69
8.2	Coûts des bétons étudiés dans la Phase 2	69
8.3	Coûts des glissières avec les bétons étudiés dans la Phase 2	70
9	CONCLUSIONS.....	73
9.1	Phase 1 – Caractérisation des bétons sous chargements quasi-statiques.....	73
9.2	Phase 2 – Caractérisation des bétons sous chargements pseudo-dynamiques	73
9.3	Analyse économique	74
9.4	Recommandation	74
10	RÉFÉRENCES.....	76
	ANNEXE 1	81
	ANNEXE 2	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 – Caractéristiques des catégories de béton considérées	6
Tableau 2 – Augmentation de la résistance au cisaillement ultime (τ_{ult}) de BRF	15
Tableau 3 – Énergie d’impact (E_{imp}) BRF / (E_{imp}) BNF lors de la première fissure.....	21
Tableau 4 – Énergie d’impact (E_{imp}) BRF / (E_{imp}) BNF lors de la rupture.....	22
Tableau 5 – Types de bétons étudiés pour la Phase 1	27
Tableau 6 – Types de bétons étudiés pour la Phase 2	27
Tableau 7 – Détail des essais réalisés.....	28
Tableau 8 – Principales propriétés des fibres utilisées	30
Tableau 9 – Formulation des BO35 et BRF35 étudiés (Phase 1)	31
Tableau 10 – Formulation des BHP50 et BRF50 étudiés (Phase 1)	31
Tableau 11 - Formulation des BO35 et BRF35 étudiés (Phase 2).....	32
Tableau 12 – Propriétés à l’état frais des bétons étudiés (Phase 1)	36
Tableau 13 – Résistance en compression des bétons étudiés (Phase 1)	37
Tableau 14 – Résultats d’essais de flexion quasi-statiques (Phase 1), BO35 et BRF35.....	41
Tableau 15 – Résultats d’essais de flexion quasi-statiques (Phase 1), BHP50 et BRF50.....	41
Tableau 16 – Gain de module de rupture (condition quasi-statique, Phase 1)	42
Tableau 17 – Gain d’énergie de rupture pour une flèche de 1mm (condition quasi-statique, Phase 1)....	42
Tableau 18 – Gain de contrainte maximale en cisaillement quasi-statique (Phase 1)	47
Tableau 19 – Gain d’énergie de rupture en cisaillement quasi-statique pour un déplacement de 1 mm	48
Tableau 20 – Comparaison du coût des fibres ¹	51
Tableau 21 – Propriétés à l’état frais des bétons étudiés (Phase 2)	53
Tableau 22 – Résistance en compression des bétons étudiés (Phase 2)	54

Tableau 23 – Résultats d’essais de flexion pseudo-dynamiques, BO35 et BRF35 (Phase 2)	56
Tableau 24 – Gain de module de rupture, essais pseudo-dynamiques (Phase 2)	57
Tableau 25 – Gain d’énergie de rupture pour une flèche de 1mm, essais pseudo-dynamiques (Phase 2)	57
Tableau 26 – Comparaison module de rupture et énergie de rupture entre les sollicitations en flexion quasi-statique et pseudo-dynamique	59
Tableau 27 – Gain de contrainte maximale en cisaillement (τ_{max}) (Phase 2)	62
Tableau 28 – Gain d’énergie de rupture en déplacement pour un déplacement de 1 mm (Phase 2)	63
Tableau 29 – Comparaison module de rupture et énergie de rupture entre les sollicitations en cisaillement pseudo-dynamique et quasi-statique	65
Tableau 30 – Comparaison du coût des fibres ¹	69
Tableau 31 – Comparaison du coût (prix fournisseur) des bétons de la Phase 2	69
Tableau 32 – Comparaison du coût des glissières utilisant les trois bétons de la Phase 2	71
Tableau 33 – Gain de performances mécaniques des BRF35 de la Phase 2, par rapport au BO35	72

LISTE DES FIGURES

Figure 1 – Comportement en traction uniaxiale des bétons.....	8
Figure 2 – Patron de fissuration dans différents bétons pour une ouverture de fissure totale de 0.3 mm.....	8
Figure 3 – Essais de flexion pour bétons renforcés de fibres.....	9
Figure 4 – Courbes force-flèche de BRF en flexion	10
Figure 5 – Courbes force-flèche de poutres en flexion en béton armé (BA), BRF (BRF-F) et béton armé + BRF (BRF-RF) (BRF avec 1 % vol. de fibres d’acier à crochets de 35 (F35) et 60 mm (F60))	12
Figure 6 – Différents essais pour l’étude du comportement en cisaillement pur des bétons [29]	13
Figure 7 – Comportement en cisaillement pur des BRF [30]	13

Figure 8 – Courbes contrainte en cisaillement versus déplacement tangentiel pour différents f'_c et dosages de fibres d'acier ($L = 60$ mm et $L/d = 80$) [29]	14
Figure 9 – Courbes force en cisaillement versus le déplacement tangentiel pour un béton de 45 MPa ($E/C = 0.6$) pour différents types de fibres avec différents dosages [28].....	16
Figure 10 – Correspondance des taux de déformations avec des cas de chargement réels [33].....	17
Figure 11 – Influence du taux de chargement sur la résistance à la traction [34]	18
Figure 12 – Influence du taux de chargement sur la résistance à la compression [34]	18
Figure 13 – Comportement d'un béton renforcé de 3 % vol. de macro-fibres de polyéthylène, à différents taux de chargement [44]	20
Figure 14 – Fissuration des spécimens sans fibres ou avec fibres d'acier après impacts en compression (pour 0, 0.5 et 1 % vol. de fibres) [48]	23
Figure 15 – Comportement mécanique et de durabilité des tirants [73]	25
Figure 16 – Montage d'essai de compression.....	33
Figure 17 – Montage d'essai de flexion.....	34
Figure 18 – Montage d'essai de cisaillement	35
Figure 19 – Courbes typiques force-flèche des prismes en flexion quasi-statique (Phase 1).....	38
Figure 20 – Courbes moyennes force-flèche en flexion quasi-statique (Phase 1) (jusqu'à 25 mm).....	39
Figure 21 – Courbes moyennes force-flèche en flexion quasi-statique (Phase 1) (jusqu'à 2 mm – zoom de la Figure 20).....	39
Figure 22 – Comparaison des résultats du BRF35-0.5% en condition quasi-statique avec les résultats de Soustos et al. [21]	40
Figure 23 – Module de rupture (condition quasi-statique) en fonction du dosage en fibres.....	43
Figure 24 – Courbes typiques contrainte de cisaillement-déplacement quasi-statique des prismes (Phase 1).....	45
Figure 25 – Courbes moyennes contrainte de cisaillement-déplacement quasi-statique (Phase 1) jusqu'à un déplacement de 10 mm.....	45

Figure 26 – Courbes moyennes contrainte de cisaillement-déplacement quasi-statique (Phase 1) jusqu'à un déplacement de 1 mm.....	46
Figure 27 – Contrainte maximale en cisaillement quasi-statique (Phase 1) en fonction du dosage en fibres...	46
Figure 28 – Courbes moyennes force-flèche, essais de flexion pseudo-dynamiques (Phase 2).....	56
Figure 29 – Courbes force-flèche, BO35-0%, essais de flexion quasi-statiques et pseudo-dynamiques....	58
Figure 30 – Courbes force-flèche, BRF35-FS-0.5%, essais de flexion quasi-statiques et pseudo-dynamiques	59
Figure 31 – Courbes force-flèche, BRF35-FA-0.5%, essais de flexion quasi-statiques et pseudo-dynamiques	59
Figure 32 – Courbes moyennes contrainte de cisaillement-flèche, essais de cisaillement pseudo-dynamiques (Phase 2)	62
Figure 33 – Courbes contrainte de cisaillement-flèche, BO35-0%, essais de cisaillement quasi-statiques et pseudo-dynamiques	63
Figure 34 – Courbes contrainte de cisaillement-flèche, BRF35-FS-0.5%, essais de cisaillement quasi-statiques et pseudo-dynamiques	64
Figure 35 – Courbes contrainte de cisaillement-flèche, BRF35-FA-0.5%, essais de cisaillement quasi-statiques et pseudo-dynamiques	64
Figure 36 – Détail d'armatures a) pour les armatures conventionnelles utilisées dans les glissières de chantier et b) pour le treillis soudé (côtes en mm).....	83
Figure 37 – Section de treillis soudé utilisé pour l'essai de compatibilité du BRF35-FA-0.5% (zoom de l'encadré de la Figure 36b).....	84
Figure 38 – Surfaces du spécimen coulé (BRF35-FA-0.5% avec section de treillis soudé) après décoffrage .	84

1 REMERCIEMENTS

La réalisation de ce projet de recherche a été possible grâce à la participation de Marie Conan et Benoît Marleau pour le développement des formulations de bétons et la fabrication du montage de l'essai de cisaillement, de même que la contribution de Julien Doyon-Barbant, Nicolas Charette et Mouhamadou Saïdou Barry pour la caractérisation mécanique des bétons. Les auteurs de ce rapport désirent remercier ces collaborateurs de l'École Polytechnique pour leur travail.

Par ailleurs, les entreprises Bekaert et Euclid ont offert gratuitement les fibres utilisées dans ce projet de recherche, soit respectivement les fibres d'acier et les fibres synthétiques. Holcim a également offert gratuitement le ciment ainsi que les granulats entrant dans la composition des bétons. Enfin, les adjuvants utilisés dans l'ensemble des bétons ont été fournis gracieusement par Euclid. Les auteurs de ce rapport remercient ces entreprises pour leur contribution à la réalisation de ce projet de recherche.

La manutention répétée des glissières en béton de chantier du site d'entreposage aux chantiers ainsi que les impacts imposés par les véhicules et appareils de chantier provoquent souvent leur détérioration prématurée (fracture des coins de la glissière, épaufrures localisées).

Des macro-fibres synthétiques ou en acier, en quantités représentatives de bétons industriels (entre 0.5 et 1% vol.), ont été utilisées dans des bétons typiques de glissières de chantier de manière à réduire ces détériorations précoces et à augmenter par la même occasion la capacité de retenue des glissières préfabriquées de chantier et assurer la continuité du renforcement à l'intérieur de ces dernières.

En plus des essais de caractérisation à l'état frais et à l'état durci en compression, des essais de flexion et de cisaillement sous chargements quasi-statique et pseudo-dynamique ont été réalisés sur les bétons étudiés. Le programme expérimental a démontré le gain significatif de résistance et de ductilité apporté par les fibres lorsque les bétons sont soumis aux essais de flexion et de cisaillement.

Les bétons renforcés de fibres d'acier se sont nettement démarqués de ceux renforcés de fibres synthétiques en termes de résistance et d'énergie de rupture en condition de service, que ce soit sous chargement quasi-statique ou pseudo-dynamique. En condition quasi-statique, le béton avec 0.5 % vol. de fibres d'acier à crochets procure des résistances en flexion et cisaillement supérieures à celles apportées par un dosage de 1% vol. de fibres synthétiques. Sous sollicitation pseudo-dynamique, le béton avec 0.5 % vol. de fibres d'acier présente des augmentations de la résistance en flexion et de l'énergie de rupture en condition de service de 40 % et 320 % respectivement, et des augmentations de la résistance en cisaillement et de l'énergie de rupture en condition de service de 56 % et 102 % respectivement. Ces augmentations sont respectivement de 5 % et 98 % en flexion et de 26 % et 55 % en cisaillement pour le béton avec 0.5 % vol. de fibres synthétiques.

Sur la base des résultats des essais de flexion et de cisaillement et de considérations économiques et pratiques variant selon le type de fibres utilisées, il est recommandé d'utiliser un dosage de 0.5 % de fibres d'acier dans la glissière de chantier du ministère des Transports du Québec pour améliorer sa performance en service. Il est également suggéré de réaliser un projet pilote de fabrication de glissières de chantier en béton de type V-P avec 0.5 % vol. de fibres d'acier comprenant un suivi de performance dans le temps en comparaison aux glissières de chantier traditionnelles, de manière à confirmer les observations faites en laboratoire.

3 INTRODUCTION

3.1 CONTEXTE DU MANDAT

Le ministère des Transports du Québec (MTQ) a normalisé en 1999 la glissière en béton de chantier (GBC). Elle est utilisée sur l'ensemble du réseau dans le cadre de travaux routiers. La glissière en béton de chantier actuelle présente certaines déficiences en service. La manutention répétée des glissières du site d'entreposage aux chantiers et les charges de service (impacts) imposées par les véhicules et les appareils de chantier provoquent souvent la fracturation des coins de glissières et l'apparition d'épaufrures localisées.

Depuis les années 1980, des travaux de recherche ont mené au développement de bétons renforcés de fibres (BRF) de diverses gammes de résistance. En comparaison au béton ordinaire, les BRF présentent des résistances mécaniques équivalentes ou supérieures, une grande capacité de déformation et d'absorption d'énergie, et enfin une durabilité supérieure. Des BRF de diverses gammes de résistance ont été développés à l'École Polytechnique de Montréal au cours des dernières années avec différents fournisseurs locaux de matériaux (ciments, adjuvants, fibres). Ces BRF ont été utilisés avec succès pour la conception de pré-dalles, dalles et de parapets préfabriqués pour les ponts [1-3], de même que pour le renforcement de piles de pont [4].

Étant donné les performances mécaniques et la durabilité améliorées en service des BRF et le succès obtenu dans les applications structurales récentes, il est attendu que l'usage de ces matériaux dans les glissières en béton de chantier permette un renforcement efficace et un prolongement de leur durée de vie.

3.2 PORTÉE DU MANDAT ET DU RAPPORT

Le projet de recherche consiste à démontrer l'intérêt d'incorporer des fibres dans les bétons des glissières de chantier pour améliorer leur résistance mécanique (en particulier leur énergie de fissuration) et ainsi réduire les dommages observés en service.

Les objectifs spécifiques du projet sont résumés ci-dessous.

- 1) Développer des BRF avec les dosages en fibres représentatifs de bétons industriels (Phase 1);
- 2) Évaluer en laboratoire le comportement à l'état frais des BRF étudiés (Phase 1 et Phase 2);
- 3) Évaluer en laboratoire le comportement à l'état durci (compression, flexion, cisaillement) des BRF étudiés sous sollicitation quasi-statique (Phase 1);
- 4) Analyser le gain de résistance et d'énergie de fissuration des BRF par rapport au béton conventionnel sans fibre sous sollicitation quasi-statique (Phase 1);
- 5) Sélectionner les bétons les plus intéressants de la Phase 1 en fonction des résultats obtenus;

- 6) Évaluer et analyser leur comportement à l'état durci sous sollicitations (flexion, cisaillement) pseudo-dynamiques (Phase 2)
- 7) Évaluer le coût additionnel relié à l'incorporation de fibres dans les bétons.

La Phase 1 du projet avait fait l'objet d'un rapport préliminaire transmis au MTQ en février 2015. Ensuite, les auteurs du rapport ainsi que les collaborateurs du projet ont sélectionné conjointement les bétons à conserver pour la Phase 2 du projet.

Le présent document est un rapport final qui couvre l'ensemble des objectifs prévus au projet.

3.3 ORGANISATION DU RAPPORT

Ce rapport est composé de 9 chapitres. Le **Chapitre 1** remercie les différents intervenants qui ont permis de mener à bien ce projet. Le **Chapitre 2** présente un court résumé du projet et des principaux résultats obtenus. Le **Chapitre 3** introduit le contexte et les objectifs du projet de recherche. Le **Chapitre 4** présente une revue de la documentation sur la composition des BRF, leurs propriétés mécaniques sous sollicitations quasi-statique et dynamique ainsi que leur durabilité. Le **Chapitre 5** détaille la méthodologie de la recherche réalisée. Les **Chapitres 6 et 7** décrivent et analysent les résultats expérimentaux obtenus, respectivement lors de la Phase 1 (sollicitations quasi-statiques) et de la Phase 2 (sollicitations pseudo-dynamiques) du projet. Le **Chapitre 8** résume les conclusions du projet de recherche. Les références sont finalement regroupées au **Chapitre 9**.

4 LES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES (BRF)

Les bétons ordinaires (BO) ont un comportement fragile à la rupture et cette fragilité croît avec l'augmentation de la résistance en compression. Ceci peut être néfaste pour le comportement d'une structure, notamment sous l'effet de charges d'impact. De manière à contrer cet inconvénient, de nombreuses recherches ont été menées afin d'améliorer la ductilité des bétons en compression, traction, flexion et cisaillement par l'incorporation de fibres.

Le **Chapitre 4** décrit tout d'abord les principales gammes de bétons disponibles avec leurs caractéristiques de composition et leurs propriétés mécaniques générales. Ensuite une comparaison des propriétés mécaniques (sous sollicitations quasi-statique et dynamique) et de la durabilité des bétons renforcés de fibres et des bétons ordinaires est présentée pour illustrer les gains attendus par l'incorporation des fibres dans le béton des glissières de chantier.

4.1 DESCRIPTION GÉNÉRALE DES CATÉGORIES DE BÉTON ET DE LEUR COMPOSITION

Des bétons de compositions très variées peuvent être utilisés selon les applications visées. Les catégories de bétons décrites dans ce rapport sont des bétons d'usage courant pour des applications structurales. Les compositions ainsi que les propriétés mécaniques générales de ces gammes de bétons sont décrites au **Tableau 1**. Le nombre de catégories est limité de manière à simplifier la lecture de ce rapport. En effet, des gammes intermédiaires de bétons auraient pu être considérées, mais elles n'auraient pas apporté d'informations supplémentaires utiles au rapport.

BÉTON ORDINAIRE (BO)

Il s'agit d'un béton de composition traditionnelle et de rapport eau/liant (E/L) égal ou supérieur à 0.40, pouvant parfois contenir des ajouts minéraux. Il présente une matrice de densité moyenne et une résistance à la compression variant entre 20 et 40 MPa à 28 jours. Ce type de béton est généralement mis en place par vibration ou est autoplaçant.

BÉTON FIBRÉ ORDINAIRE (BFO)

Il s'agit d'un béton de composition traditionnelle et de rapport eau/liant (E/L) égal ou supérieur à 0.40, pouvant parfois contenir des ajouts minéraux et une quantité de fibres modérée. Il présente une matrice de compacité moyenne et une résistance à la compression variant entre 20 et 40 MPa à 28 jours. Ce type de béton est généralement mis en place par vibration ou est autoplaçant.

BÉTON À HAUTE PERFORMANCE (BHP)

Il s'agit d'un béton de composition traditionnelle et de rapport E/L variant entre 0.30 et 0.40, incorporant des ajouts minéraux. Il présente une matrice de compacité élevée et une résistance à la compression variant entre

50 et 90 MPa à 28 jours (la valeur minimale étant fixée selon les normes du MTQ [5, 6]). La norme A23.1 [7] indique qu'un béton à haute résistance doit avoir une résistance à la compression de 70 MPa à 90 jours (équivalent à 60 MPa à 28 jours). Ce type de béton est mis en place par vibration ou est autoplaçant.

BÉTON FIBRÉ À HAUTE PERFORMANCE (BFHP)

Il s'agit d'un béton de composition traditionnelle et de rapport E/L variant entre 0.30 et 0.40, incorporant des ajouts minéraux et une quantité de fibres modérée. Il présente une matrice de compacité élevée et une résistance à la compression variant entre 50 et 90 MPa à 28 jours. Ce type de béton est mis en place par vibration ou est autoplaçant.

BÉTON FIBRÉ À ULTRA HAUTE PERFORMANCE (BFUP)

Il s'agit d'un béton de composition granulaire très fine et de rapport E/L variant entre 0.15 et 0.25, incorporant des ajouts minéraux et une grande quantité de fibres. Il présente une matrice de compacité exceptionnellement élevée et une résistance à la compression variant entre 120 et 180 MPa à 28 jours. Ce type de béton est généralement autoplaçant.

Bien que cette catégorie de béton puisse être d'un grand intérêt, elle est associée à des applications très ciblées et ne sera pas utilisée dans le cadre de ce projet de recherche. Ce matériau est donc présenté ici à titre indicatif et ses propriétés mécaniques et de durabilité ne seront pas détaillées dans la suite du rapport. Des informations à ce sujet sont cependant disponibles dans [8].

Tableau 1 – Caractéristiques des catégories de béton considérées

Composition	BO	BFO *	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport Eau/Liant	≥ 0.40	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant (kg/m ³)	300-400	300-400	350-450	400-700	800-1000
Ajouts minéraux	Parfois	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	(0.25 à 1 %-vol.)	Non	(0.5 à 1.5 %-vol.)	(2 à 6 %-vol.)
Propriétés	BO	BFO *	BHP	BFHP *	BFUP
Compression - f'_c (MPa)	20 à 40	20 à 40	50 à 90	50 à 90	120 à 180
Traction - f'_t (MPa)	1.5 à 2.5	1.5 à 2.5	3.0 à 4.5	3.0 à 4.5	7 à 15
Module - E_c (GPa)	20 à 25	20 à 25	25 à 35	25 à 35	30 à 50

* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

Les ajouts minéraux les plus fréquemment utilisés au Québec pour remplacer une proportion de ciment, et permis par la norme CSA-A3000-08 [9], sont la fumée de silice, la cendre volante, le laitier de hauts fourneaux et le filler calcaire.

Les fibres incorporées au béton peuvent être d'origine naturelle, synthétique, métallique ou en verre et peuvent présenter des géométries variées. Les plus fréquemment utilisées sont en acier, polypropylène, nylon et polyester. Les fibres doivent être sélectionnées adéquatement selon la catégorie de béton utilisée. Plus la résistance à la compression du béton est faible, plus la fibre devra être longue et avoir un rapport de forme (longueur/diamètre de la fibre = L/d) important pour permettre un ancrage mécanique adéquat de la fibre dans la matrice de béton qui est dans ce cas moins compacte que pour un béton de plus haute performance. La valeur maximale du rapport de forme est toutefois généralement limitée par la maniabilité du mélange. Plus la résistance à la compression est élevée et donc le béton est compact, plus les fibres doivent alors être courtes et en plus grand pourcentage [10].

Dans le cadre de ce projet de recherche, des macro-fibres d'acier à crochets ainsi que des macro-fibres synthétiques faites d'un mélange de polyéthylène et polypropylène seront utilisées. Leurs propriétés seront présentées au **Chapitre 5**.

4.2 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES SOUS CHARGEMENTS QUASI-STATIQUES

Les résistances à la compression, à la traction et le module élastique à 28 jours (**Tableau 1**) sont reliés directement au rapport eau/liant des bétons. Une réduction de ce rapport conduit à des propriétés mécaniques supérieures [11].

4.2.1 Résistance à la compression

Le comportement en compression est relativement similaire pour l'ensemble des bétons et la résistance à la compression n'est pas modifiée de manière significative en présence de fibres [12]. Cependant, en l'absence de fibres, la rupture devient plus fragile avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton.

4.2.2 Résistance à la traction

Le comportement en traction des bétons varie quant à lui significativement en fonction de la présence et du dosage des fibres ainsi que du type de fibres. Les comportements en traction de BO et BHP, ainsi que de BFO et BFHP contenant 1 % vol. de macro-fibres d'acier sont illustrés à la **Figure 1**. Les courbes sont subdivisées en deux graphiques, l'un présentant le comportement pré-pic en déformation, l'autre le comportement post-pic en ouverture de fissure, qui apparaît après l'atteinte du pic de résistance. Le comportement pré-pic des BO, BFO, BHP et BFHP est très court (**Figure 1a**), avec peu de déformation, car très peu de microfissures se développent avant d'atteindre la résistance maximale. Une fois celle-ci atteinte, une macrofissure est créée dans les bétons et le comportement post-pic (**Figure 1b**) diffère selon qu'il y ait ou non présence de fibres. Les bétons ordinaire (BO) et à haute performance (BHP) ont un comportement très fragile (chute brutale de résistance après le pic de résistance). Ceci explique que l'apport structural en traction de ces bétons soit négligé dans un calcul de béton armé.

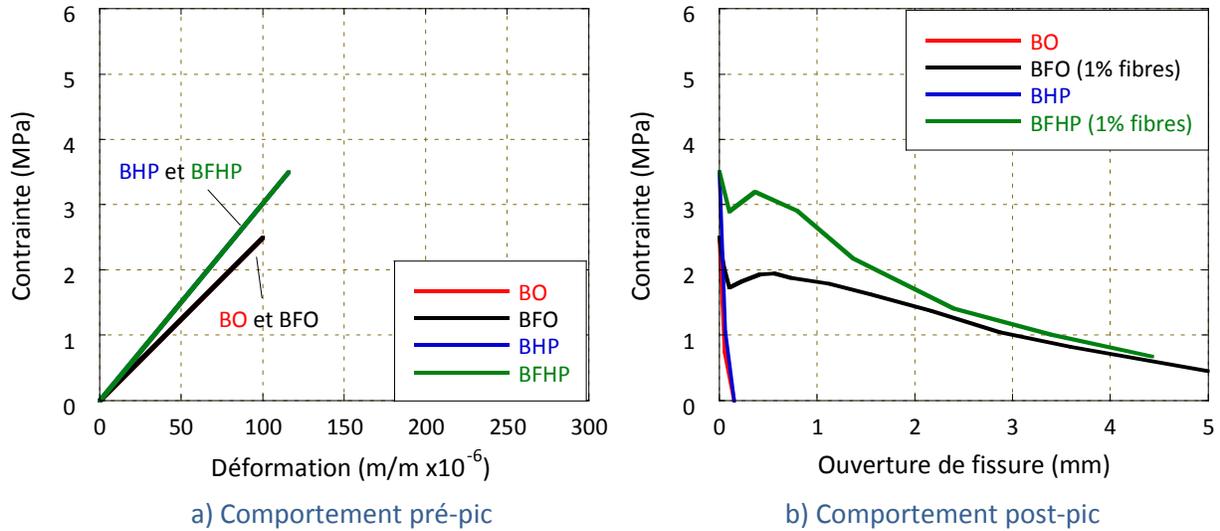


Figure 1 – Comportement en traction uniaxiale des bétons

Le béton fibré ordinaire (BFO) possède la même résistance en traction que le BO, de même le béton fibré à haute performance (BFHP) possède la même résistance en traction que le BHP. Cependant, la présence d'une quantité modérée de fibres dans les BFO et BFHP procure une ductilité intéressante par rapport aux BO et BHP, c'est-à-dire une résistance à la traction résiduelle malgré une ouverture de fissure de 0.1 à 0.2 mm en service, ou une ouverture de fissure supérieure sous un chargement plus important. Ceci est dû aux efforts de refermeture (pontage) qu'exercent les fibres sur la fissure et qui limitent sa propagation, puisque les fibres sont ancrées dans le béton sain de chaque côté de la fissure. Ainsi, pour une même ouverture de fissure, la contribution en traction post-fissuration du BFHP est nettement supérieure. En conséquence, pour un même niveau de chargement appliqué sur le BFHP, les macrofissures qui se développent sont plus fines. En condition de service, par exemple, des macrofissures dont l'ouverture est de l'ordre de 0.1 à 0.2 mm devraient apparaître dans les BFO et les BFHP en comparaison à des ouvertures de macrofissures de l'ordre de 0.3 à 0.4 mm dans les BO et BHP (Figure 2). Le comportement en traction des BFO et BFHP est dit adoucissant. Étant donné la contribution importante des bétons fibrés en termes de résistance à la traction, il est avantageux de la considérer lors de la conception.

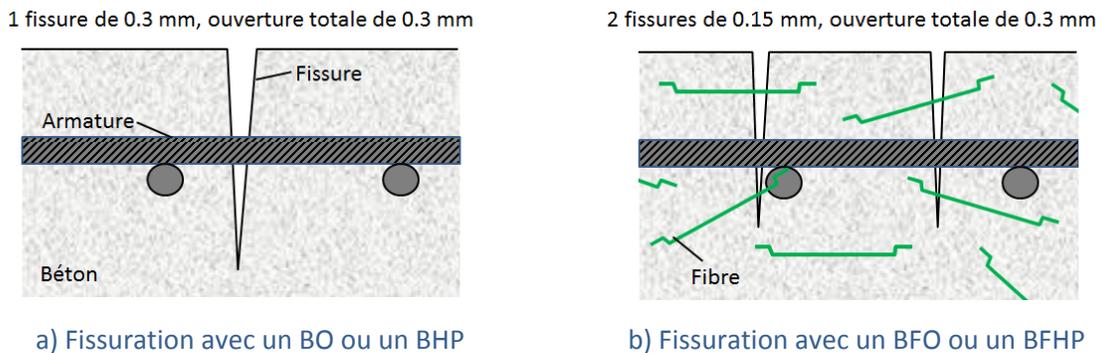


Figure 2 – Patron de fissuration dans différents bétons pour une ouverture de fissure totale de 0.3 mm

4.2.3 Résistance en flexion

Plusieurs essais normés existent pour évaluer le comportement en flexion des BRP [13, 14]. Les plus couramment utilisés sont des essais de flexion 3 points sur prismes, avec ou sans entaille au centre. Ils permettent de déterminer la résistance à la première fissuration, la résistance maximale en flexion ainsi que des indices de ductilité (qui correspondent à l'aire sous la courbe force-flèche à différentes valeurs de flèches). Ces essais sont notamment décrits dans la norme américaine ASTM C1018 [15], la norme japonaise JSCE-SF4 [16] et la norme européenne EN 14651 [17]. Il est également possible d'effectuer des essais de flexion sur dallettes circulaires pour les BRP selon la norme ASTM C1550 [18]. Les essais sur prismes entaillés de la norme européenne et sur dallette circulaire de la norme américaine sont illustrés à la **Figure 3**.

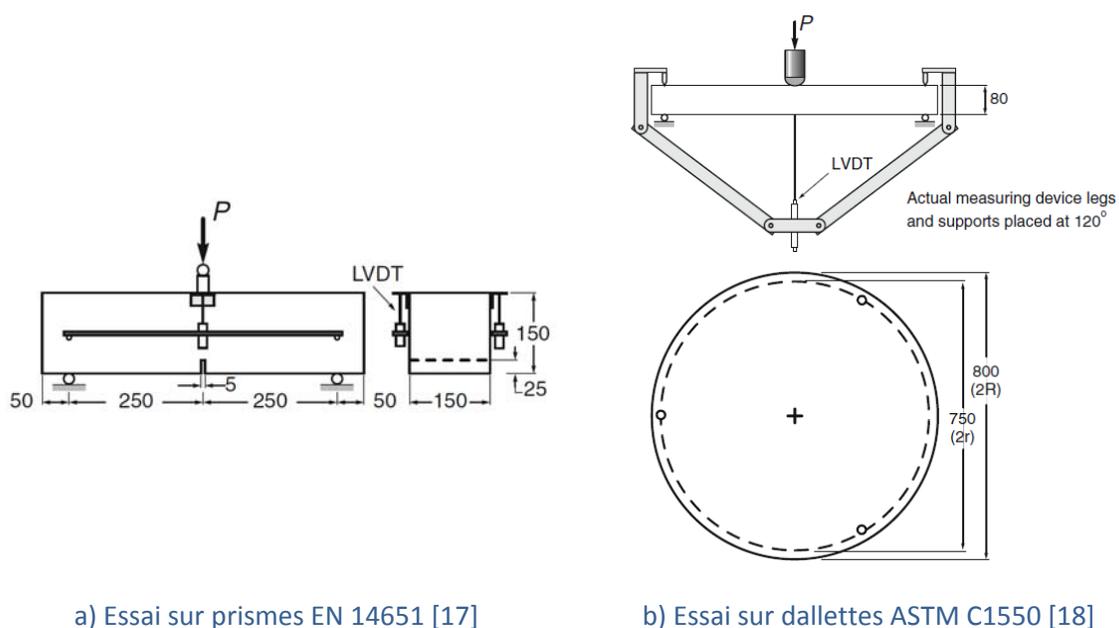
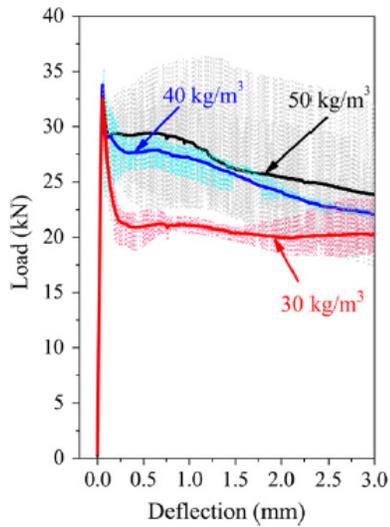


Figure 3 – Essais de flexion pour bétons renforcés de fibres

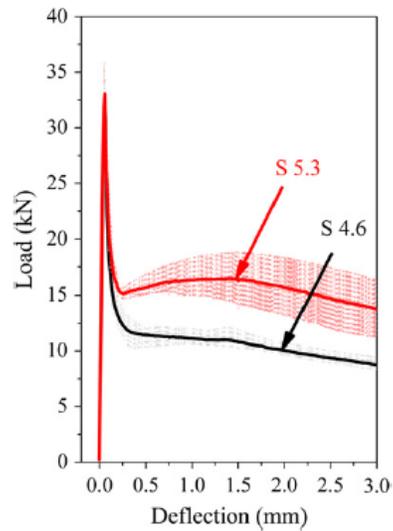
Des essais de flexion effectués selon ces normes sur des bétons renforcés de macrofibres d'acier ou synthétiques ont mis en avant le comportement des BRP en flexion. Tout d'abord, les fibres ne modifient pas de manière significative la résistance à la flexion correspondant à la formation de la première fissure [19-21], l'intérêt des fibres réside donc surtout dans l'amélioration de la résistance maximale et de la ductilité (du comportement post-pic en flexion).

Pour des dosages inférieurs à 0.5 % vol., le comportement en flexion des BRP avec fibres d'acier à crochets est dans la majorité des cas adoucissant avec une diminution continue de la charge après la formation de la première fissure (tel qu'observé par exemple pour un dosage de 0.4 % vol. (30 kg/m³) sur la **Figure 4a**). Avec un dosage modéré à élevé, les fibres d'acier permettent d'augmenter la résistance maximale en flexion atteinte après la formation de la première fissure. En effet, une phase écrouissante est souvent observée après une première chute de résistance dans le comportement en flexion des bétons renforcés

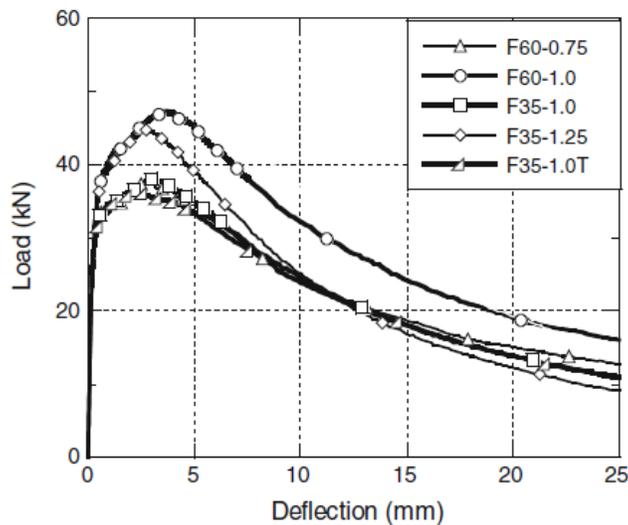
de fibres d'acier à crochets pour des dosages volumiques supérieurs à environ 0.5 à 0.6 % [10, 19-22]. Pour 40 et 50 kg/m³ (0.5 et 0.6 % vol.) de fibres d'acier à crochets de 60 mm, Soustos et al. [21] obtiennent un comportement écouissant pour une partie des spécimens testés (plages de variabilité bleue et grise sur la **Figure 4a**). Pour des dosages plus élevés de 0.75 à 1.25 % vol. de fibres à crochets de 35 et 60 mm, de Montagnac et al. [20] observent un comportement écouissant encore plus performant sans aucune chute de résistance (**Figure 4c**).



a) Pour 0.4, 0.5 et 0.6 % vol. fibres acier à crochets de 60 mm, selon JSCE-SF4 [21]



b) Pour 0.5 et 0.6 % vol. fibres synthétiques 40 mm, selon JSCE-SF4 [21]



c) Pour 0.75, 1 et 1.25 % vol. de fibres d'acier à crochets de 35 et 60 mm, selon ASTM C1550 [20]

Figure 4 – Courbes force-flèche de BRF en flexion

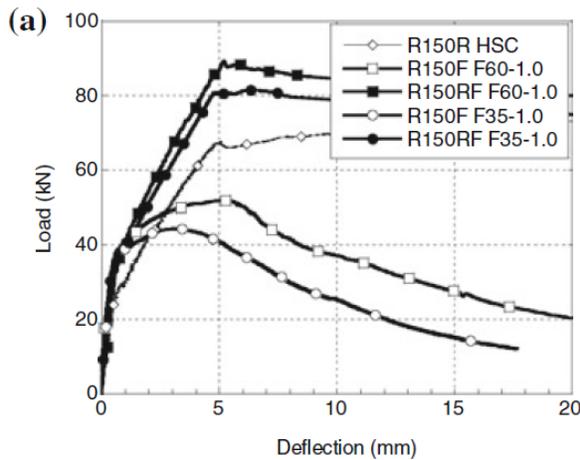
Ainsi, la charge maximale en flexion obtenue dans la phase écrouissante (charge correspondant au deuxième pic de charge) ainsi que la ductilité augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres [14, 19, 20]. L'augmentation de la résistance maximale en flexion entre un BRF au comportement écrouissant et un béton non fibré est plus grande que l'augmentation de résistance en traction ou en compression, avec des augmentations de 50 à 70 % enregistrées pour des essais de flexion trois points et des augmentations jusqu'à 150 % pour certaines configurations d'essais, pourcentages et types de fibres [12]. Parmi les types de fibres d'acier disponibles sur le marché (droites, ondulées, torsadées, à crochets), les fibres d'acier à crochets sont de loin les plus performantes avec leur bon ancrage dans la matrice de béton, notamment en termes de ductilité apportée au béton [14].

La charge maximale et la ductilité augmentent également avec l'augmentation du rapport de forme L/d et de la longueur des fibres (**Figure 4c**) [14, 20, 21]. Cette augmentation est plus ou moins marquée selon les fibres utilisées ainsi que leur dosage. Par exemple, cette différence est moins marquée avec les fibres d'acier à crochets qu'avec des fibres d'acier droites en raison de la différence de fonctionnement de l'ancrage de ces deux types de fibres dans la matrice de béton [14].

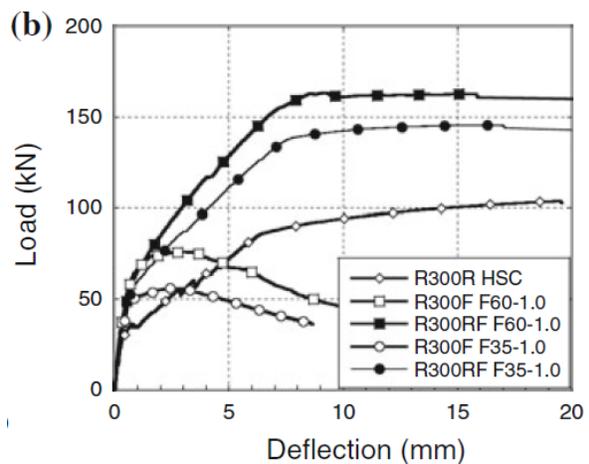
Il est également intéressant de noter que la ductilité est plus faible pour un BFHP que pour un BFO pour un même pourcentage de fibres d'acier à crochets [14]. Ce comportement un peu plus fragile des BFHP peut être contré par l'ajout d'une plus grande quantité de fibres.

Enfin l'amélioration de la ductilité est plus marquée avec des macrofibres d'acier à crochets qu'avec des macrofibres synthétiques (**Figure 4b** versus **Figure 4a**, pour un même béton et des fibres synthétiques de polyéthylène/polypropylène) [19, 21]. Par exemple, pour un dosage en fibres de 0.25 % vol., la ductilité est d'environ 7 et 3 fois supérieure à celle du béton non fibré, respectivement avec l'usage de fibres d'acier à crochets et de fibres synthétiques polyéthylène/polypropylène de 54 mm [19].

Logiquement, le bon comportement des BRF en flexion se reflète dans le comportement en flexion des éléments en béton armé incorporant des fibres. Ainsi, la résistance ultime en flexion et la ductilité (comportement post-fissuration) de poutres en béton armé augmentent avec l'augmentation du pourcentage de fibres et la flèche diminue pour une charge équivalente [23, 24]. La **Figure 5** illustre l'amélioration significative du comportement mécanique de poutres en béton armé incorporant ou non des fibres d'acier à crochets, notamment une hausse moyenne de 25 % et 48 % de la résistance maximale pour les poutres de 150 et de 300 mm respectivement. Le comportement des mêmes poutres renforcées uniquement par les fibres est également présenté.



a) Poutres de 150 mm de hauteur [24]



b) Poutres de 300 mm de hauteur [24]

Figure 5 – Courbes force-flèche de poutres en flexion en béton armé (BA), BRF (BRF-F) et béton armé + BRF (BRF-RF) (BRF avec 1 % vol. de fibres d’acier à crochets de 35 (F35) et 60 mm (F60))

4.2.4 Résistance en cisaillement

Les contraintes de cisaillement qui se développent dans un élément structural se décomposent en contraintes de traction et de compression. Étant donné l’effet significatif des fibres sur le comportement en traction des bétons, celles-ci apportent une amélioration significative du comportement en cisaillement des éléments structuraux.

Plusieurs essais existent pour évaluer le comportement en cisaillement pur des bétons : l’essai de cisaillement simple (Z-Type push off test), l’essai JSCE-SF6 de la société japonaise des ingénieurs civils (JSCE) [25] et celui de la fédération internationale pour le béton structural (fib, anciennement FIP) (Figure 6). Le premier essai (Z-type push off) a été largement utilisé pour effectuer des essais de cisaillement sur des bétons renforcés de fibres ou non. Cependant, certains chercheurs affirment que l’état des contraintes dans ce type d’essai est complexe dû à la présence d’armature et diffère d’un état de cisaillement pur [26]. C’est pourquoi l’essai JSCE-SF6 est maintenant davantage utilisé pour évaluer le comportement en cisaillement pur des BRF [26-28]. Néanmoins, l’utilisation de cet essai tel que décrit dans la norme a mené à de nombreux résultats invalides puisque le plan de rupture déviait de la région où sont concentrées les contraintes de cisaillement. Cet essai a donc été adapté par différents chercheurs de manière à avoir des résultats valides et pertinents en cisaillement pur. Une encoche de dimensions variables a notamment été ajoutée dans les plans où la fissuration en cisaillement est attendue [26, 28]. La rotation des extrémités des poutres a également été parfois empêchée par la fixation des extrémités [28]. Malgré ces modifications importantes apportées par les chercheurs au montage initial, l’essai normalisé de la JSCE n’a pas été modifié. L’essai de cisaillement de la FIP est utilisé moins fréquemment dans les travaux de recherche consultés.

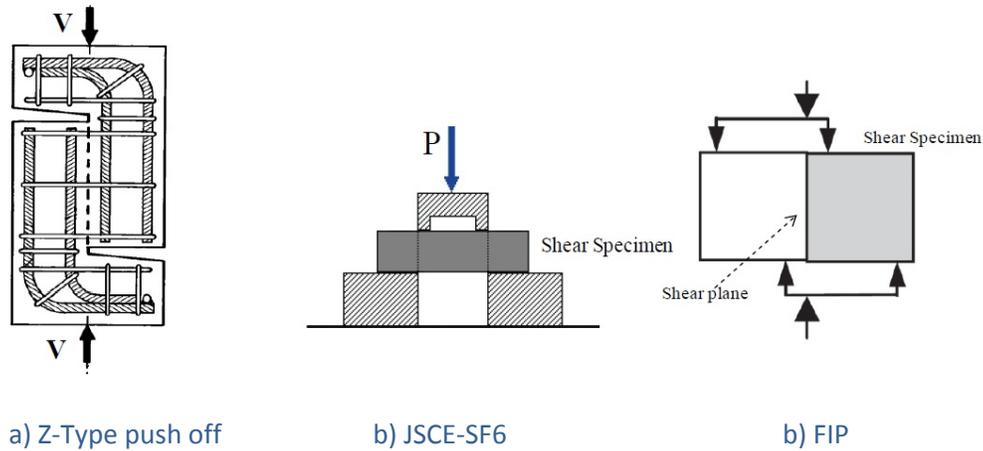
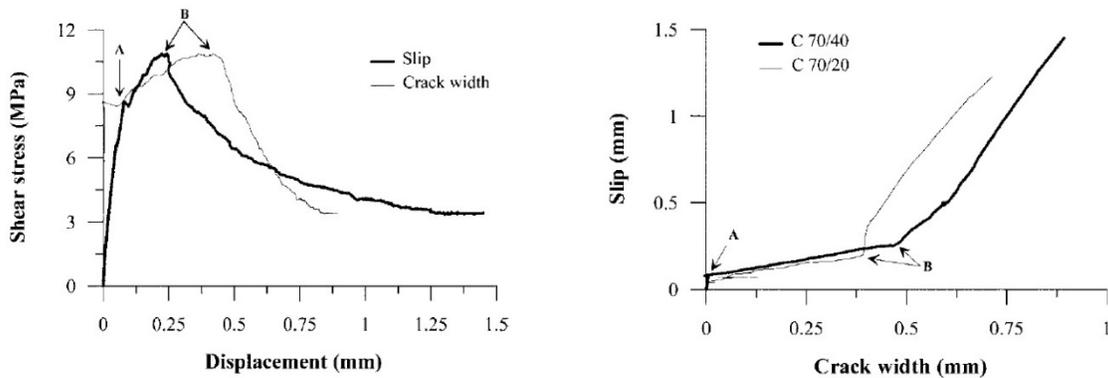
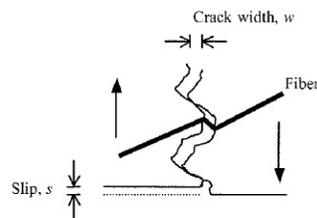


Figure 6 – Différents essais pour l'étude du comportement en cisaillement pur des bétons [29]

Le comportement typique d'une poutre en BRF soumise à un essai de cisaillement est illustré à la Figure 7. Sous des contraintes de cisaillement, la performance mécanique avant l'atteinte de la première fissure (point A sur la Figure 7a) est contrôlée par la matrice de béton. Une fois qu'une fissure est créée, elle s'ouvre principalement dans la direction normale à la fissure sous l'effet de contraintes de traction (entre point A et B sur la Figure 7a). Ensuite, à partir d'une certaine ouverture de fissure, le déplacement tangentiel de la fissure devient prédominant et évolue linéairement par rapport à l'ouverture de fissure (Figure 7b) [30].



a) Contrainte en cisaillement versus déplacement b) Déplacement tangentiel versus normal de la fissure



c) Déplacement le long d'un plan de fissuration en cisaillement

Figure 7 – Comportement en cisaillement pur des BRF [30]

Dans un béton non fibré, le contrôle de la fissuration en cisaillement se fait essentiellement par le frottement entre les deux surfaces de la fissure. L'augmentation de la résistance en cisaillement et de la ductilité post-fissuration observées dans un BRF s'explique par l'action supplémentaire et combinée de l'ancrage des fibres dans la matrice de béton et de l'effet de goujon de la fibre au droit de la fissure (Figure 7c).

Pour un béton de 35 MPa avec des faibles dosages de 0.25 % et 0.5 % vol. de fibres d'acier à crochets [29, 30] et pour un béton de 60 MPa avec 0.25 % vol. des mêmes fibres [29], les fibres n'augmentent pas la résistance en cisaillement après la formation de la première fissure (Figure 8). Ces pourcentages de fibres apportent cependant une plus grande ductilité au béton en comparaison au comportement fragile en cisaillement du béton non fibré. En effet, la contrainte de cisaillement diminue progressivement avec l'ouverture de fissure et l'augmentation du déplacement tangentiel. Pour des pourcentages de fibres supérieurs et/ou des bétons de plus haute performance, la résistance en cisaillement à la première fissure et la résistance maximale augmentent avec une hausse du pourcentage de fibres (Figure 8) [27-29, 31]. Cette augmentation en fonction du pourcentage de fibres est quasi linéaire [28]. Un résumé des augmentations de la résistance maximale en cisaillement (τ_{ult}) décrites dans la documentation est présenté au Tableau 2. Des augmentations de l'ordre de 30 à 60 % de τ_{ult} ont été obtenues avec 0.5 % vol. de fibres d'acier à crochets. Ces augmentations sont respectivement de 45 à 95 % avec 1 % vol. de ces fibres et peuvent aller à plus de 100 % d'augmentation pour des dosages en fibres supérieurs. La différence entre les pourcentages d'augmentations observés pour τ_{ult} au Tableau 2 pour des types et pourcentages de fibres similaires entre les références [27] et [28] peut s'expliquer par l'utilisation d'une matrice différente des bétons testés (f'_c différents, présence ou non d'ajouts, etc.) qui influence l'interaction fibre-matrice, combinés au mode de contrôle de l'essai (déplacement ou charge). La ductilité en cisaillement est également augmentée avec l'augmentation du pourcentage de fibres [26, 27]. L'augmentation de la résistance et de la ductilité en cisaillement est nettement plus importante pour les fibres d'acier que pour les fibres synthétiques, pour un même volume de fibres (Tableau 2 et Figure 9).

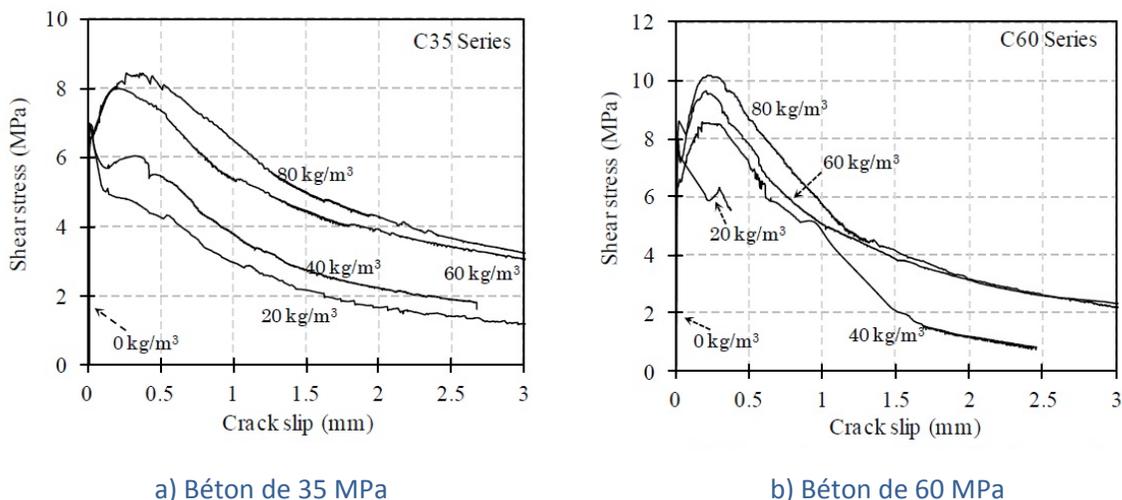


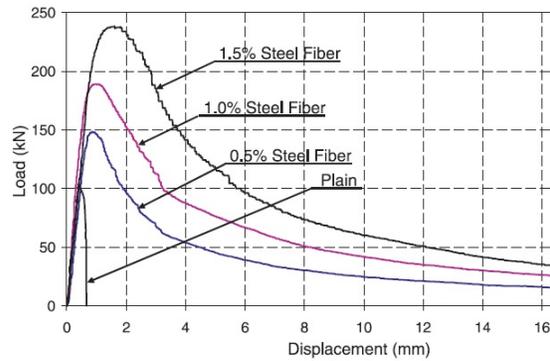
Figure 8 – Courbes contrainte en cisaillement versus déplacement tangentiel pour différents f'_c et dosages de fibres d'acier ($L = 60$ mm et $L/d = 80$) [29]

L'augmentation de la résistance à la compression (f'_c) améliore la contribution mécanique apportée par les fibres en cisaillement (**Figure 8**) [27, 31]. Par exemple, une augmentation de 105 % de la résistance en cisaillement a été obtenue pour un béton de f'_c de 72 MPa avec 1.5 % vol. de fibres d'acier à crochets par rapport au béton non fibré, en comparaison à une augmentation de 70 % pour le béton de 30 MPa avec le même type et pourcentage de fibres [31]. Une augmentation de la résistance en cisaillement de 120 % a été observée entre des bétons fibrés de 30 MPa et de 80 MPa avec un dosage identique de fibres [27]. Enfin, pour un même f'_c et un même pourcentage de fibres, la résistance en cisaillement et la ductilité sont supérieures avec un rapport de forme (L/d) des fibres plus élevé. Dépendamment des rapports de forme étudiés, cet effet est plus ou moins marqué [27, 31].

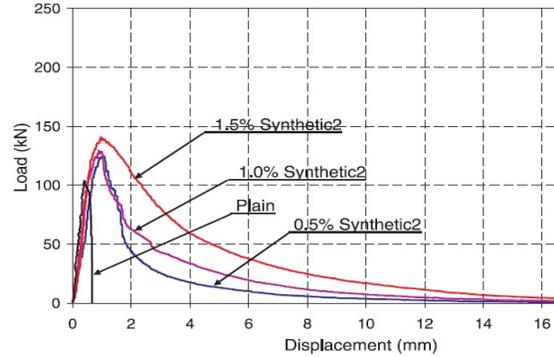
Tableau 2 – Augmentation de la résistance au cisaillement ultime (τ_{ult}) de BRF

Réf.	Essai réalisé	f'_c (MPa)	% vol. fibres	Type de fibres	% gain τ_{ult} *
[29]	FIP	35	1	Acier à crochets (L = 60 mm, L/d = 80)	84 %
			0.5	Acier à crochets	38 %
			1	(L = 60 mm, L/d = 80)	59 %
[27]	JSCE	30	0.5	Acier à crochets	39 %
			1	(L = 60 mm, L/d = 80)	47 %
		60	0.5	Acier à crochets	44 %
			1	(L = 60 mm, L/d = 80)	56 %
		30	0.5	Acier à crochets	31 %
			1	(L = 35 mm, L/d = 65)	46 %
[28]	JSCE	45	0.5	Acier à crochets	58 %
			1	(L = 60 mm, L/d = 80)	94 %
			1.5		140 %
			0.5	Synthétiques (polyéthylène- polypropylène) – STRUX 85/50	32 %
			1		35 %
			1.5	(L = 50 mm, L/d = 85)	46 %

* : Par rapport à un béton non fibré



a) Fibres en acier (L = 60 mm, L/d = 80)



b) Fibres synthétiques (polyéthylène-polypropylène) (L = 50 mm, L/d = 85)

Figure 9 – Courbes force en cisaillement versus le déplacement tangentiel pour un béton de 45 MPa (E/C = 0.6) pour différents types de fibres avec différents dosages [28]

Les éléments de structures soumis à un moment fléchissant subissent en même temps un effort tranchant associé à des contraintes de cisaillement. Les fissures dues à l'effort tranchant se caractérisent par des fissures diagonales qui se forment parfois en prolongement de fissures de flexion. La contribution positive des fibres sur le comportement en cisaillement pur des bétons se reflète également dans le comportement en cisaillement des poutres en béton armé. En effet, une relation quasi linéaire existe entre la résistance au cisaillement de poutres en béton armé incorporant des fibres versus la résistance en cisaillement du béton fibré jusqu'à un pourcentage seuil de fibres d'acier [28]. L'utilisation de fibres peut ainsi permettre d'éviter les ruptures en cisaillement non souhaitées et de forcer une rupture en flexion. Les fibres présentent également l'avantage d'être présentes dans tout le volume de béton contrairement aux barres d'armatures, elles permettent ainsi un meilleur contrôle de la fissuration. Ainsi de nombreuses études ont montré l'avantage d'utiliser des fibres en remplacement des étriers dans les structures en béton armé [10, 12, 32].

4.3 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES SOUS CHARGEMENTS DYNAMIQUES

4.3.1 Influence du taux de chargement sur les propriétés mécaniques

Le comportement mécanique des bétons dépend des taux de chargement appliqués. La **Figure 10** illustre la correspondance d'une large gamme de taux de déformation avec des cas de chargement réels rencontrés dans la pratique. Les essais quasi-statiques en flexion de cette étude ont été réalisés à un taux de déformation de $2.9 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ pour les bétons non fibrés (BNF) et les bétons avec fibres synthétiques (BRF-FS), et à un taux de déformation de $2.9 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ pour les bétons avec fibres d'acier (BRF-FA). Les essais quasi-statiques pour le BRF-FA ont été effectués un peu plus rapidement pour qu'il soit possible dans le cadre de ce projet de compléter 6 essais dans une même journée. Les essais dynamiques en flexion ont été réalisés à un taux de déformation 1700 fois plus rapide pour les BNF et BRF-FS et 170 fois plus rapide pour les BRF-FA, soit à un

taux de déformation de $4.9 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ pour ces trois types de bétons. La plage de taux de déformation étudiée dans cette étude est identifiée à l'aide d'une trame rouge sur la **Figure 10**.

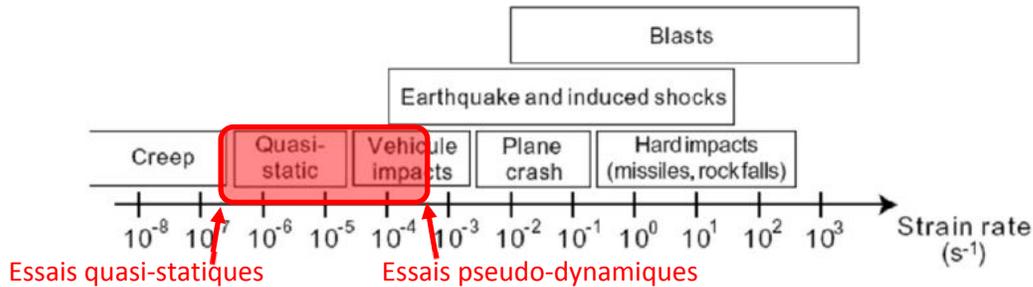


Figure 10 – Correspondance des taux de déformations avec des cas de chargement réels [33]

Plusieurs types d'essais/équipements peuvent être utilisés pour déterminer le comportement dynamique des bétons. Les principaux sont les machines hydrauliques, l'essai par masse tombante (« drop weight test ») et la barre d'Hopkinson (Split Hopkinson Pressure Bar, SHPB). L'utilisation d'une technique par rapport à une autre dépend, entre autres, du taux de déformation appliqué. Pour des taux inférieurs à 10 s^{-1} , les machines hydrauliques et l'essai par masse tombante sont utilisés, alors que la barre d'Hopkinson est utilisée pour des taux de déformation supérieurs [34].

L'influence du taux de chargement sur le comportement mécanique est plus important en traction qu'en compression [34, 35] avec des augmentations respectives de résistances jusqu'à 13 fois (pour des taux de 10^2 s^{-1}) et 3.5 fois (pour des taux de 10^3 s^{-1}), tel qu'illustré aux **Figure 11** et **Figure 12** [34]. Sur ces figures, le DIF (Dynamic Increase Factor) représente l'augmentation de la résistance par rapport à la résistance obtenue en condition quasi-statique. Que ce soit pour le comportement en compression ou en traction, l'évolution du DIF en fonction du taux de déformation comprend deux phases : une phase linéaire suivie d'une augmentation plus rapide à mesure que le taux de déformation augmente. La flexion étant une combinaison de traction et de compression, l'évolution du DIF en flexion se situe entre les évolutions observées en traction et en compression [36].

Pajak [34] conclut, en regroupant les résultats obtenus à différents taux de déformation pour différents types de bétons (dont des bétons fibrés), que le comportement dynamique des bétons (en termes d'évolution du DIF en fonction du taux de déformation) ne semble pas être modifié drastiquement selon le type de béton. L'inclusion de fibres en pourcentage inférieur à 2 % volumique ne semble pas affecter de manière notable la sensibilité du matériau au taux de chargement par rapport à un béton conventionnel [34]. Suaris et al. [36] observent également un comportement des bétons similaire qu'il y ait ou non présence de fibres.

La **Figure 11** indique, malgré une variabilité observée entre les différentes études regroupées par Pajak [34], que le DIF en traction augmente en moyenne d'environ 25 % lorsque le taux de déformation passe de $2.9 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$ à $4.9 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ (taux utilisés dans cette étude pour les BNF et BRF-FS) et d'environ 15 à 20 % lorsque le taux de déformation passe de $2.9 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ à $4.9 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ (taux utilisés dans cette étude pour les

BRF-FA). Pour des taux inférieurs à 10^{-1} s^{-1} , l'évolution du DIF avec l'augmentation du taux de déformation reste faible en comparaison aux évolutions enregistrées pour des taux de déformation supérieurs.

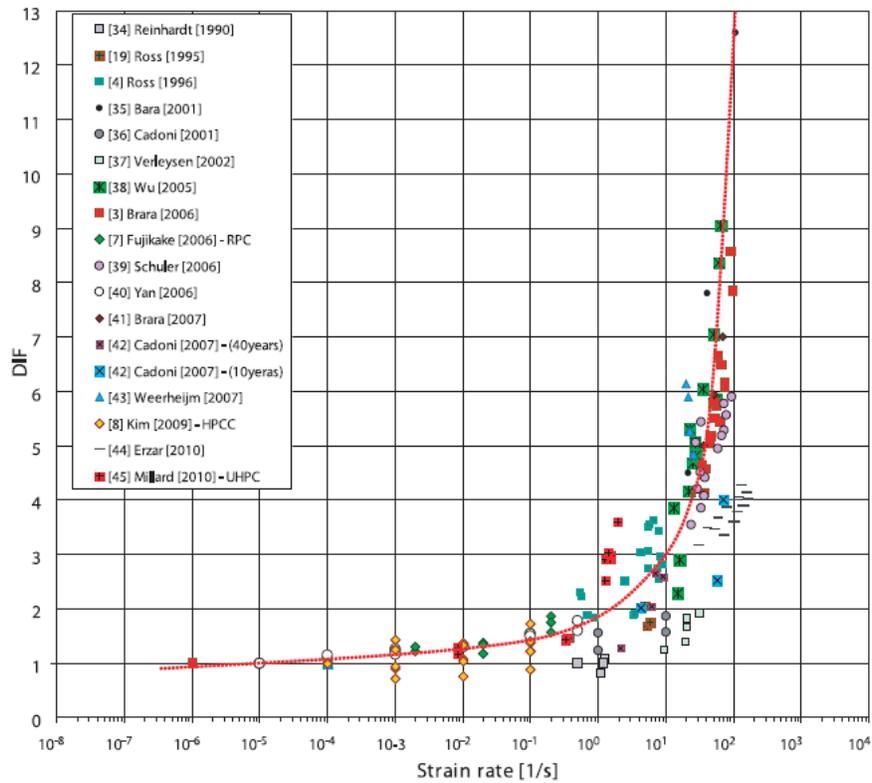


Figure 11 – Influence du taux de chargement sur la résistance à la traction [34]

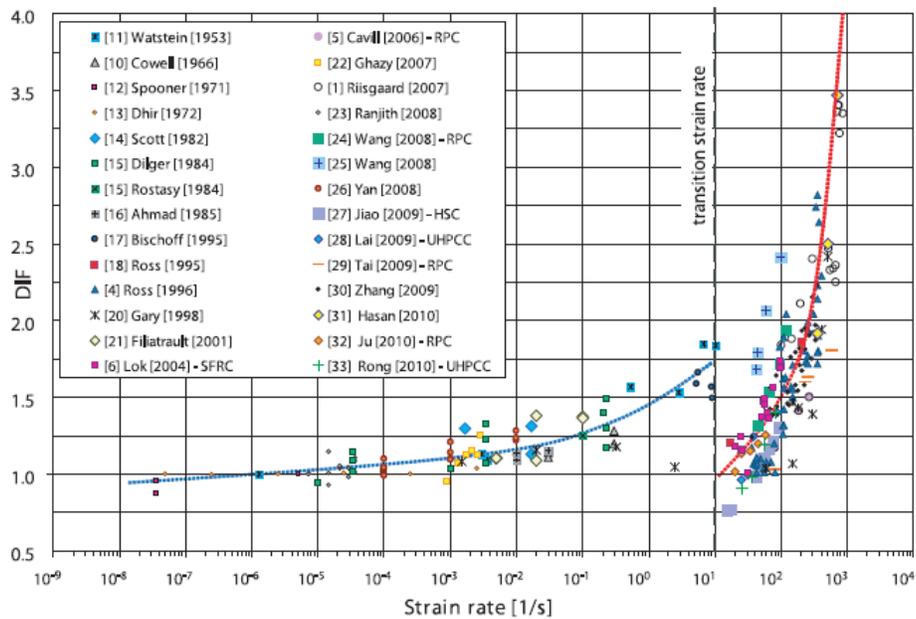


Figure 12 – Influence du taux de chargement sur la résistance à la compression [34]

Le même type de résultat a été obtenu par Zhang et al. [37] suite à la réalisation, à l'aide d'une presse hydraulique ou de l'essai par masse tombante, d'essais de flexion trois points sur des prismes entaillés de 150 mm x 150 mm x 700 mm (portée 500 mm) constitués de béton de rapport E/C de 0.29 et renforcés de 0.83 % vol. de fibres d'acier à crochets de 50 mm de long et de 0.75 mm de diamètre. Dans cette étude, le DIF augmente d'environ 12 % et la ductilité de 6 % lorsque la vitesse de chargement, contrôlée par l'augmentation de la flèche au centre, passe de 3.33×10^{-3} mm/s à 3.33 mm/s (ce qui correspond à des taux de déformation respectifs de $1.2 \times 10^{-5} \text{ s}^{-1}$ et 0.012 s^{-1}). Pour des taux de déplacement supérieurs de 8.85×10^2 mm/s à 2.66×10^3 mm/s, soit des taux de déformation respectifs de 3.19 et 9.59 s^{-1} , les augmentations du DIF et de l'énergie de fissuration sont plus significatives (augmentations respectives de 3.5 et 2.5 fois pour un taux de déplacement de 2.66×10^3 mm/s) [37]. Le même type de comportement est observé en flexion par Naaman et Gopalaratnam [38] avec une faible augmentation du module de rupture et de la ductilité pour des taux inférieurs à 10^{-2} s^{-1} et une augmentation plus marquée pour des taux supérieurs jusqu'à 1.2 s^{-1} .

Pour des vitesses de déformation comprises entre 4 et 53 s^{-1} , Kim et al. [39] enregistrent sur des BRF avec 0.75 ou 1.25 % vol. de fibres et un rapport E/C de 0.5 des augmentations de résistance en traction uniaxiale de 2 à 6 fois et des augmentations de ductilité de 1 à 5 fois par rapport aux essais quasi-statiques réalisés à un taux de déformation de $1.67 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$.

À mesure que le taux de déplacement ou de déformation augmente, la résistance en traction ou en flexion des bétons renforcés de fibres d'acier augmente. La déformation associée au premier pic de charge semble également augmenter dans plusieurs études, lorsque la rigidité initiale en flexion ou en traction ne semble pas tellement affectée par le taux de chargement [37, 38, 40-43]. Cette augmentation de déformation correspondant au premier pic n'est pas observée dans toutes les études du domaine puisque cette déformation est fortement liée à la sensibilité de la rigidité du matériau au taux de chargement, point sur lequel les recherches ne sont pas unanimes.

Le mode de fissuration des BRF diffère selon le taux de chargement puisque les prismes testés à des vitesses inférieures à 3.33 mm/s (soit un taux de déformation de 0.012 s^{-1}) dans l'étude de Zhang et al. [37] présentent généralement plus de branches de fissures en comparaison avec les prismes testés à plus hautes vitesses. La même constatation est faite par Naaman et Gopalaratnam [38].

Pour des taux de déformation compris entre 0.5×10^{-5} et 1.2 s^{-1} , des fibres ayant des facteurs de forme (longueur/diamètre ou L/d) compris entre 47 et 100 et des pourcentages volumiques de fibres d'acier entre 1 et 3 %, Naaman et Gopalaratnam [38] observent que plus le facteur de forme est élevé et/ou le pourcentage de fibres important, plus le module de rupture et la ductilité sont élevés, quel que soit le taux de déformation considéré. Ainsi le pourcentage de fibres et le facteur de forme L/d influencent les comportements mécaniques statique et dynamique de manière similaire. Naaman et Gopalaratnam [38] observent également une plus grande sensibilité au taux de chargement (plus grande augmentation des propriétés dynamiques en comparaison aux propriétés statiques) avec l'augmentation du pourcentage de fibres (surtout entre 2 et 3 % vol.), du facteur de forme et avec une matrice moins performante (E/C de 0.5 en comparaison au E/C de 0.4).

Kobayashi et al. [44] se sont intéressés à l'influence du taux de chargement sur des bétons renforcés de 2 à 4 % vol. de macro fibres (L = 40 mm) de polyéthylène à travers des essais de flexion trois points menés à des vitesses d'augmentation de la flèche au centre de 1 mm/min à 200 mm/min (soit des taux de déformation respectifs de 1.12×10^{-4} à 0.02 s^{-1}). Cette étude a permis de constater que la force correspondant au premier pic de charge augmente avec le taux de chargement, que la rigidité avant le deuxième pic de charge (s'il y en a un) ainsi que la force correspondante augmentent avec le taux de chargement, et que la diminution de charge en partie post-pic est plus marquée avec l'augmentation du taux de chargement (cf. **Figure 13** pour un béton avec 3 % vol. de fibres). Ils remarquent également que la déformation associée au deuxième pic de charge diminue avec l'augmentation du taux de chargement.

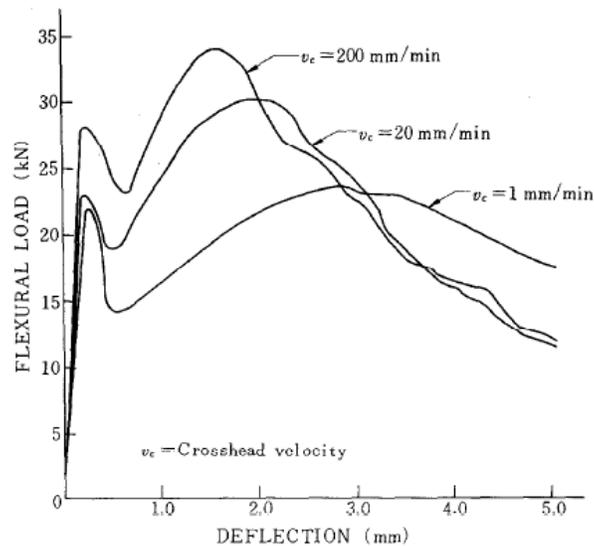


Figure 13 – Comportement d'un béton renforcé de 3 % vol. de macro-fibres de polyéthylène, à différents taux de chargement [44]

4.3.2 Influence des fibres sur le comportement dynamique (impact)

Alors que la **section 4.3.1** s'intéressait à l'influence du taux de chargement sur le comportement des BRF, cette section compare le comportement dynamique de BRF par rapport aux mêmes bétons non fibrés (BNF) soumis à un même essai d'impact (donc à un même taux de déformation) par masse tombante (« drop weight test ») [45-50]. Conformément au rapport du comité ACI 544 [13], cet essai consiste à lâcher un marteau de 4.54 kg d'une hauteur de 457 mm sur une balle d'acier de 63 mm de diamètre positionnée directement sur un spécimen cylindrique de béton (152 mm de diamètre x 63.5 mm de haut). Le poids du marteau, la hauteur de chute et la géométrie du spécimen varient cependant dans certaines études [51-53]. Cet essai peut également être adapté pour évaluer la résistance à l'impact de poutres en flexion [54, 55]. Le nombre d'impacts nécessaires avant d'atteindre un certain état d'endommagement (généralement la formation de la première fissure et la rupture) peut être déterminé de cet essai. Il est possible d'en déduire l'énergie de première fissuration ou de rupture du spécimen via les paramètres d'essais (masse, hauteur, etc.). Bien qu'une grande

variabilité des résultats ait été observée dans les études [46, 49, 51, 56], cet essai est intéressant pour comparer les matériaux entre eux avec un nombre suffisant de spécimens et comprendre la différence de comportement des BRF par rapport aux BNF.

Sous une charge d'impact, le béton non-fibré (BNF) présente une rupture fragile lorsqu'une première fissure se forme. Ainsi, le nombre d'impacts nécessaires à créer la première fissure est similaire au nombre d'impacts menant à la rupture. En raison de cette rupture fragile des BNF sous charge d'impact, plusieurs chercheurs se sont intéressés à introduire différents types de fibres dans le béton pour améliorer son comportement à l'impact. Même si des fibres moins couramment utilisées (aramide, carbone, nylon) semblent apporter une augmentation de la résistance à l'impact [12], la majorité de ces études portent sur des fibres en acier ou en polypropylène (PP).

Les gains d'énergie d'impact pour la première fissure et la rupture en compression obtenus dans des études utilisant des fibres d'acier à crochets ou des fibres PP (en comparaison aux mêmes bétons non fibrés) sont présentés respectivement aux **Tableau 3** et **Tableau 4**. La résistance à l'impact (en termes de première fissure et de rupture complète), que ce soit en compression ou en flexion, augmente à mesure que le pourcentage en fibres augmente, que ce soit avec l'utilisation de fibres d'acier ou de fibres en PP [12, 45, 47, 48, 51-54, 57]. Les fibres apportent également une amélioration de la résistance à l'impact en traction uniaxiale [58].

Tableau 3 – Énergie d'impact (E_{imp}) BRF / (E_{imp}) BNF lors de la première fissure

Réf	E/L	FS ¹	L/d	Fibres acier à crochets				Fibres polypropylène				
				0.5%	1%	1.5%	2%	L/d	0.2%	0.3%	0.5%	
[48]	0.46	-	60/0.75	7.7	9.8	-	-	-	-	-	-	
		X	60/0.75	1.6	3.4	-	-	-	-	-	-	
	0.36	X	60/0.75	11.4*	23.6*	-	-	-	-	-	-	
		-	60/0.75	2.7	6.3	-	-	-	-	-	-	
	[45]	0.46	-	60/0.75	7.9	10.1	-	-	10/0.022	1.4	2.1	4.7
		0.36	-	60/0.75	2.7	6.3	-	-	10/0.022	1.0	1.4	2.0
[52]	0.31	X	30/0.5	2	5.5	10	25.3	-	-	-	-	
	0.31	X	60/0.8	4.3	7.3	10.8	29	-	-	-	-	
	0.31	X	50/0.6	5.3	8.3	20.3	48.3	-	-	-	-	
[47]	0.61	-	40/1	2.8	3.9	14.3	-	-	-	-	-	
	0.4	-	40/1	6.6	8.3	18.4	-	-	-	-	-	
[49]	0.28	X	35/0.88	-	3.9	-	-	-	-	-	-	

¹ FS = fumée de silice

*Par rapport au béton de référence sans fumée de silice

L'inclusion de 0.5 % vol. de fibres d'acier à crochets dans le béton augmente l'énergie d'impact correspondant à la première fissure en compression d'environ 2 à 8 fois par rapport à un même béton non fibré (**Tableau 3**). Cette augmentation est d'environ 2 à 11 fois pour la rupture complète. Pour ce type de fibres, les gains d'énergie d'impact à la première fissure et à la rupture complète passent respectivement

de 3 à 10 fois et 4 à 14 fois avec 1 % de fibres, de 10 à 20 fois et de 4 à 34 fois avec 1.5 % de fibres, et de 25 à 49 fois et de 38 à 75 fois avec 2 % de fibres. Des améliorations du même ordre de grandeur ont été obtenues pour des essais d'impact en flexion sur poutres de béton de fibres d'acier ondulées avec une augmentation de l'énergie d'impact à la rupture de 20, 25 et 33 fois respectivement pour 1, 1.5 et 2 % vol. de fibres de 50 mm [54]. L'amélioration du comportement à l'impact (que ce soit en compression ou en flexion) semble plus marqué avec l'augmentation du facteur de forme L/d des fibres [52, 54] et les fibres à crochets semblent plus performantes que celles ondulées ou droites [50, 53]. La résistance à l'impact (force maximale) est d'autant plus grande que le rapport E/C diminue [45] et une combinaison de fibres d'acier et de fumée de silice augmente cette résistance [48].

Tableau 4 – Énergie d'impact (E_{imp}) BRF / (E_{imp}) BNF lors de la rupture

Réf.	E/L	FS ¹	Fibres acier à crochets				Fibres polypropylène				
			L/d	0.5%	1%	1.5%	2%	L/d	0.2%	0.3%	0.5%
[48]	0.46	-	60/0.75	9.9	12.1	-	-	-	-	-	-
		X	60/0.75	1.9	4.0	-	-	-	-	-	-
	0.36	X	60/0.75	12.1*	26.2*	-	-	-	-	-	-
		-	60/0.75	3.3	7.1	-	-	-	-	-	-
		X	60/0.75	2.1	5.1	-	-	-	-	-	-
	X	60/0.75	4.5*	10.9*	-	-	-	-	-	-	
[53]	0.42	-	50/1	2	3	3.8	-	-	-	-	
[45]	0.46	-	60/0.75	10.5	12.7	-	-	10/0.022	1.5	2.2	5.3
	0.36	-	60/0.75	3.3	7.1	-	-	10/0.022	1.1	1.6	2.3
[52]	0.31	X	30/0.5	3.6	9	15	38.4	-	-	-	-
		X	60/0.8	7.4	11.2	30.2	55.2	-	-	-	-
		X	50/0.6	9.6	13.6	34.4	74.6	-	-	-	-
[47]	0.61	-	40/1	3.7	7	20.3	-	-	-	-	
	0.4	-	40/1	10.4	11	25.6	-	-	-	-	
[49]	0.28	X	35/0.88	-	3.9	-	-	-	-	-	

¹ FS = fumée de silice

*Par rapport au béton de référence sans fumée de silice

Les fibres de polypropylène (PP) permettent également une bonne amélioration du comportement à l'impact des bétons [12, 50, 57, 59]. Par exemple, une augmentation de l'énergie d'impact à la rupture d'environ 10 fois a été obtenue pour un béton de rapport eau/liant de 0.4 avec 1 % vol. de fibres en PP de 19 mm [57]. Des améliorations de la résistance à l'impact (charge maximale) de 15 % en traction et de 40-50 % en flexion ont aussi été rapportées [12, 59].

Les fibres en PP semblent cependant généralement moins bien performer que les fibres d'acier [45, 60] qui procurent une plus grande ductilité (plus grande différence entre le nombre d'impacts menant à la rupture et celui causant la première fissure). Cette moins bonne performance est souvent associée au module d'élasticité et à la résistance en traction plus faibles des fibres en PP. Elle peut parfois également être due à l'utilisation de fibres PP plus courtes que celles en acier.

La présence de fibres modifie le mode de rupture du béton sous impact. Alors que le béton non fibré se casse en parties distinctes (comportement fragile) lorsqu'une première fissure se forme, le béton fibré est plus ductile, multifissuré et résiste à plus d'impacts avant de se rompre complètement (nombre d'impacts à la rupture supérieur au nombre d'impacts pour la première fissure) (Figure 14). La surface de rupture est également plus rugueuse en présence de fibres. Avec les fibres en PP, le mode de rupture prédominant est la rupture des fibres, que ce soit sous chargement statique ou dynamique (impact). Pour les fibres d'acier, le mode de rupture est le déchaussement des fibres sous chargement statique et une rupture possible des fibres lorsqu'il s'agit d'un essai dynamique [60].

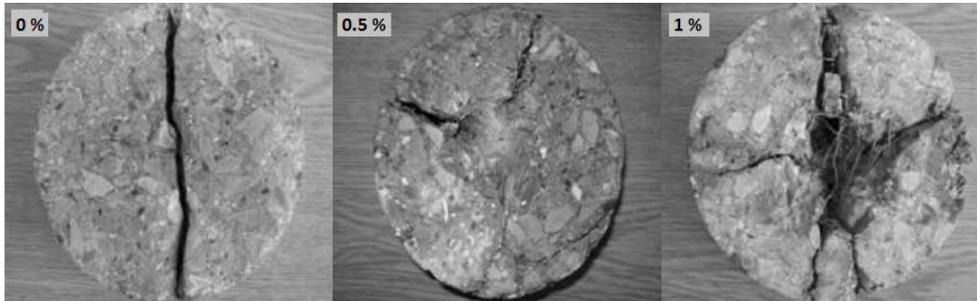


Figure 14 – Fissuration des spécimens sans fibres ou avec fibres d’acier après impacts en compression (pour 0, 0.5 et 1 % vol. de fibres) [48]

Chen et al. [51] ont étudié l’effet de la combinaison de barres d’armatures (espacées de 50 mm) et de béton fibré à de faibles dosages (fibres d’acier de 35 mm à des dosages de 0.26 et 0.45 % vol.) sur la résistance à l’impact en compression. L’énergie d’impact a été augmentée d’environ 1.4 et 23 fois avec l’ajout de l’armature dans le béton non fibré, respectivement pour la première fissure et pour la rupture. La combinaison armature/fibres montre un comportement synergique. Bien que le nombre d’impacts menant à la première fissure soit similaire pour le spécimen armé avec ou sans fibres, l’énergie d’impact à la rupture de la combinaison armature/fibre est supérieure de 113 % et de 63 % à celle de l’armature seule additionnée à celle du béton fibré seul, respectivement pour les dosages en fibres de 20 et 35 kg/m³.

4.4 DURABILITÉ

Les ouvrages en béton armé sont touchés par différents processus de dégradation (corrosion des armatures, attaques par les sulfates, action du gel-dégel, réaction alcalis-granulats, etc.). Ces dégradations sont liées à la pénétration d’eau, d’air et d’agents agressifs au sein du béton qui s’effectue principalement selon trois modes de transports, la perméabilité, la diffusion et l’absorption (ou capillarité).

Avant l’apparition de la fissuration, les agents agressifs pénètrent principalement par diffusion et absorption dans la porosité du béton. Cependant, la vaste majorité des éléments en béton armé exposés aux intempéries présentent de la fissuration au cours de leur durée de vie suite à des sollicitations

d'origines intrinsèque (retrait, fluage, etc.), mécanique ou environnementale. À l'état fissuré, le mode de transport prédominant devient la perméabilité. La durabilité d'une structure dépend donc à la fois des propriétés de transport du béton à l'état non fissuré et fissuré. Entre les fissures, le transport des agents (eau, gaz, ions) est donné par les propriétés du béton non fissuré, tandis qu'au niveau des fissures il est déterminé par les propriétés du béton fissuré.

En condition non fissurée, les propriétés de transport dans le béton sont étroitement liées à la quantité de pores contenue dans le matériau et surtout à leur interconnectivité. Ces deux paramètres sont liés, puisqu'il est plus difficile d'avoir un réseau poreux segmenté si la quantité de pores est importante [61]. Avec une matrice semblable, le BHP et BFHP devraient présenter les mêmes indicateurs de durabilité (diffusion, perméabilité à l'eau et à l'air, absorption). Ceux-ci sont de 3 à 10 fois plus faibles que pour un BO et un BFO [8] qui présente une porosité plus importante. Certains chercheurs ont cependant trouvé que l'initiation de la corrosion dans un béton sain pouvait être retardée avec l'utilisation de 0.1 et 0.3 % vol. de fibres de PP et de cellulose [62]. Ce résultat n'est cependant pas unanime [63].

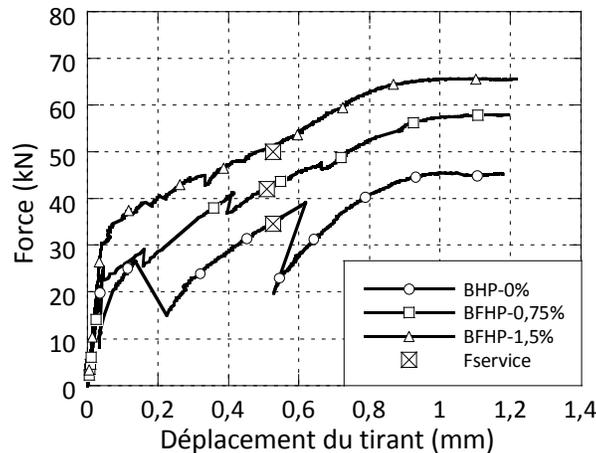
L'effet positif des fibres sur le gain de durabilité en condition fissurée est lui unanime [64]. Il faut s'intéresser à l'effet des fibres sur la perméabilité du béton fissuré pour comprendre le gain de durabilité que peuvent amener les fibres puisque les effets capillaires mesurés par l'absorption deviennent négligeables à proximité d'une fissure et que l'impact de la fissuration sur la diffusion reste limité [65]. En effet, pour une ouverture entre 0.03 et 0.08 mm, la diffusion des ions chlorure dans la fissure augmente de $2 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ à $1.2 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ [66]. Pour une ouverture supérieure, la diffusion reste quasi constante et égale à $1.4 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$, soit environ le coefficient de diffusion libre des ions chlorure en solution.

La perméabilité augmente de plusieurs ordres de grandeur en présence d'une fissure puisqu'elle est proportionnelle au cube de l'ouverture de fissure effective [65]. L'augmentation significative de la perméabilité à l'eau survient pour une ouverture de fissure minimale comprise entre 0.05 et 0.1 mm [67, 68].

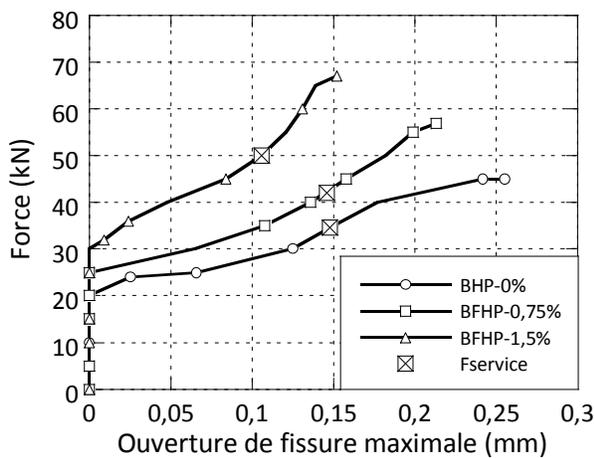
Les fibres influencent la manière dont se développe une fissure au sein du béton. Pour une même ouverture de fissure en surface, la fissure sera plus rugueuse et présentera fort possiblement plusieurs branches de fissures. En conséquence, la perméabilité d'une fissure de même ouverture en surface diminuera de 1 à 3 ordres de grandeurs par rapport au béton non fibré [69-71]. Ceci a pour effet d'augmenter l'ouverture de fissure critique à partir de laquelle a lieu une augmentation soudaine de la perméabilité [72].

De plus, tel que discuté à la [section 4.2](#), plus de fissures plus fines se développent dans le BFO en comparaison au BO, et dans le BFHP en comparaison au BHP, ce qui contribue à diminuer significativement la perméabilité. Des essais de perméabilité effectués sur des mortiers fibrés ou non, sollicités en traction uniaxiale, ont montré une nette diminution de la perméabilité en présence de fibres (de Polyvinyle alcool (PVA) et/ou d'acier), pour un même déplacement. Afin de démontrer l'impact de la fissuration et la contribution des bétons fibrés sur la perméabilité du béton armé, des tirants en BO, BHP et BFHP (de 0.75 à 1.5 % de macrofibres d'acier) ont été sollicités en traction uniaxiale et soumis simultanément à une mesure de perméabilité et des ouvertures de fissure ([Figure 15a](#)) [73, 74]. L'utilisation de 0.75 et 1.5 % vol. de macrofibres d'acier à crochets (BFHP) a permis de diminuer les ouvertures de fissure maximale à une force de service (force médiane entre la force de première fissuration et la force ultime) respectivement de 2 et

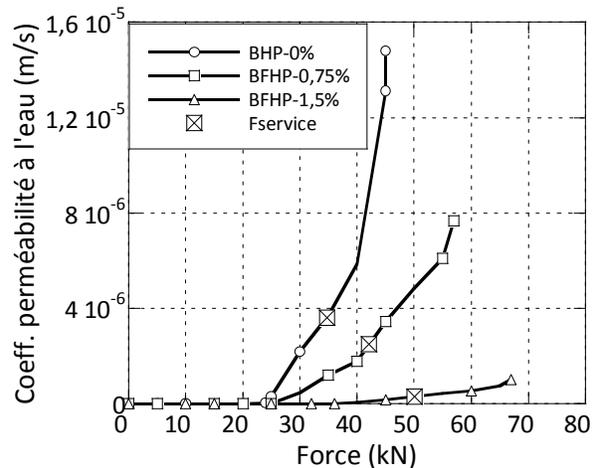
29 % (Figure 15b), et la perméabilité à l'eau de 31 et 92 % par rapport au BHP de référence (Figure 15b) [73]. Malgré la faible diminution de l'ouverture maximale dans le tirant BFHP avec 0.75 % vol. de fibres, leur contribution est bien présente avec une réduction de 19.4 % de l'ouverture de fissure moyenne en comparaison avec le BHP, ce qui se reflète dans les résultats de perméabilité. Les réductions mentionnées sont associées à une force de service qui est d'autant plus élevée que le dosage en fibres augmente. Ainsi, à chargement équivalent, les réductions d'ouvertures de fissures et de perméabilité apportées par les fibres sont plus importantes et l'amélioration de durabilité est encore plus significative.



a) Force en fonction du déplacement du tirant



a) Force en fonction de l'ouverture de fissure maximale



b) Perméabilité à l'eau en fonction de la force

Figure 15 – Comportement mécanique et de durabilité des tirants [73]

L'effet positif des fibres (synthétiques et métalliques) sur l'évolution de l'endommagement résultant du processus de corrosion (retard de la fissuration et du taux de corrosion, diminution de la perte d'acier) a

été mis en relief par des essais de corrosion sur poutres préalablement fissurées ou non [75-77]. Ce bon comportement des bétons renforcés de fibres vis-à-vis de la corrosion est là encore associé à la multifissuration plus fine du béton fibré, à la plus grande rugosité de ses fissures ainsi qu'à la résistance des fibres aux fissurations transversale et longitudinale (le long de la barre d'armature) résultant de la formation des produits expansifs de corrosion.

4.5 SYNTHÈSE

La compacité du béton, définie par le rapport eau/liant, et le dosage en fibres influencent de manière prépondérante les résistances et la capacité de déformation des différentes catégories de béton.

Le comportement en traction des bétons sous chargement statique, et par conséquent leur comportement en flexion et cisaillement, sont fortement influencés par la présence de fibres. Les fibres permettent un meilleur contrôle de la fissuration ainsi qu'un comportement post-fissuration ductile (en comparaison au comportement fragile des bétons non-fibrés). Les fibres fournissent ainsi un apport structural non négligeable qui permet une optimisation supplémentaire du dimensionnement d'un élément structural en comparaison à l'utilisation d'un béton ordinaire ou à haute performance non fibré.

La présence de fibres améliore également le comportement des bétons sous chargement dynamique. La résistance et l'énergie de rupture sous charge d'impact, que ce soit en compression, traction ou flexion, augmentent en présence de fibres. Celles-ci modifient également le mode de rupture du béton sous impact. Alors que le béton non-fibré se casse en parties distinctes (comportement fragile) lorsqu'une première fissure se forme, le béton fibré est plus ductile, multifissuré et résiste à plus d'impacts avant la rupture complète.

Globalement, pour un dosage équivalent en fibres, les fibres d'acier améliorent davantage la résistance maximale et la ductilité obtenues sous chargements quasi-statiques et dynamiques que les fibres synthétiques.

Aux avantages mécaniques amenés par les fibres s'ajoute leur apport positif sur la durabilité des bétons. Avant l'apparition de fissures, leur durabilité est équivalente à celle d'un même béton non fibré. Cependant, une fois le béton fissuré (que ce soit en raison de sollicitations mécaniques, intrinsèques ou environnementales), les fibres fournissent un gain de durabilité significatif par leur capacité à contrôler les fissures (fissures plus fines, plus rugueuses et possédant souvent plusieurs branches).

La revue de la documentation confirme donc le potentiel des bétons renforcés de fibres pour, d'une part, renforcer les glissières de chantier soumises à des impacts répétés sollicitant le béton principalement en flexion et en cisaillement, et d'autre part, prolonger la durabilité des glissières exposées aux conditions environnementales.

5.1 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Les bétons généralement utilisés pour la fabrication des produits de béton étudiés peuvent être de types IV, V, V-P et XIV-C [78]. Bien que le béton de type XIII ne soit pas désigné par les normes du MTQ pour la fabrication de la glissière de chantier, ce béton a été également considéré dans le choix de béton à l'étude parce qu'il est recommandé pour la réalisation des glissières d'ouvrages d'art [6]. Afin de n'utiliser qu'un seul type de gros agrégat pour l'ensemble des bétons étudiés dans le cadre de ce projet, et de manière à pouvoir avoir deux matrices bien différentes l'une de l'autre, les deux seules catégories de bétons sélectionnées pour ce projet sont des bétons de type V-P et de type XIII, dont les résistances en compression (f'_c) visées sont respectivement de 35 MPa et 50 MPa [5]. Cette sélection de béton a été faite conjointement avec l'équipe de collaborateurs du MTQ. Ces bétons ont été formulés avec un dosage volumique en fibres (acier ou synthétique) de 0, 0.5 et 1 %. Pour la Phase 1 d'essais comprenant l'étude des bétons sous chargement quasi-statique, 10 bétons ont été étudiés (Tableau 5). Pour la Phase 2 d'essais comprenant l'étude des bétons sous chargement pseudo-dynamique, 3 bétons ont été étudiés (Tableau 6). Les essais aux états frais et durci réalisés dans les deux phases d'essais sont présentés au Tableau 7.

Tableau 5 – Types de bétons étudiés pour la Phase 1

Béton	f'_c visé (MPa)	Type de fibres	Dosage en fibres (% vol)
BO35-0%	35	Aucune	0 %
BRF35-FS-0.5%	35	Synthétique	0.5 %
BRF35-FS-1%	35	Synthétique	1 %
BRF35-FA-0.5%	35	Acier	0.5 %
BRF35-FA-1%	35	Acier	1 %
BHP50-0%	50	Aucune	0 %
BRF50-FS-0.5%	50	Synthétique	0.5 %
BRF50-FS-1%	50	Synthétique	1 %
BRF50-FA-0.5%	50	Acier	0.5 %
BRF50-FA-1%	50	Acier	1 %

Tableau 6 – Types de bétons étudiés pour la Phase 2

Béton	f'_c visé (MPa)	Type de fibres	Dosage en fibres (% vol)
BO35-0%	35	Aucune	0 %
BRF35-FS-0.5%	35	Synthétique	0.5 %
BRF35-FA-0.5%	35	Acier	0.5 %

Tableau 7 – Détail des essais réalisés

Béton	Essais	Norme	Spécimens
État frais	Température	CSA A23.2-17C	N.A.
	Masse volumique	CSA A23.2-6C	N.A.
	Teneur en air	CSA A23.2-4C	N.A.
	Affaissement	CSA A23.2-5C	N.A.
État durci	Compression	CSA A23.2-9C	Cylindres (d=100 mm et h=200 mm)
	Flexion (4 points)	ASTM C1018	Prismes 150 mm x 150 mm x 600 mm
	Cisaillement	JSCE SF6 modifiée	Prismes 150 mm x 150 mm x 600 mm

Les essais de compression et de flexion des Phases 1 et 2, ainsi que les essais de cisaillement de la Phase 2 (solicitation pseudo-dynamique) ont été réalisés à l'échéance classique de 28 jours. En raison de quelques difficultés rencontrées lors du développement de l'essai de cisaillement quasi-statique lors de la Phase 1 du projet (cf. [section 5.3](#)), ces essais ont été réalisés à une échéance plus tardive (à 170 jours).

Il était prévu initialement que les valeurs de résistance en cisaillement mesurées durant la Phase 1 du projet seraient normalisées à une valeur à 28 jours en considérant l'évolution de la résistance à la compression entre 28 jours et l'échéance d'essais en cisaillement plus tardive. La correction de la résistance au cisaillement n'a finalement pas été réalisée. En effet, les essais sous sollicitation quasi-statique de cette étude ainsi que la lecture de la documentation indiquent que la résistance maximale et en particulier la ductilité des bétons varient différemment en fonction de la résistance à la compression des bétons. Un béton de plus haute résistance peut présenter une ductilité plus faible pour de grands déplacements (supérieurs à 1 mm par exemple), alors que cela ne sera pas nécessairement le cas pour un béton de moindre résistance. Une normalisation des résultats de cisaillement en fonction de la résistance à la compression à 28 jours serait donc fautive pour la Phase 1. Cependant, il importe de mentionner que les pourcentages d'augmentation de la résistance en cisaillement obtenue en condition pseudo-dynamique par rapport à la condition quasi-statique sont très élevés. Ces pourcentages seraient encore plus importants (bien que restant dans un même ordre de grandeur) par la normalisation à 28 jours des résistances et ductilités obtenues en cisaillement en Phase 1. Il a donc été considéré préférable de conserver les résultats bruts obtenus pour la résistance au cisaillement en Phase 1.

5.2 FORMULATION DES BÉTONS

Les constituants des bétons ont été sélectionnés de manière à rencontrer les exigences des bétons de types V-P et XIII selon la norme MTQ.

CONSTITUANTS

Les granulats (sable et pierre) et le ciment utilisés dans le mélange ont été fournis par Holcim.

Le sable utilisé est un sable de carrière de type SP selon la classification USCS [79, 80] et de type GF1 selon la CSA A23.1. Son fuseau granulométrique s'étend de 80 μm à 5 mm et son module de finesse est de 2.42.

Le gros granulat utilisé est une pierre calcaire concassée classée GP selon la classification USCS [79, 80] et se classe dans le groupe I selon la CSA A23.1. Sa masse volumique pilonnée à sec est de 1608 kg/m^3 et son fuseau granulométrique s'étend de 5 à 14 mm.

Le ciment utilisé est un ciment binaire de type GUb-SF. La masse de ce ciment est composée à 91 % de ciment de type GU, et à 9 % de fumée de silice. Sa résistance à la compression à 28 jours indiquée dans le certificat d'analyse est de 50 MPa.

Deux types d'adjuvants sont utilisés, soient des superplastifiants et un agent entraîneur d'air. Tous les adjuvants ont été fournis par Euclid Canada. Les superplastifiants utilisés sont le Plastol 6400 (SP₁) et le Plastol AMP-X² (SP₂), tous deux issus de la technologie des polycarboxylates. L'agent entraîneur d'air est le Airextra, composé d'une solution liquide d'acides gras sulfonés.

L'utilisation des fibres dans ce projet étant dédié à une application structurale pour des bétons de résistance à la compression et de rapport E/C intermédiaires (f'_c visé de 35 et 50 MPa et des E/C de 0.45 et 0.35), des macrofibres ont été sélectionnées car elles fournissent une performance plus adaptée que les microfibres pour l'application recherchée. Les principales macrofibres structurales qui existent sur le marché sont en acier ou synthétiques. Des macrofibres de ces deux familles (acier et synthétique) ont donc été utilisées dans le cadre de ce projet. Les fibres synthétiques sélectionnées ont été choisies en raison de leur disponibilité localement (Euclid Canada). En ce qui concerne les fibres d'acier, les fibres d'acier à crochets (Bekaert) ont été préférées à d'autres types de fibres en acier car elles ont prouvé leur performance accrue dans la littérature par rapport aux autres géométries de fibres en acier (droites, ondulées, etc.) (Section 4.2). Ces fibres ont également prouvé leur efficacité dans de nombreux projets de recherche menés à l'École Polytechnique de Montréal [1-3]. De manière à utiliser une fibre de géométrie adéquate par rapport aux résistances à la compression des bétons testés (section 4.1), deux types de fibres de longueurs et de rapports de forme (longueur/diamètre ou L/d) différents ont été sélectionnés pour chaque famille de fibres (Tableau 8). Les fibres de plus grands rapports de forme et longueurs (Dramix RC-80/60 et TUF-Strand SF 51 mm) ont été utilisées pour le béton de type V-P (f'_c visé de 35 MPa), alors que les autres fibres (Dramix RC-65/35 et TUF-Strand SF 38 mm) ont été utilisées pour le béton de type XIII (f'_c visé de 50 MPa). La densité relative des fibres d'acier est de 7.8, tandis que celle des fibres synthétiques

est de 0.92. Les fibres d'acier présentent un module d'élasticité nettement supérieur à celui des fibres synthétiques ainsi qu'une plus grande résistance à la traction (**Tableau 8**).

Tableau 8 – Principales propriétés des fibres utilisées

Type de fibres	Nom (compagnie)	Longueur	Rapport de forme (L/d)	Module d'élasticité	Résistance à la traction
Acier	Dramix RC-80/60 (Bekaert)	60 mm	80	210 GPa	1050 MPa
	Dramix RC-65/35 (Bekaert)	35 mm	64	210 GPa	1100 MPa
Synthétique (mélange de polypropylène et de polyéthylène)	TUF-STRAND SF (Euclid)	51 mm	74	9.5 GPa	600-650 MPa
	TUF-STRAND SF (Euclid)	38 mm	55	9.5 GPa	600-650 MPa

MÉTHODE DE FORMULATION DES BÉTONS

Le développement des formulations des bétons a été réalisé en prenant pour référence les bétons de types V-P et XIII du MTQ tel qu'explicité à la [section 5.1](#).

Dans un premier temps, une formulation de béton a été mise au point avec les matériaux utilisés localement pour chacun des deux bétons de référence (le BO35-0% correspondant au béton de type V-P, et le BHP50-0% correspondant au béton de type XIII). De manière à permettre l'introduction des dosages en fibres proposés dans le cadre de ce projet de manière adéquate, les dosages en pâte ont dû être optimisés par rapport aux formulations types des bétons de types V-P et XIII. Les dosages en ciment des formulations développées ont dû être augmentés par rapport à l'exigence minimale de la norme du MTQ [5]. L'introduction de fibres dans les bétons réduit leur maniabilité, cet effet peut être compensé initialement par une hausse du volume de pâte et donc du dosage en ciment. La seule augmentation du dosage en superplastifiant s'avère ne pas être suffisante pour obtenir un matériau à l'homogénéité satisfaisante.

Par ailleurs, l'ajout des fibres a nécessité deux autres ajustements. D'une part, le volume de gros granulats correspondant au volume de fibres ajoutées a été retranché à la formulation de référence [81]. D'autre part, les dosages en superplastifiants ont été ajustés de manière à garantir une maniabilité satisfaisante.

Enfin, l'agent entraîneur d'air (AEA) a été ajouté en toute fin de malaxage, pour des questions d'ordre technique relatives au malaxeur utilisé. Le dosage de l'agent entraîneur d'air a été adapté en fonction des bétons produits de manière à obtenir le pourcentage d'air recherché.

COMPOSITION DES BÉTONS

Les formulations des bétons testés dans le cadre de la Phase 1 (essais sous sollicitations quasi-statiques) de ce projet sont présentées au **Tableau 9** et au **Tableau 10** et les formulations des bétons testés dans le cadre de la Phase 2 (essais sous sollicitations pseudo-dynamiques) sont présentées au **Tableau 11**. Les bétons de la Phase 1 qui ont été sélectionnés pour la Phase 2 sont indiqués en trame grise dans le **Tableau 9**. La seule différence entre les formulations de la Phase 2 et celles des bétons correspondants de la Phase 1 est le dosage en superplastifiant (SP₁) qui a été légèrement augmenté dans le mélange BO35-0% entre les Phases 1 et 2, tel qu'indiqué en rouge dans les **Tableau 9** et **Tableau 11**. Cette modification a été faite suite aux résultats d'essais à l'état frais obtenus lors de la Phase 1, qui présentaient un affaissement un peu trop faible par rapport aux exigences pour le BO35-0%, tel que cela sera présenté à la **section 6.1**.

Tableau 9 – Formulation des BO35 et BRF35 étudiés (Phase 1)

Béton	BO35-0%	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FS-1%	BRF35-FA-0.5%	BRF35-FA-1%
Ciment GUb-SF (kg/m ³)	460	460	460	460	460
Eau (kg/m ³)	206	205	204	205	203
Sable (kg/m ³)	868	868	867	868	867
Gros granulat (kg/m ³)	789	775	761	775	761
Fibres (kg/m ³)	0	4.55	9.1	39	78
SP ₁ (litres/m ³)	1.15	2.3	3.68	1.4	2.6
SP ₂ (litres/m ³)	0	0	0	1.4	2.6
AEA (litres/m ³)	0.115	0.138	0.138	0.115	0.069
S/(S+G)	0.52	0.53	0.53	0.53	0.53
E/L	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

Tableau 10 – Formulation des BHP50 et BRF50 étudiés (Phase 1)

Béton	BHP50-0%	BRF50-FS-0.5%	BRF50-FS-1%	BRF50-FA-0.5%	BRF50-FA-1%
Ciment GUb-SF (kg/m ³)	500	500	500	500	500
Eau (kg/m ³)	172	168	168	168	170
Sable (kg/m ³)	893	892	891	892	893
Gros granulat (kg/m ³)	812	797	784	798	785
Fibres (kg/m ³)	0	4.55	9.1	39	78
SP ₁ (litres/m ³)	3	5.4	6.0	4.5	4.6
SP ₂ (litres/m ³)	1.5	3.9	3.9	3.9	3.55
AEA (litres/m ³)	0.125	0.125	0.125	0.3	0.59
S/(S+G)	0.52	0.53	0.53	0.53	0.53
E/L	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35

Tableau 11 - Formulation des BO35 et BRF35 étudiés (Phase 2)

Béton	BO35-0%	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FA-0.5%
Ciment GUbSF (kg/m ³)	460	460	460
Eau (kg/m ³)	206	205	205
Sable (kg/m ³)	868	868	868
Gros granulat (kg/m ³)	789	775	775
Fibres (kg/m ³)	0	4.55	39
SP ₁ (litres/m ³)	1.3	2.3	1.4
SP ₂ (litres/m ³)	0	0	1.4
AEA (litres/m ³)	0.115	0.138	0.115
S/(S+G)	0.52	0.53	0.53
E/L	0.45	0.45	0.45

FABRICATION DES SPÉCIMENS

Le malaxage des BRF a été réalisé avec un malaxeur planétaire incliné de type Eirich R09T. Il importe de mentionner que les BRF devraient pouvoir être produits avec d'autres types de malaxeurs (planétaire horizontal, vertical, etc.) sans modification significative de leur composition.

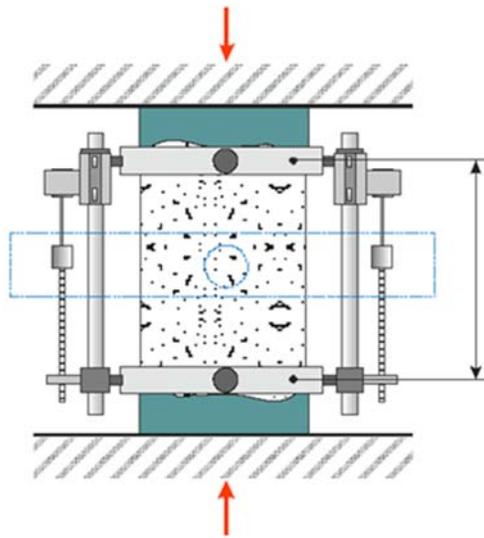
Les spécimens ont été confectionnés selon les méthodologies présentées dans les normes CSA A23.2-3C [82] et ASTM C192 [83], en utilisant une vibration externe, de façon à ne pas influencer la répartition des fibres dans les spécimens.

Tous les bétons réalisés ont été soumis à une cure à l'eau durant 7 jours dans une chambre à 23°C et ont ensuite été conservés à l'air jusqu'à leur échéance d'essai.

5.3 PROCÉDURES D'ESSAIS

ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

Les essais de compression ont été réalisés sur des cylindres de 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur selon la norme CSA A23.2-9C [84] et le module d'élasticité a été déterminé selon la norme d'essai ASTM C469 [85]. Le schéma ainsi qu'une photo du montage d'essai utilisé pour la détermination du module d'élasticité sont présentés à la **Figure 16**. Le montage est identique pour l'essai de compression simple, hormis que les capteurs de déplacement ne sont dans ce cas pas installés.



a) Schéma du montage



b) Photographie du montage

Figure 16 – Montage d'essai de compression

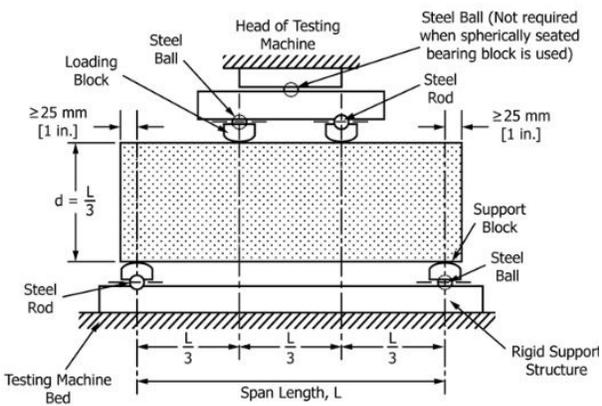
ESSAIS DE RÉSISTANCE À LA FLEXION

Les essais de flexion ont été réalisés sur des prismes de 150 x 150 x 600 mm selon la norme d'essai ASTM C1018 [15]. Cette norme a été choisie plutôt que la norme ASTM C1609 [86] en raison de la configuration d'essai exigée. En effet, la norme ASTM C1018 utilise exactement le même montage que la norme CSA-A23.2-8C (**Figure 17**) [87] pour laquelle les laboratoires d'essais au Canada sont équipés, contrairement à la norme ASTM C1609 qui demande un montage moins courant.

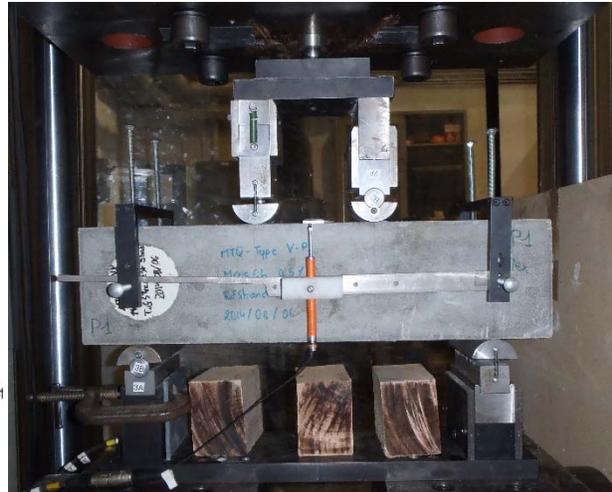
Les essais de flexion sous sollicitation quasi-statique (Phase 1) sont contrôlés par l'augmentation de la flèche au centre à des taux de déplacement qui diffèrent selon le type de béton testé :

- Bétons non fibrés : 0.01 mm/min jusqu'à la fin de l'essai
- Bétons avec fibres synthétiques : 0.01 mm/min jusqu'à 90 % de la charge ultime (F_{max}) en post-pic, puis augmentation à 0.05 mm/min jusqu'à 70 % de F_{max} en post-pic puis à 1 mm/min jusqu'à la fin de l'essai
- Bétons avec fibres d'acier : 0.1 mm/min jusqu'à 70 % de la charge ultime (F_{max}) en post-pic, puis augmentation à 0.2 mm/min jusqu'à 50 % de F_{max} en post-pic puis à 1 mm/min jusqu'à la fin de l'essai

Lors des essais pseudo-dynamiques (Phase 2), les essais sont contrôlés par le déplacement du vérin de la presse à un taux de déplacement de 5 mm/s (soit 300 mm/min) quel que soit le type de béton. Ces essais ne pouvaient pas être contrôlés avec la moyenne des capteurs de flèche au centre comme lors des essais sous sollicitation quasi-statique pour des questions de sécurité.



a) Schéma du montage [87]



b) Photographie du montage

Figure 17 – Montage d'essai de flexion

ESSAIS DE RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT

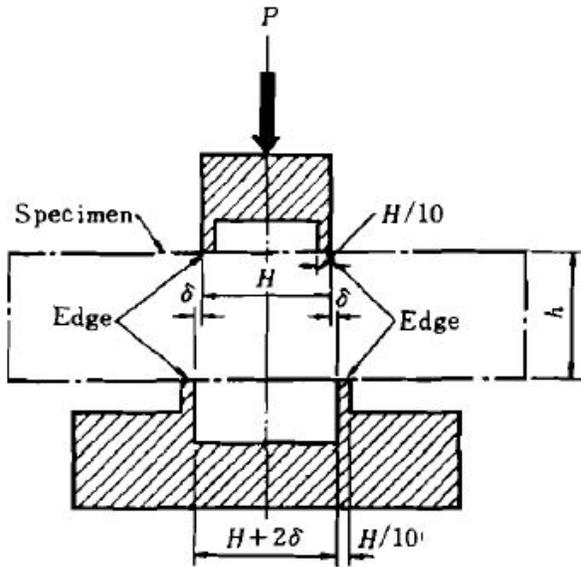
L'essai de résistance au cisaillement a été développé spécialement pour ce projet de recherche, il a été réalisé sur des prismes de 150 x 150 x 600 mm selon la norme d'essai JSCE SF6 modifiée [25].

Plusieurs difficultés ont été rencontrées lors du développement de l'essai de cisaillement au cours de la Phase 1 du projet. Tout d'abord, une pièce du montage a été brisée lors des premiers essais de validation. Ensuite, lors de la reprise des essais, les résultats obtenus se sont avérés très variables et le mode de fissuration des spécimens ne respectait pas les exigences spécifiées dans la norme. Après une recherche dans la documentation scientifique récente, il s'est avéré que la configuration d'essai de la norme JSCE SF6 causait problème à de nombreux chercheurs (rotation des extrémités du spécimen, fissuration aux appuis, etc.). Ceux-ci ont proposé de modifier substantiellement la configuration pour obtenir des résultats conformes et présentant moins de variabilité [26, 28]. De nouvelles pièces ont été fabriquées et l'essai de résistance au cisaillement a donc été modifié selon ces nouvelles recommandations (non considérées dans la norme JSCE SF6). Les difficultés ont causé un report important dans la réalisation des essais de cisaillement quasi-statique lors de la Phase 1, ils ont donc été réalisés à une échéance de 170 jours au lieu de 28 jours prévus initialement. Les essais de cisaillement pseudo-dynamiques (Phase 2) ont quant à eux été réalisés à l'échéance prévue de 28 jours.

Le schéma du montage original préconisé par la norme d'essai, ainsi qu'une photographie de ce montage développé initialement au laboratoire et du montage d'essai finalement utilisé pour la campagne d'essais sont présentés à la **Figure 18**.

Les essais de cisaillement sont contrôlés par le déplacement du vérin de la presse et la procédure de chargement est la même quel que soit le béton testé. Lors de la Phase 1 (essais quasi-statiques), le taux de déplacement est de 0.05 mm/min jusqu'à 75 % de la charge ultime (F_{max}) en post-pic, puis augmentation à

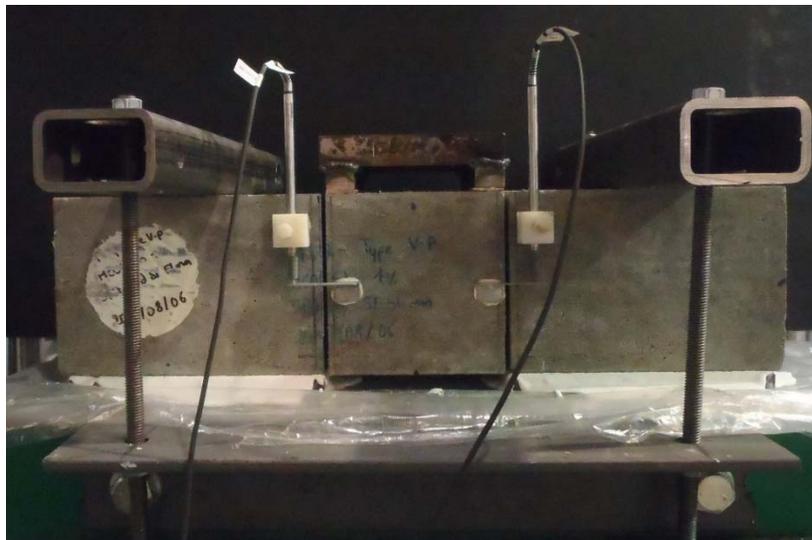
0.25 mm/min jusqu'à 50 % de F_{max} en post-pic, ensuite augmentation à 0.5 mm/min jusqu'à 30 % de F_{max} en post-pic et enfin à 1 mm/min jusqu'à la fin de l'essai. Lors des essais de cisaillement pseudo-dynamiques (Phase 2), la vitesse de chargement est de 3.33 mm/s (soit 200 mm/min).



a) Schéma du montage [25]



b) Photographie du montage original



c) Photographie du montage d'essai final

Figure 18 – Montage d'essai de cisaillement

6 PHASE 1 – CARACTÉRISATION DES BÉTONS SOUS CHARGEMENTS QUASI-STATIQUES

Ce chapitre présente l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus dans la première phase du programme expérimental. Voici deux remarques introductives importantes à mentionner.

A l'exception des propriétés à l'état frais, les propriétés à l'état durci ont toujours été mesurées sur 3 spécimens d'essais (3 cycles de chargement pour le module élastique). Les résultats moyens sont utilisés pour la comparaison des résultats entre les bétons étudiés. De manière générale les résultats présentent peu d'écart par rapport à la moyenne, et même en considérant la variabilité des résultats, les tendances générales présentées demeureraient les mêmes.

Les résultats de flexion et de cisaillement sont fréquemment comparés pour un déplacement de 1 mm, notamment pour les mesures de contrainte résiduelle et d'énergie de rupture. De fait, il est attendu qu'en conditions de service les impacts répétés sur les glissières en béton génèrent des déplacements en flexion et en cisaillement de cet ordre de grandeur. Les résistances en flexion et en cisaillement d'un béton non fibré sont complètement épuisées à un déplacement de 1 mm, ce qui explique le détachement fréquent de morceaux sur les glissières en béton ordinaire. Les résultats de contrainte et d'énergie de rupture sont aussi présentés pour de plus grands déplacements dans le rapport, cependant ils devraient être moins représentatifs du comportement attendu en service pour les bétons renforcés de fibres dans les glissières de chantier.

6.1 PROPRIÉTÉS DES BÉTONS À L'ÉTAT FRAIS

L'ensemble des résultats obtenus à l'état frais sur les bétons étudiés lors de la Phase 1 de ce projet sont présentés au **Tableau 12**.

Tableau 12 – Propriétés à l'état frais des bétons étudiés (Phase 1)

Béton	Affaissement (mm)	Température (°C)	Masse Volumique (kg/m ³)	Teneur en air (%)
BO35-0%	90	25.3	2291	6.0
BRF35-FS-0.5%	170	26.6	2277	6.2
BRF35-FS-1%	180	27.0	2221	7.5
BRF35-FA-0.5%	150	29.4	2299	6.3
BRF35-FA-1%	100	29.6	2319	7.1
BHP50-0%	170	27.2	2310	7.2
BRF50-FS-0.5%	210	31.2	2280	7.8
BRF50-FS-1%	220	30.0	2270	7.2
BRF50-FA-0.5%	210	27.0	2363	6.4
BRF50-FA-1%	80	31.4	2433	4.9

Les exigences principales pour les bétons de type V-P et de type XIII sont d’avoir un affaissement respectivement de 150 ± 30 mm et 170 ± 30 mm et une teneur en air de 5 à 8 % pour les deux types de bétons.

Ces exigences ont été respectées pour la majorité des bétons. Néanmoins, les BO35-0%, BRF35-FA-1% et BRF50-FA-1% ont présenté des maniabilités légèrement inférieures aux exigences, en raison d’un dosage trop faible en adjuvant Plastol AMP-X². La maniabilité de ces bétons n’a pas pu être ajustée par ajout de superplastifiant puisqu’un temps très précis de malaxage avec l’agent entraîneur d’air doit être respecté pour pouvoir entraîner de l’air correctement dans le malaxeur utilisé. Ainsi, dès que l’agent entraîneur d’air est inséré au mélange, aucun ajustement de la maniabilité ne peut ensuite être envisagé. Ces écarts de maniabilité ne devraient cependant pas avoir d’incidence sur les résultats des essais mécaniques réalisés.

La mise en place de ces bétons a été réalisée de façon particulièrement attentionnée, en utilisant une vibration externe appropriée pour garantir leur bonne mise en place.

6.2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

L’ensemble des résultats des essais de compression réalisés sont présentés au [Tableau 13](#).

Tableau 13 – Résistance en compression des bétons étudiés (Phase 1)

Béton	à 7 jours		à 28 jours		à 170 jours		
	f _c (MPa)	f _c (MPa)	E (GPa)	v (-)	f _c (MPa)	E (GPa)	v (-)
BO35-0%	36.5	47.2	33.43	0.191	48.7	29.85	0.211
BRF35-FS-0.5%	36.3	38.4	31.97	0.265	50.6	29.46	0.227
BRF35-FS-1%	36.3	43.4	28.60	0.253	50.3	26.16	0.221
BRF35-FA-0.5%	34.4	46.7	28.97	0.251	48.3	29.22	0.239
BRF35-FA-1%	42.0	54.1	30.76	0.231	58.5	30.11	0.229
BHP50-0%	N/D	70.7	38.06	0.216	72.6	37.40	0.235
BRF50-FS-0.5%	56.6	71.6	38.60	0.229	76.9	37.56	0.222
BRF50-FS-1%	47.5	62.2	33.25	0.218	62.2	30.61	0.225
BRF50-FA-0.5%	56.1	77.0	38.83	0.224	83.4	39.75	0.221
BRF50-FA-1%	62.5	84.2	40.76	0.220	86.5	40.80	0.223

Tous les bétons ont satisfait les exigences en termes de résistance en compression à 28 jours, soit de 35 MPa pour les BO35 et BRF35, et de 50 MPa pour les BHP50 et BRF50. Le coefficient de variation pour l’ensemble des essais réalisés a varié entre 0.6 % et 6.0 %.

Tel qu’attendu la résistance à la compression à 7 jours des bétons correspond à environ 70 à 80 % de leur résistance à 28 jours. La résistance évaluée à 170 jours correspond en moyenne à environ 108 % par rapport à l’échéance à 28 jours.

Il importe de rappeler que les essais de flexion ont été réalisés à 28 jours et les essais en cisaillement ont été complétés à 170 jours.

6.3 RÉSISTANCE À LA FLEXION

Les résultats des essais de flexion quasi-statique sont présentés en deux phases. Dans un premier temps, les courbes force en fonction de la flèche moyenne mesurée sont présentées. Dans un second temps sont regroupés les résultats de module de rupture, d'énergie de rupture ainsi que les indices de rigidité, les contraintes résiduelles et les facteurs de résistance résiduelle, calculés selon la norme d'essai ASTM C1018.

Les résultats typiques de calcul des courbes moyennes pour un BHP50-0% et pour un BRF50-FA-1% sont illustrés à la **Figure 19**. Trois spécimens ont été testés par condition d'essai et les résultats ont montré une faible dispersion pour l'ensemble des conditions d'essai tel qu'illustré à la **Figure 19** pour deux des bétons testés. Les résultats d'essais sont donc caractéristiques du comportement en flexion des matériaux à l'étude, ainsi uniquement les courbes moyennes seront utilisées pour la comparaison des bétons dans le reste du rapport.

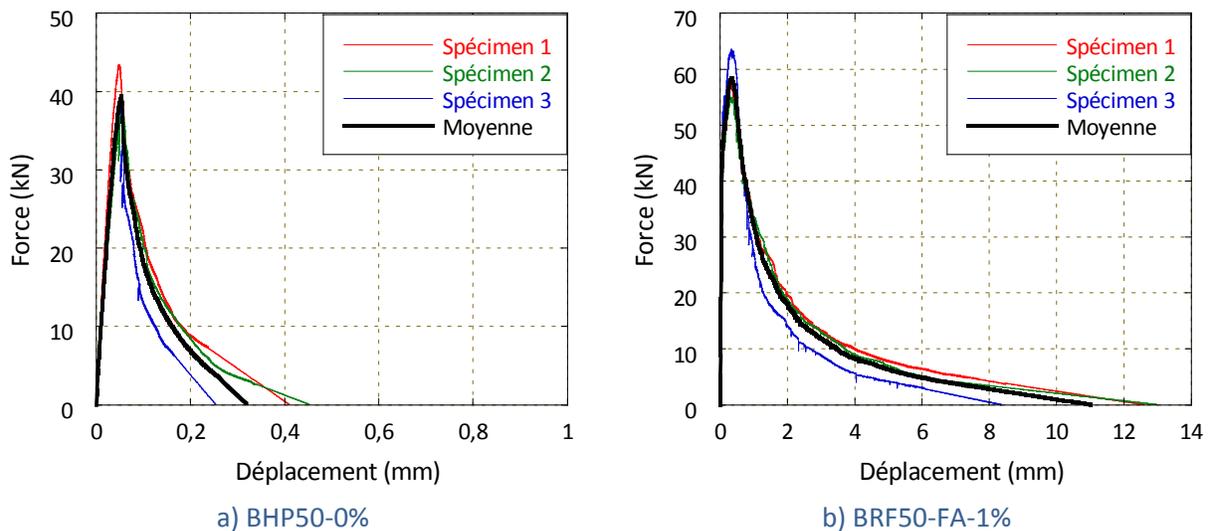
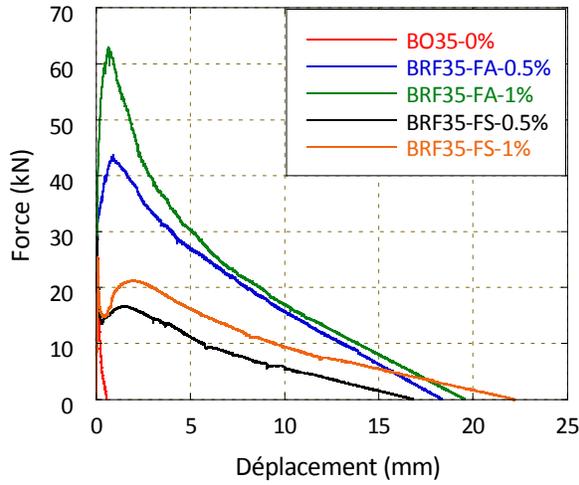
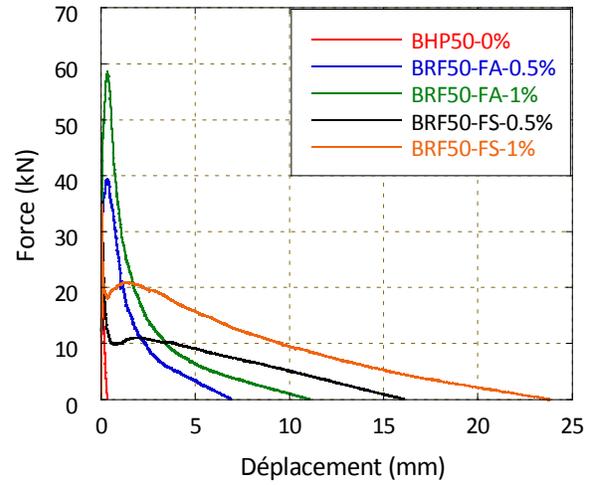


Figure 19 – Courbes typiques force-flèche des prismes en flexion quasi-statique (Phase 1)

Les courbes moyennes force-flèche obtenues pour l'ensemble des bétons étudiés sont ensuite présentées à la **Figure 20** pour une flèche jusqu'à 25 mm et zoomées pour une flèche jusqu'à 2 mm à la **Figure 21**.

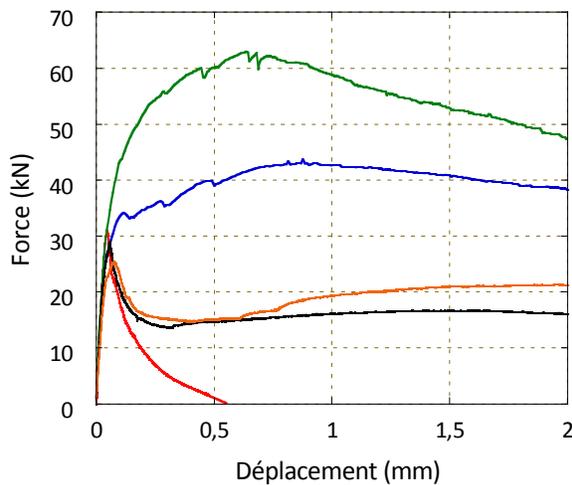


a) BO35 et BRF35

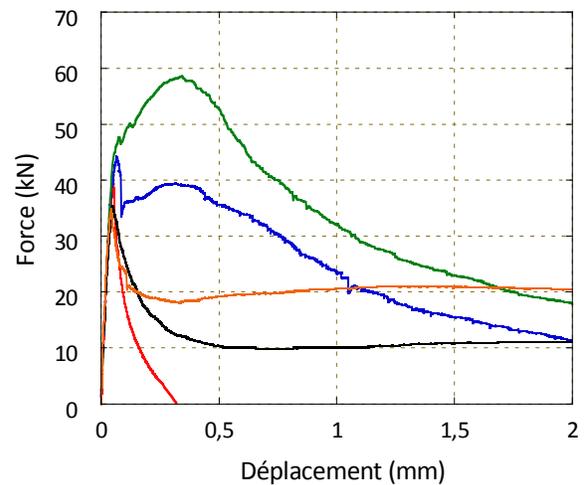


b) BHP50 et BRF50

Figure 20 – Courbes moyennes force-flèche en flexion quasi-statique (Phase 1) (jusqu'à 25 mm)



a) BO35 et BRF35



b) BHP50 et BRF50

Figure 21 – Courbes moyennes force-flèche en flexion quasi-statique (Phase 1) (jusqu'à 2 mm – zoom de la Figure 20)

Les courbes moyennes présentées aux **Figure 20** et **Figure 21** mettent en avant le meilleur comportement des fibres d'acier par rapport aux fibres synthétiques en conditions de service (flèche inférieure à 1 mm). En effet, pour cette gamme de déplacements, les fibres d'acier à crochets fournissent une meilleure résistance résiduelle que les fibres synthétiques pour une même flèche. Elles permettent également d'atteindre des résistances maximales supérieures à celles obtenues avec les fibres synthétiques et permettent même, dans la plupart des cas, d'atteindre des résistances au pic supérieures au béton de référence non fibré par leur comportement écrouissant. Tel que mentionné à la **section 4.2.3**, ce comportement écrouissant des bétons

avec fibres d'acier à crochets apparaît pour des dosages en fibres supérieurs à 0.4 à 0.6 % vol. dépendamment de la géométrie des fibres utilisées ainsi que de la matrice du béton.

Les courbes moyennes obtenues pour le BRF35-0.5% peuvent être comparées aux résultats obtenus par Soustos et al. [21] pour un béton de 32.5 MPa à 28 jours avec 0.5 % vol. de fibres d'acier à crochets de 60 mm de longueur ($L/d = 60/0.9 \approx 67$) ou de fibres synthétiques (mélange polyéthylène-polypropylène) de 40 mm de longueur [21] (**Figure 22**). Cette comparaison permet de voir que les courbes obtenues dans ce projet sont cohérentes avec la documentation scientifique. En effet, les courbes du BO35-0% et du BRF35-FS-0.5% sont très similaires à celles obtenues par Soustos et al. et un meilleur comportement est obtenu avec les fibres d'acier versus celles synthétiques dans les deux cas. Le comportement légèrement supérieur obtenu pour les fibres synthétiques dans le cadre de ce projet par rapport au béton avec fibres synthétiques de cette référence peut s'expliquer par le fait que les fibres utilisées dans ce projet sont un peu plus longues (51 mm versus 40 mm) et que la matrice est également un peu plus performante (environ 38 MPa versus 32.5 MPa à 28 jours). En ce qui concerne les fibres d'acier, tel que discuté au début de ce paragraphe, le dosage de fibres à 0.5 % vol. se situe dans la gamme pour laquelle un comportement écroissant peut commencer à avoir lieu. Il n'est donc pas très étonnant d'observer un comportement écroissant dans le cas des essais réalisés dans ce projet et non dans la référence de Soustos et al., d'autant plus que le meilleur comportement dans le cas de ce projet peut être attribué au plus grand rapport de forme des fibres (L/d de 80 versus 67) ainsi qu'encore une fois à la matrice un peu plus performante.

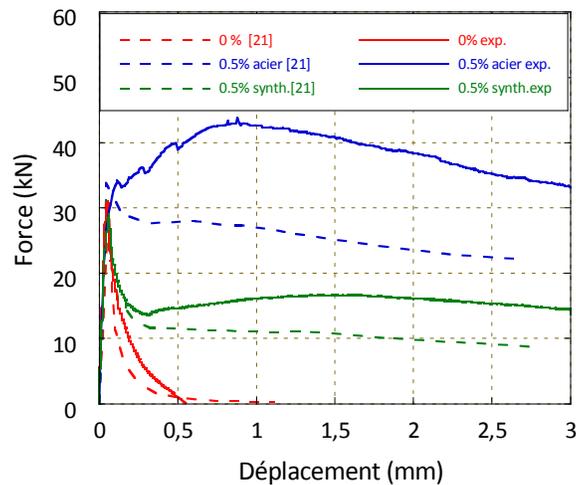


Figure 22 – Comparaison des résultats du BRF35-0.5% en condition quasi-statique avec les résultats de Soustos et al. [21]

Il est également intéressant d'observer que le BRF50-FA présente un comportement moins ductile à grand déplacement que le BRF35-FA. Ceci s'explique par la plus grande fragilité de la matrice du BRF50 ainsi que par le fait que les fibres sont à la fois plus courtes dans le BRF50-FA ($L = 35$ mm) que dans le BRF35-FA ($L = 60$ mm) et de rapport de forme inférieur (64 pour le BRF50-FA par rapport à 80 pour le BRF35-FA). Ce comportement moins ductile des BRF de plus haute performance est cohérent avec les observations dans la littérature [14].

Les résultats de module de rupture, d'énergie de rupture ainsi que les indices de rigidité, les contraintes résiduelles et les facteurs de résistance résiduelle calculés selon la norme d'essai ASTM C1018 sont présentés au **Tableau 14** et au **Tableau 15**.

Tableau 14 – Résultats d'essais de flexion quasi-statiques (Phase 1), BO35 et BRF35

Nom du béton	BO35-0%	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FS-1%	BRF35-FA-0.5%	BRF35-FA-1%
Force 1 ^{ère} fissure	30.0 kN	22.5 kN	19.5 kN	31.1 kN	35.6 kN
Flèche 1 ^{ère} fissure	0.042 mm	0.031 mm	0.034 mm	0.052 mm	0.055 mm
Contrainte 1 ^{ère} fissure	4.0 MPa	2.9 MPa	2.6 MPa	4.1 MPa	4.7 MPa
MOR	4.1 MPa	3.8 MPa	3.3 MPa	5.8 MPa	8.5 MPa
I ₅	N/A	5.0	5.4	5.1	5.8
I ₁₀	N/A	8.7	9.5	10.9	12.8
I ₂₀	N/A	16.5	18.1	22.8	27.6
R _{5,10}	N/A	74.7	81.9	115.3	140.5
R _{10,20}	N/A	77.9	86.3	118.4	147.8
Énergie à $\delta=1\text{mm}$	4.54 Joules	15.61 Joules	16.87 Joules	38.28 Joules	57.12 Joules
Énergie totale	4.54 Joules	133.33 Joules	205.01 Joules	363.04 Joules	373.72 Joules

Tableau 15 – Résultats d'essais de flexion quasi-statiques (Phase 1), BHP50 et BRF50

Nom du béton	BHP50-0%	BRF50-FS-0.5%	BRF50-FS-1%	BRF50-FA-0.5%	BRF50-FA-1%
Force 1 ^{ère} fissure	38.0 kN	27.1 kN	31.3 kN	41.7 kN	42.5 kN
Flèche 1 ^{ère} fissure	0.052 mm	0.038 mm	0.047 mm	0.050 mm	0.049 mm
Contrainte 1 ^{ère} fissure	5.5 MPa	3.6 MPa	4.1 MPa	5.4 MPa	5.6 MPa
MOR	5.7 MPa	4.5 MPa	4.6 MPa	5.8 MPa	7.7 MPa
I ₅	N/A	5.1	4.3	4.8	5.4
I ₁₀	N/A	8.7	8.1	9.8	11.6
I ₂₀	N/A	16.0	16.2	19.0	22.4
R _{5,10}	N/A	73.0	76.8	100.8	124.2
R _{10,20}	N/A	72.9	80.6	91.6	107.2
Énergie à $\delta=1\text{mm}$	4.23 Joules	13.4 Joules	19.9 Joules	33.6 Joules	45.6 Joules
Énergie totale	4.23 Joules	117.7 Joules	222.7 Joules	68.8 Joules	119.1 Joules

Une évaluation du gain du module de rupture et de l'énergie de rupture à une flèche de 1 mm (représentative des conditions de service) obtenus avec l'ajout des fibres synthétiques et métalliques par rapport aux bétons non fibrés, est présentée respectivement aux **Tableau 16** et **Tableau 17**.

Tableau 16 – Gain de module de rupture (condition quasi-statique, Phase 1)

Béton	MOR (MPa)	(MOR/MOR _{0%} -1) x 100 (%)	Béton	MOR (MPa)	(MOR/MOR _{0%} -1) x 100 (%)
BO35-0%	4.1	0 %	BHP50-0%	5.7	0 %
BRF35-FS-0.5%	3.8	- 7.3 %	BRF50-FS-0.5%	4.5	- 21.1 %
BRF35-FS-1%	3.3	- 19.5 %	BRF50-FS-1%	4.6	- 19.3 %
BRF35-FA-0.5%	5.8	+ 41.5 %	BRF50-FA-0.5%	5.8	+ 1.8 %
BRF35-FA-1%	8.5	+ 107.3 %	BRF50-FA-1%	7.7	+ 35.1 %

Tableau 17 – Gain d'énergie de rupture pour une flèche de 1mm (condition quasi-statique, Phase 1)

Béton	E _{δ=1mm} (Joules)	(E _{δ=1mm} /E _{δ=1mm 0%} -1) x 100 (%)	Béton	E _{δ=1mm} (Joules)	(E _{δ=1mm} /E _{δ=1mm 0%} -1) x 100 (%)
BO35-0%	4.54	0 %	BO50-0%	4.23	0 %
BRF35-FS-0.5%	15.6	+ 244 %	BRF50-FS-0.5%	13.4	+ 217 %
BRF35-FS-1%	16.9	+ 272 %	BRF50-FS-1%	19.9	+ 370 %
BRF35-FA-0.5%	38.3	+ 744 %	BRF50-FA-0.5%	33.6	+ 694 %
BRF35-FA-1%	57.1	+ 1158 %	BRF50-FA-1%	45.6	+ 978 %

L'inclusion des fibres synthétiques a résulté en une diminution de la contrainte de la première fissuration d'environ 25 % par rapport au béton non fibré (diminution par rapport à leur béton de référence sans fibres de 26, 35, 35 et 25 %, respectivement pour les BRF35-FS-0.5%, BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1%). Les fibres d'acier ont de leur côté moins d'impact sur cette contrainte de première fissuration avec une variation allant d'environ - 0.7 % à + 18 % (variation par rapport à leur béton de référence sans fibres de + 4, + 18, - 0.7 et + 2 %, respectivement pour les BRF35-FA-0.5%, BRF35-FA-1%, BRF50-FA-0.5% et BRF50-FA-1%). Ce faible impact des fibres d'acier sur la contrainte de première fissuration a été mis en avant dans la littérature [19-21]. Il a également été observé dans différentes études que cette contrainte était un peu plus faible avec les fibres synthétiques qu'avec des fibres d'acier à crochets même si cette différence reste souvent plus limitée. La plupart des études concluent donc que les fibres (synthétiques ou acier) ont un impact négligeable sur la résistance à la première fissure.

Bien qu'ayant un faible impact sur la contrainte à la première fissure, les fibres d'acier ont cependant un impact positif significatif sur le module de rupture (MOR) calculé à partir de la force maximale atteinte. En effet, tel que présenté au **Tableau 16**, des augmentations par rapport à leur béton de référence sans fibres de 42, 107, 2 et 35 % ont été obtenues respectivement pour les BRF35-FA-0.5%, BRF35-FA-1%, BRF50-FA-0.5% et BRF50-FA-1%. L'augmentation obtenue pour le BRF35-FA-1% est cohérente avec l'augmentation observée par De Montaignac et al. [20] pour un BRF similaire. Ces augmentations sont dues au comportement écrouissant de ces bétons visible à la **Figure 20** et sont plus importantes avec l'augmentation du pourcentage de fibres tel qu'illustré à la **Figure 23** qui présente l'évolution du module de rupture en fonction du dosage en fibres métalliques et synthétiques pour chacun des deux types de

bétons étudiés. Le BRF50-FA-0.5% présente un comportement écouissant moins marqué avec une chute de force après l'atteinte du premier pic de force (Figure 21), force qui n'est jamais ré-atteinte, résultant en une augmentation du MOR moins significative (2.5 %) pour ce béton. En cas de comportement écouissant, le MOR semble augmenter quasiment linéairement avec le pourcentage de fibre, pour les pourcentages testés de fibres d'acier (Figure 23).

Les bétons avec fibres synthétiques ne présentent pas de comportement écouissant et leur MOR est inférieur à celui des bétons non fibrés (diminutions de 7, 20, 21 et 19 %, respectivement pour les BRF35-FS-0.5%, BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1% (Tableau 16)). Le passage de 0.5 à 1 % vol. en fibres synthétiques n'apporte pas d'apport considérable sur le MOR contrairement aux fibres d'acier pour lesquelles l'effet de l'augmentation du dosage en fibres est significatif entre 0.5 et 1 % vol.

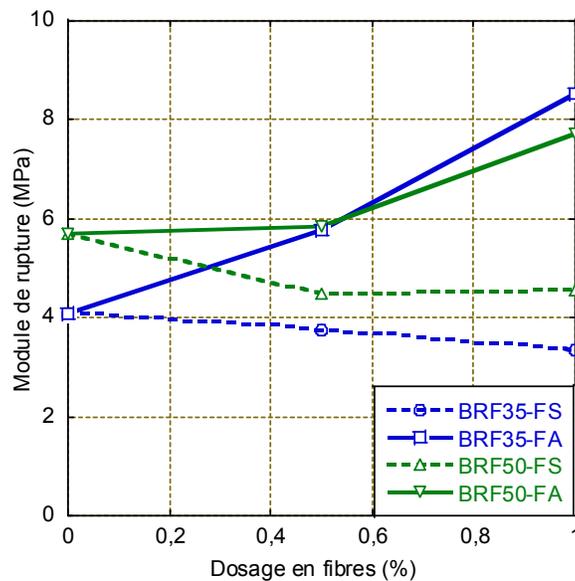


Figure 23 – Module de rupture (condition quasi-statique) en fonction du dosage en fibres

Les indices de ductilité I tels que définis dans la norme ASTM C1018 et présentés aux Tableau 14 et Tableau 15 permettent de caractériser quantitativement le gain de ductilité apporté pour les fibres dans les différents bétons à l'étude. Les indices I_3 , $I_{5.5}$ et $I_{10.5}$ représentent les ratios de l'aire sous la courbe force-flèche, respectivement pour une flèche de 3, 5.5 et 10.5 fois la flèche correspondant à la formation de la première fissure, divisé par l'aire sous la courbe à la formation de cette première fissure. Un extrait de la norme ASTM C1018 est donné en Annexe 1 pour plus de détails sur le mode de calcul des indices de ductilité.

Ces indices montrent qu'à ces niveaux de flèche rencontrés dans des conditions de service, les BRF-FA sont plus ductiles que les BRF-FS. Cette plus grande ductilité obtenue avec les fibres d'acier ressort également lors de la comparaison de l'énergie de rupture pour une flèche de 1 mm avec celle du béton de référence non fibré (Tableau 17). Un gain de l'ordre de 275 % a été observé avec l'utilisation des fibres synthétiques (244, 272, 217 et 370 % respectivement pour les BRF35-FS-0.5%, BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1%) comparativement à un gain de l'ordre de 900 % avec l'utilisation de fibres d'acier (744, 1158, 694 et

978 % respectivement pour les BRF35-FA-0.5%, BRF35-FA-1%, BRF50-FA-0.5% et BRF50-FA-1%). Pour les deux types de fibres et de bétons testés, cette énergie de rupture est toujours très nettement supérieure à l'énergie de rupture des bétons non fibrés. Cette énergie de rupture augmente à mesure que le dosage en fibres augmente, respectivement de 8.1 et 48.8 % pour les BRF35-FS et BRF50-FS respectivement, et de 49.2 et 35.9 % pour les BRF35-FA et BRF50-FA respectivement.

Les facteurs de capacité résiduelle permettent de comparer le comportement post fissuration au comportement du matériau s'il était parfaitement plastique. Ainsi, un facteur $R_{i,j}$ supérieur à 100 indique une hausse de résistance, alors qu'un facteur $R_{i,j}$ inférieur à 100 indique une baisse de résistance. Les facteurs de capacité résiduelle obtenus indiquent clairement que les bétons avec fibres d'acier ont tendance à présenter un comportement écrouissant, alors que les bétons avec fibres synthétiques présentent plutôt un comportement adoucissant en flexion. Le BRF50-FA-0.5% semble déroger à la règle, avec un $R_{5,10}$ tout juste égal à 101, mais avec un $R_{10,20}$ égal à 92. Cependant, tel que mentionné précédemment, les BRF50-FA ont été réalisés avec des fibres d'acier à crochets qui permettent d'obtenir un meilleur comportement résiduel que les fibres synthétiques pour des flèches équivalentes.

6.4 RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT

Tout d'abord les courbes contrainte de cisaillement en fonction du déplacement mesuré seront présentées. Ensuite les gains de contrainte maximale et d'énergie de rupture en cisaillement obtenus avec l'ajout des fibres seront calculés.

Les résultats typiques de calcul des courbes moyennes contrainte de cisaillement-déplacement (qui correspond au déplacement tangentiel) pour un BHP50-0% et pour un BRF50-FA-1% sont illustrés à la **Figure 24**. Trois spécimens ont été testés par condition d'essai et les résultats ont montré une faible dispersion pour l'ensemble des conditions d'essai tel qu'illustré à la **Figure 24**. Les résultats d'essais sont donc caractéristiques du comportement en cisaillement des matériaux à l'étude, ainsi les courbes moyennes seront utilisées pour la comparaison des bétons dans le reste du rapport.

Il est important de noter que les courbes de résistance en cisaillement ne convergent pas rapidement vers zéro, elles se stabilisent en fin d'essais vers une valeur minimale. Ceci est un artéfact du type d'essai de cisaillement réalisé. En effet, la fixation verticale de part et d'autre des plans de fissuration du prisme de béton (**Figure 18c**) empêche l'ouverture libre horizontalement des deux plans de fissuration. Il subsiste donc toujours un frottement non négligeable dans les plans de fissuration qui a pour conséquence de maintenir un niveau de résistance minimale en fin d'essai.

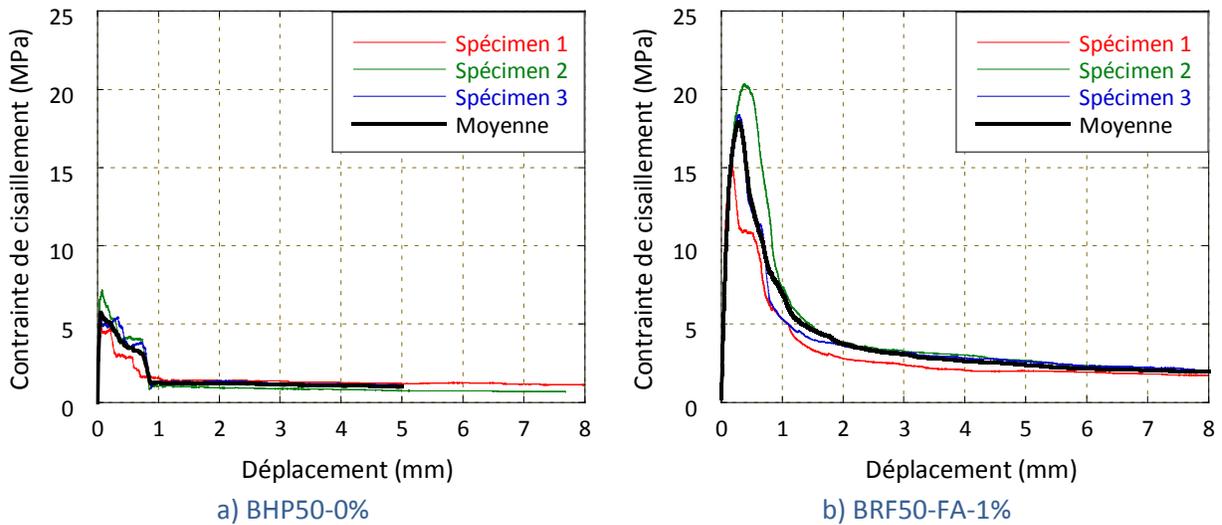


Figure 24 – Courbes typiques contrainte de cisaillement-déplacement quasi-statique des prismes (Phase 1)

Les courbes moyennes contrainte de cisaillement-déplacement obtenues pour l'ensemble des bétons étudiés sont présentées à la **Figure 25** pour un déplacement de 10 mm et zoomées pour un déplacement de 1 mm à la **Figure 26**. L'évolution de la contrainte maximale en cisaillement (τ_{max}) est également présentée à la **Figure 27** en fonction du dosage en fibres métalliques et synthétiques pour chacun des deux types de bétons étudiés.

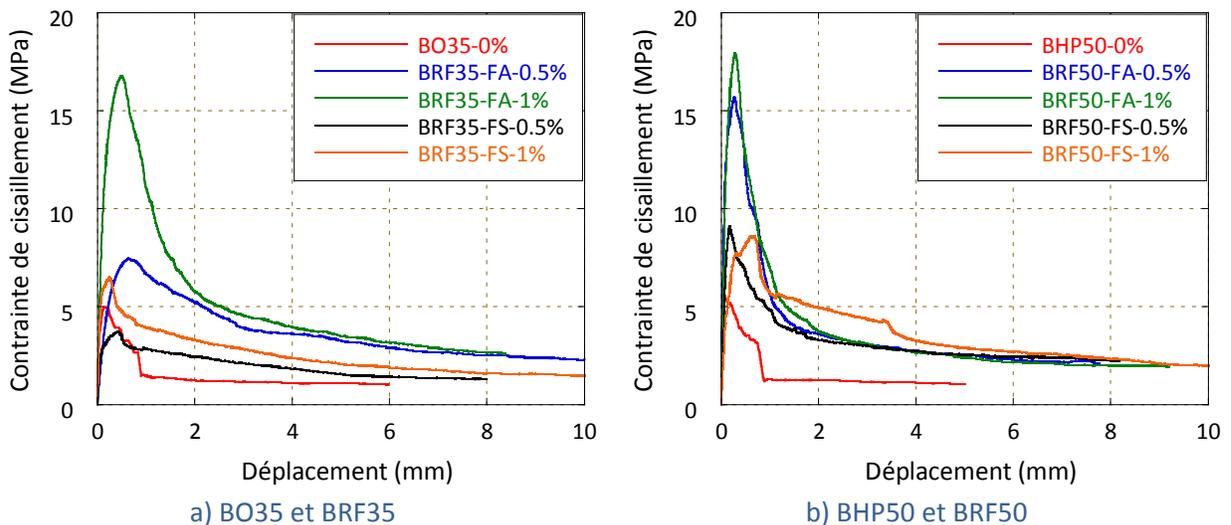


Figure 25 – Courbes moyennes contrainte de cisaillement-déplacement quasi-statique (Phase 1) jusqu'à un déplacement de 10 mm

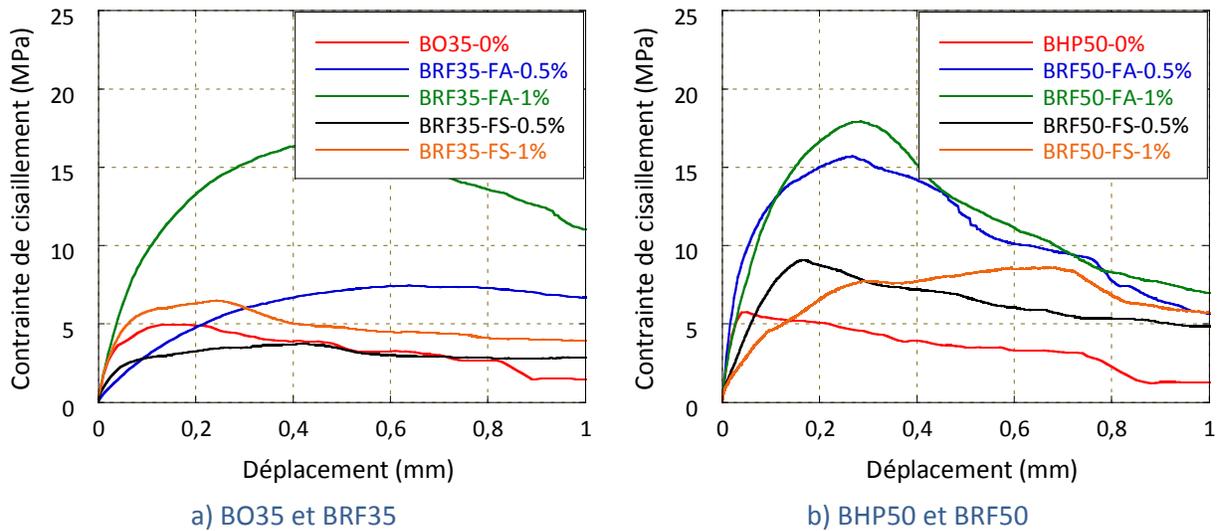


Figure 26 – Courbes moyennes contrainte de cisaillement-déplacement quasi-statique (Phase 1) jusqu'à un déplacement de 1 mm

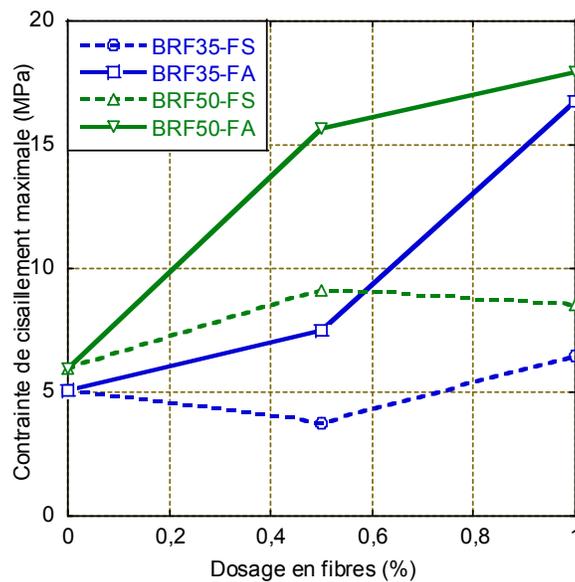


Figure 27 – Contrainte maximale en cisaillement quasi-statique (Phase 1) en fonction du dosage en fibres

Tel qu'observé dans la littérature (section 4.2.4) pour des bétons similaires avec des dosages en fibres d'acier à crochets supérieurs à 0.5 % vol., les résistances maximales en cisaillement (τ_{max}) des BRF35-FA et BRF50-FA sont supérieures à celles des BO35-0% et BO50-0% respectivement, avec des augmentations de 50 à plus de 200 % de cette contrainte (augmentations par rapport au béton de référence de 46, 229, 161 et 199 % respectivement pour les BFR35-FA-0.5%, BFR35-FA-1%, BFR50-FA-0.5% et BFR50-FA-1%) (Tableau 18). Le fait

d'observer une augmentation de τ_{max} est également cohérent avec le comportement écouissant en flexion observé dans ce projet pour les BRF-FA. Ces augmentations sont néanmoins plus importantes que celles observés dans la littérature qui restent généralement comprises entre 30 et 100 % pour ces dosages en fibres. Pour ces BRF-FA, τ_{max} augmente avec le pourcentage de fibres d'acier (**Figure 27**). Néanmoins le passage de 0.5 à 1 % de fibres en acier dans le BRF50 ne modifie pas significativement cette valeur (augmentation de τ_{max} de 14 % entre 0.5 et 1 % pour le BRF50 versus de 123 % pour le BRF35). Une tendance d'augmentation quasi linéaire de τ_{max} en fonction du pourcentage de fibres a été reportée dans la littérature pour des bétons avec fibres d'acier à crochets qui présentent un comportement écouissant en cisaillement [28, 29]. Cependant cette tendance linéaire est généralement déterminée à partir d'une plus grande gamme de dosage que les deux dosages étudiés dans ce projet.

Tableau 18 – Gain de contrainte maximale en cisaillement quasi-statique (Phase 1)

Béton	τ_{max} (MPa)	$(\tau/\tau_{0\%-1}) \times 100$ (%)	Béton	τ_{max} (MPa)	$(\tau/\tau_{0\%-1}) \times 100$ (%)
BO35-0%	5.11	0 %	BHP50-0%	5.99	0 %
BRF35-FS-0.5%	3.72	- 27.2 %	BRF50-FS-0.5%	9.09	+ 51.7 %
BRF35-FS-1%	6.50	+ 27.2 %	BRF50-FS-1%	8.57	+ 43.1 %
BRF35-FA-0.5%	7.47	+ 46.2 %	BRF50-FA-0.5%	15.7	+ 161.1 %
BRF35-FA-1%	16.8	+ 228.8 %	BRF50-FA-1%	17.9	+ 198.8 %

Les fibres synthétiques amènent également une augmentation de τ_{max} excepté pour le BRF35-FS-0.5% qui montre une diminution de 27 % par rapport au BRF35-0%. Les autres bétons avec fibres synthétiques montrent des augmentations par rapport au béton de référence de 27, 52 et 43 % respectivement pour les BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1% (**Tableau 18**). Ces pourcentages d'augmentation sont cohérents avec les augmentations de 35 % observées par Majdzadeh et al. [28] pour 0.5 et 1 % vol. de fibres synthétiques du même type dans un béton de résistance à la compression comparable ($f'_c = 40$ MPa). Ces augmentations restent néanmoins bien moindres que celles apportées par les bétons renforcés de fibres d'acier à crochets (**Tableau 18** et **Figure 25**). Pour les fibres synthétiques, la contrainte maximale de cisaillement n'augmente pas nécessairement avec l'augmentation du pourcentage de fibres, puisque la contrainte maximale pour le BRF50-FS-1% est 6 % plus faible que pour le BRF50-FS-0.5%. De plus, les variations de contrainte entre deux pourcentages différents de fibres sont moins marquées que dans le cas de fibres d'acier. En effet Majdzadeh et al. [28] a observé une augmentation de seulement 4 % entre le béton avec 0.5 et 1 % de fibres synthétiques.

Les gains d'énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm en cisaillement obtenus avec l'ajout des fibres synthétiques et métalliques en comparaison au béton non fibré de référence sont résumés au **Tableau 19**.

Tableau 19 – Gain d'énergie de rupture en cisaillement quasi-statique pour un déplacement de 1 mm

Béton	$E_{\delta=1mm}$ (Joules)	$(E_{\delta=1mm}/E_{\delta=1mm\ 0\%}-1)$ x 100 (%)	Béton	$E_{\delta=1mm}$ (Joules)	$(E_{\delta=1mm}/E_{\delta=1mm\ 0\%}-1)$ x 100 (%)
BO35-0%	43.1	0 %	BO50-0%	45.0	0 %
BRF35-FS-0.5%	38.2	- 11.4 %	BRF50-FS-0.5%	78.8	+ 75.1 %
BRF35-FS-1%	60.1	+ 39.4 %	BRF50-FS-1%	87.3	+ 94.7 %
BRF35-FA-0.5%	76.4	+ 77.3 %	BRF50-FA-0.5%	139.3	+ 209.6 %
BRF35-FA-1%	173.5	+ 302.6 %	BRF50-FA-1%	149.9	+ 233.1 %

Le gain d'énergie de rupture à un déplacement de 1 mm est significatif pour tous les bétons renforcés de fibres utilisés comparativement aux bétons de références, sauf pour le BRF35-FS-0.5%. En effet, celui-ci génère une perte de ductilité en service (perte d'énergie de rupture à un déplacement de 1 mm) de 11 % par rapport au BO35-0%. En revanche, le gain d'énergie de rupture est de 39, 75 et 95 % respectivement pour les BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1% (**Tableau 19**). Hormis pour le BRF35-FS-0.5%, les fibres synthétiques procurent donc, d'une manière générale, une meilleure ductilité au béton en comparaison au comportement plus fragile des BO35-0% et BHP50-0%. Le comportement fragile du BRF35-FS-0.5% peut être attribué au dosage relativement faible en fibres synthétiques, combiné à la moins bonne performance de la matrice du béton comparativement au BRF50-FS. Il semblerait qu'un dosage minimal en fibres synthétiques soit à définir pour garantir un comportement adéquat du matériau en cisaillement.

La ductilité apportée par les fibres d'acier est nettement plus importante avec des augmentations de plus de 300 % de l'énergie de rupture à 1 mm (augmentations par rapport au béton de référence de 77, 303, 210 et 233 % respectivement pour les BRF35-FA-0.5%, BRF35-FA-1%, BRF50-FA-0.5% et BRF50-FA-1%) (**Tableau 19**). Cette meilleure ductilité des fibres d'acier par rapport aux fibres synthétiques a été observée dans d'autres études tel que mentionné à la **section 4.2.4**. Il est intéressant de noter que le passage de 0.5 % à 1 % d'un même type de fibres (acier ou synthétique) dans le BRF50 n'apporte pas de gain très significatif en terme de ductilité (**Figure 25**), contrairement au BRF35 pour lequel l'augmentation du pourcentage de fibres amène un gain notable tel qu'attendu au vu des données de la littérature [26, 27]. Enfin, le BRF35-FA-1% présente une énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm supérieure à celle du BRF50-FA-1%. Ceci peut s'expliquer par le fait que les fibres utilisées pour le BRF35-FA-1% sont à la fois plus longues et de rapport de forme plus important que celles utilisées pour le BRF50-FA-1%.

6.5 SYNTHÈSE

6.5.1 Caractéristiques générales

La formulation des 5 bétons de type V-P et des 5 bétons de type XIII développés dans le cadre de ce projet de recherche respecte les critères du MTQ concernant notamment le rapport E/L et le dosage en ciment. Il a été décidé en début du projet d'utiliser la pierre de 5-14 mm pour fin de comparaison entre les bétons.

Les propriétés à l'état frais (l'affaissement, la température, la masse volumique et la teneur en air) des 10 bétons développés pour ce projet de recherche sont dans l'ensemble conformes aux exigences du MTQ. Seuls trois bétons s'écartent légèrement des plages d'affaissement attendues, cet écart a été corrigé lors de la deuxième phase expérimentale du projet.

La résistance à la compression minimale à 28 jours de 35 MPa pour les 5 bétons de type V-P et de 50 MPa pour les 5 bétons de type XIII a été atteinte.

6.5.2 Résistance en flexion

Les BRF avec 0.5 et 1 % de fibres d'acier possèdent une résistance en flexion à la première fissuration égale ou supérieure à celle du béton non fibré (augmentation de 1 à 18 %). Ils présentent également un comportement écrouissant et une résistance maximale en flexion (MOR) en général largement supérieure à celle du béton non fibré (augmentations de 42, 107, 2 et 35 % obtenues respectivement pour les BRF35-FA-0.5 %, BRF35-FA-1%, BRF50-FA-0.5% et BRF50-FA-1%). Enfin, ils démontrent une augmentation significative de l'énergie de rupture en service pour une flèche inférieure à 1 mm (augmentations de 744, 1158, 694 et 978 % obtenues respectivement pour les BRF35-FA-0.5%, BRF35-FA-1%, BRF50-FA-0.5% et BRF50-FA-1%).

Les BRF avec 0.5 et 1 % de fibres synthétiques montrent une diminution de la contrainte de la première fissuration d'environ 25 % par rapport au béton non fibré. Ils ne présentent pas de comportement écrouissant et leur MOR est inférieur à celui des bétons non fibrés (diminutions de 7, 20, 21 et 19 %, respectivement pour les BRF35-FS-0.5%, BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1%). Cependant, ils présentent une augmentation significative de l'énergie de rupture en service pour une flèche inférieure à 1 mm (augmentations de 244, 272, 217 et 370 % obtenues respectivement pour les BRF35-FS-0.5%, BRF35-FS-1%, BRF50-FS-0.5% et BRF50-FS-1%).

Pour un même dosage et à flèche équivalente, les fibres d'acier fournissent clairement une meilleure résistance à la première fissuration et une meilleure contrainte maximale en flexion (MOR) que les fibres synthétiques (hausse minimale de 20 %). Cette remarque s'applique aussi à l'énergie de rupture et à la contrainte résiduelle jusqu'à une flèche de 1 à 2 mm correspondant à la zone de service. Pour une flèche supérieure les fibres synthétiques peuvent fournir une énergie de rupture et une contrainte résiduelle inférieures ou supérieures aux fibres d'acier respectivement pour le BO et le BHP.

Enfin, un dosage de fibres d'acier de 0.5 % procure une résistance en flexion supérieure à celle apportée par un dosage de 1 % de fibres synthétiques, que ce soit pour un béton ordinaire de type V-P (35 MPa) ou un béton à haute performance de type XIII (50 MPa).

6.5.3 Résistance en cisaillement

Les BRP avec 0.5 et 1 % de fibres d'acier possèdent une résistance maximale en cisaillement (τ_{max}) très nettement supérieure à celle des bétons non fibrés avec des augmentations de 50 à plus de 200 % (augmentations de 46, 229, 161 et 199 % respectivement pour les BFR35-FA-0.5%, BFR35-FA-1%, BFR50-FA-0.5% et BFR50-FA-1%). La résistance maximale en cisaillement augmente avec le pourcentage de fibres d'acier. De plus, les fibres d'acier améliorent très significativement la ductilité en cisaillement à un déplacement de 1 mm correspondant au comportement en service (augmentations de 77, 303, 210 et 233 % obtenues respectivement pour les BRP35-FA-0.5%, BRP35-FA-1%, BRP50-FA-0.5% et BRP50-FA-1%).

Les fibres synthétiques amènent généralement une augmentation de τ_{max} à l'exception d'un béton (augmentations de -27, 27, 52 et 43 % obtenues respectivement pour les BRP35-FS-0.5%, BFR35-FS-1%, BFR50-FS-0.5% et BFR50-FS-1%). Pour les fibres synthétiques, la contrainte maximale de cisaillement n'augmente pas nécessairement avec l'augmentation du pourcentage de fibres. Par ailleurs, les fibres synthétiques améliorent généralement aussi la ductilité en cisaillement à un déplacement de 1 mm à l'exception d'un béton (augmentations d'énergie de rupture de -11, 39, 75 et 95 % respectivement pour les BRP35-FS-0.5%, BFR35-FS-1%, BFR50-FS-0.5% et BFR50-FS-1%).

Pour un même dosage, les fibres d'acier procurent une résistance maximale en cisaillement bien supérieure à celle offerte par les fibres synthétiques (hausse minimale de 43 %). Cette remarque s'applique aussi à l'énergie de rupture jusqu'à un déplacement de 1 mm correspondant à la zone de service. Pour un déplacement supérieur les fibres synthétiques peuvent fournir une énergie de rupture inférieure ou équivalente aux fibres d'acier respectivement pour le BO et le BHP.

Enfin, un dosage de fibres d'acier de 0.5 % procure une résistance en cisaillement supérieure à celle apportée par un dosage de 1 % de fibres synthétiques, que ce soit pour un béton ordinaire de type V-P (35 MPa) ou un béton à haute performance de type XIII (50 MPa).

6.5.4 Sélection des bétons pour la Phase 2 (solicitation pseudo-dynamique)

La sélection des bétons à étudier pour la Phase 2 du projet de recherche, soit l'étude du comportement des bétons sous sollicitations pseudo-dynamiques, a été faite conjointement par l'équipe de recherche et les collaborateurs du MTQ. Les aspects suivants ont été considérés pour la prise de décision.

D'une part, seul le béton ordinaire de type V-P (35 MPa), représentatif des bétons habituellement utilisés pour la fabrication de glissières de chantier, a été conservé dans la suite du projet pour limiter le nombre d'essais pseudo-dynamiques à réaliser. De plus, il a été jugé que la tendance observée sur ce type de béton donnerait un bon aperçu de ce qui serait obtenu avec le béton de type XIII de résistance supérieure.

D'autre part, étant donnée la différence de performance mécanique apportée par les fibres synthétiques par rapport aux fibres d'acier, il faudrait augmenter significativement le dosage en fibres synthétiques pour obtenir un apport mécanique semblable en flexion et en cisaillement à celui apporté par les fibres d'acier. Sur la base des présents résultats, il faudrait au moins tripler le dosage des fibres synthétiques par rapport à celui des fibres d'acier.

À dosage égal en fibres, il a été observé que la réduction de maniabilité des BRF est plus prononcée avec l'usage de fibres synthétiques qu'avec les fibres d'acier. Ceci a généré la nécessité d'ajouter davantage de superplastifiant pour les BRF avec fibres synthétiques pour obtenir un affaissement équivalent. Pour les fibres synthétiques utilisées dans ce projet, il s'avère que chaque fibre est une combinaison de plusieurs filaments, il y a donc une certaine porosité dans la fibre. Cette porosité pourrait demander une quantité de pâte supplémentaire pour le remplissage des vides, requérant ainsi un dosage en superplastifiant plus élevé pour une même maniabilité comme il a été observé dans ce projet. Or il serait particulièrement difficile d'augmenter le dosage en fibres synthétiques sans modifier significativement la matrice du BRF, soit en haussant le volume de pâte pour pallier la perte de maniabilité. Un surcoût en pâte serait associé à ce choix.

Le coût des fibres synthétiques au kilogramme pour le BRF35-FS-0.5% (13\$/kg) est supérieur à celui des fibres d'acier pour le BRF35-FA-0.5% (2.7\$/kg). Cependant, à volume égal, un poids beaucoup moins élevé de fibres synthétiques est ajouté (densité des fibres synthétiques de 0.92 versus 7.8). L'ajout de 0.5 % de fibres d'acier dans un BRF coûte environ 1.8 fois plus cher que celui de 0.5 % de fibres synthétiques (**Tableau 20**). Cependant, si un dosage en fibres synthétiques au moins 3 fois supérieur à celui des fibres d'acier est requis pour une contribution mécanique équivalente, le coût des fibres d'acier deviendra moindre.

Tableau 20 – Comparaison du coût des fibres ¹

Fibres synthétiques TUF-STRAND SF	Poids	Coût/m³	Fibres d'acier Dramix80/60	Poids	Coût/m³
0.5%-vol.	4.55 kg	59 \$/m ³	0.5%-vol.	39 kg	105 \$/m ³
1%-vol.	9.1 kg	118 \$/m ³	1%-vol.	78 kg	211 \$/m ³
1.5%-vol.	13.65 kg	177 \$/m ³	1.5%-vol.	117 kg	316 \$/m ³

¹ : Prix obtenu des fournisseurs de fibre

En tenant compte des analyses précédentes, il a été décidé que la Phase 2 du projet serait réalisée avec un dosage équivalent en fibres synthétiques et en fibres d'acier, l'augmentation du dosage en fibres synthétiques impliquant des difficultés de production et un surcoût du béton. Même si les fibres synthétiques donnent des résultats inférieurs à ceux des fibres d'acier à dosage équivalent, il est fort pertinent de déterminer la hausse respective de leur contribution mécanique sous des essais pseudo-dynamiques à dosage égal. Des essais à dosages différents en fibres ne permettraient pas de dissocier l'effet de la différence de dosage des fibres par rapport à celui du chargement pseudo-dynamique sur la résistance des BRF.

De plus, le dosage de 0.5 % en fibres d'acier a été jugé adéquat pour l'application recherchée car la hausse mesurée de résistance en flexion et en cisaillement sous sollicitation statique est respectivement de 42 % et 46 %, en plus de noter une hausse respective de l'énergie de rupture à 1 mm de 744 % et 77 %. De plus, il est attendu que l'amélioration du comportement mécanique due à l'ajout de fibres d'acier sera supérieure en condition de chargement pseudo-dynamique.

En conséquence, il a été convenu que la suite du projet serait réalisée avec les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%.

7 PHASE 2 – CARACTÉRISATION DES BÉTONS SOUS CHARGEMENTS PSEUDO-DYNAMIQUES

Une fois la première phase de travail comprenant les essais sous sollicitations quasi-statiques terminée, les bétons retenus (BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%, cf. [section 6.5.4](#)) ont été testés sous chargements pseudo-dynamiques en flexion et en cisaillement (Phase 2). Ceci signifie que le chargement a été appliqué plus rapidement par rapport à la Phase 1 (à une vitesse 170 à 1700 fois plus élevée en flexion et 4000 fois plus élevée en cisaillement) avec la même presse hydraulique que celle utilisée lors de la Phase 1 du projet. Il n'était pas possible, pour des questions logistiques, de réaliser l'ensemble des essais de la Phase 1 (sollicitation quasi-statique) à une même vitesse de chargement, d'où les différences d'augmentations du taux de chargement entre les Phases 1 et 2. Tel qu'indiqué à la [section 4.3.1](#), la vitesse des essais pseudo-dynamiques réalisés dans ce projet correspond à des impacts de véhicules en termes de déformation imposée à la fibre tendue des prismes. Ces essais pseudo-dynamiques peuvent donc être considérés représentatifs des conditions subies par le béton des glissières de chantier lors de collisions, et plus sévères que les conditions imposées lors de la manutention des glissières.

Ce chapitre présente tout d'abord les propriétés à l'état frais ainsi que le comportement en compression des bétons coulés lors de cette deuxième phase d'essais. Ensuite les résultats de flexion et de cisaillement obtenus sous sollicitations pseudo-dynamiques sont décrits et analysés, et notamment comparés aux résultats obtenus sous sollicitations quasi-statiques (Phase 1).

7.1 PROPRIÉTÉS DES BÉTONS À L'ÉTAT FRAIS

Le [Tableau 21](#) regroupe les propriétés à l'état frais des bétons étudiés lors de la Phase 2 de ce projet. Les résultats obtenus pour ces mêmes bétons lors de la Phase 1 sont également indiqués en trame grise dans le tableau pour faciliter la comparaison entre les deux phases d'essais.

Tableau 21 – Propriétés à l'état frais des bétons étudiés (Phase 2)

	Béton	Affaissement (mm)	Température (°C)	Masse Volumique (kg/m ³)	Teneur en air (%)
Phase 2	BO35-0%	140	26.6	2175	6.1
	BRF35-FS-0.5%	120	29.3	2167	7.5
	BRF35-FA-0.5%	130	28.7	2285	5.0
Phase 1	BO35-0%	90	25.3	2291	6.0
	BRF35-FS-0.5%	170	26.6	2277	6.2
	BRF35-FA-0.5%	150	29.4	2299	6.3

Les bétons étudiés lors de cette deuxième phase d'essai sont des bétons de type V-P et ont donc des exigences d'affaissement et de teneur en air respectivement de 150 ± 30 mm et de 5 à 8 %. Lors de la Phase 1, ces exigences avaient été obtenues pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5% mais pas pour le BO35-0% qui présentait une

maniabilité inférieure à l'exigence. L'ajout d'une petite quantité de superplastifiant Plastol AMP-X² dans le mélange BO35-0% lors de la Phase 2 (section 5.2) a permis d'ajuster sa maniabilité afin que tous les bétons répondent aux exigences.

La mise en place de ces bétons a été réalisée de façon particulièrement attentionnée, en utilisant une vibration externe appropriée pour garantir leur bonne mise en place, tout comme cela avait été fait lors de la Phase 1 de ce projet.

7.2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

Le **Tableau 22** regroupe les résultats des essais de compression réalisés à 28 jours lors de la Phase 2 du projet. Les résultats obtenus lors de la Phase 1 pour ces mêmes bétons, à la même échéance, sont également indiqués en trame grise dans le tableau pour faciliter la comparaison des résultats entre les deux phases d'essais. Tout comme lors de la Phase 1, tous les bétons de la Phase 2 ont satisfait les exigences de résistance en compression à 28 jours de 35 MPa.

Tableau 22 – Résistance en compression des bétons étudiés (Phase 2)

Béton		à 28 jours				
		f'_c (MPa)	$(f'_c / f'_{cBO})-1$ x 100 (%)	E (GPa)	$(E / E_{BO})-1$ x 100 (%)	ν (-)
Phase 2	BO35-0%	42.0	0 %	32.75	0 %	0.244
	BRF35-FS-0.5%	46.0	+ 9.5 %	32.85	+ 0.3 %	0.205
	BRF35-FA-0.5%	51.2	+ 21.9 %	34.53	+ 5.4 %	0.245
Phase 1	BO35-0%	47.2	0 %	33.43	0 %	0.191
	BRF35-FS-0.5%	38.4	- 18.6 %	31.97	- 4.4 %	0.265
	BRF35-FA-0.5%	46.7	- 1.1 %	28.97	- 13.3 %	0.251

Le **Tableau 22** indique également les pourcentages de variation obtenus pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5% par rapport au BO35-0%, pour chaque phase d'essais. Alors que le BRF35-FS-0.5% avait présenté une résistance à la compression (f'_c) 18.6 % plus faible que le BO35 lors de la Phase 1, il a présenté un f'_c 9,5 % plus élevé que le BO35 lors de la Phase 2. Le BRF35-FA-0.5% avait quant à lui présenté un f'_c 1,1 % plus faible que le BO35 lors de la Phase 1 et a présenté un f'_c 21,9 % plus élevé que le BO35 lors de la Phase 2.

Entre la Phase 1 et la Phase 2 des essais, les variations de f'_c à 28 jours pour un même béton sont de + 10.6 %, + 19.8 % et + 9.6 %, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. Cette variation pourrait être expliquée par l'utilisation d'un lot de ciment différent entre ces deux phases. Les f'_c restent donc relativement dans un même ordre de grandeur entre les Phases 1 et 2 (variation maximale de 20 %) même si, au vu de ces variations, il est possible que la résistance à la traction diffère légèrement entre un même béton des Phases 1 et 2 testé dans les mêmes conditions. Ce point n'a pas été évalué expérimentalement dans ce projet en raison des limites du mandat. Il faut néanmoins le garder à l'esprit

lors de la comparaison des essais de flexion et de cisaillement en conditions quasi-statique et pseudo-dynamique, puisqu'une partie (probablement mineure) des différences observées pourrait être influencée par les différences de propriétés des matériaux.

En ce qui concerne le module d'élasticité (E), des variations de + 0.3 % et + 5.4 % ont été obtenues par rapport au BO35-0% lors de la Phase 2 des essais, respectivement pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. Ces variations sont un peu moindres que les variations respectives de - 4.4 % et de -13.3 % obtenues par rapport au BO35-0% lors de la Phase 1. Entre la Phase 1 et la Phase 2 des essais, les variations de E à 28 jours pour un même béton sont de - 9.8 %, + 2.8 % et + 19.2 %, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%.

7.3 RÉSISTANCE À LA FLEXION

Les résultats des essais de flexion pseudo-dynamiques sont présentés en deux parties. Dans un premier temps, les courbes moyennes force en fonction de la flèche mesurée sont présentées en trait plein pour les trois bétons à l'étude (BO35-0%, BRF35-FS-0.5%, BRF35-FA-0.5%), pour une flèche jusqu'à 20 mm à la **Figure 28a** et pour une flèche jusqu'à 2 mm à la **Figure 28b**. À titre de comparaison les résultats des essais sous sollicitations quasi-statiques obtenus sur les mêmes bétons lors de la Phase 1 sont indiqués en trait pointillés sur la même figure.

Dans un second temps sont regroupés les résultats de module de rupture, d'énergie de rupture ainsi que les indices de rigidité, les contraintes résiduelles et les facteurs de résistance résiduelle, calculés selon la norme d'essai ASTM C1018 (**Tableau 23**, **Tableau 24** et **Tableau 25**). Dans ces tableaux les résultats des bétons correspondants de la Phase 1 sont ajoutés en trame grise pour faciliter l'analyse des résultats.

Trois spécimens ont été testés par condition d'essai et les résultats ont montré une faible dispersion pour l'ensemble des conditions d'essai. Les résultats d'essais sont donc caractéristiques du comportement pseudo-dynamique en flexion des matériaux à l'étude.

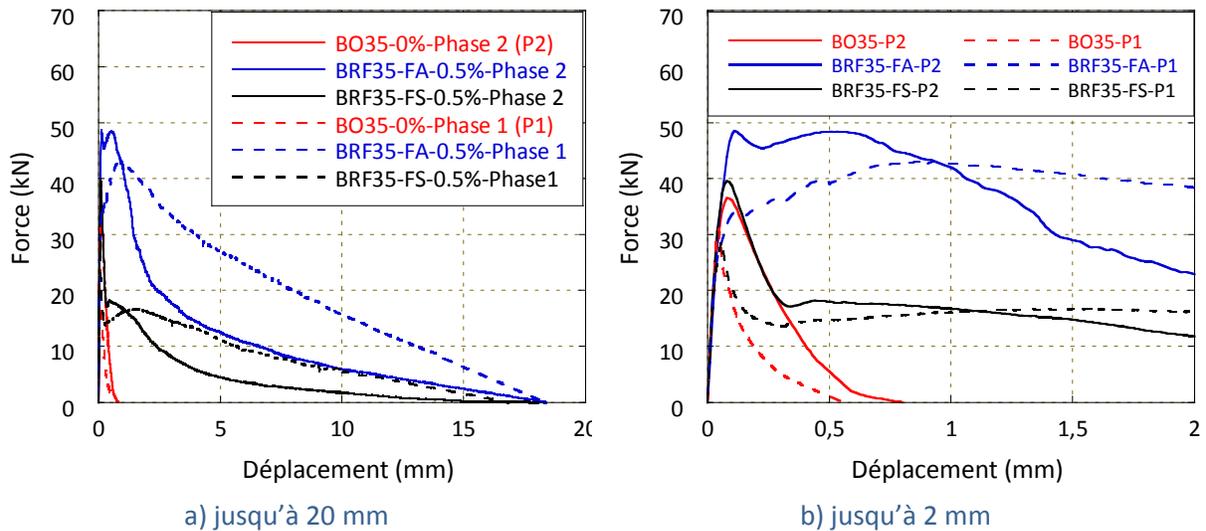


Figure 28 – Courbes moyennes force-flèche, essais de flexion pseudo-dynamiques (Phase 2)

La Figure 28 illustre un comportement global qualitatif similaire entre les trois bétons testés sous sollicitations pseudo-dynamique et quasi-statique en ce sens que le BRF35-FA-0.5% présente une résistance et une ductilité accrues par rapport au BRF35-FS-0.5%, ce dernier présentant une résistance similaire et une ductilité accrue par rapport au BO35-0%, que ce soit en flexion quasi-statique ou pseudo-dynamique.

Tableau 23 – Résultats d'essais de flexion pseudo-dynamiques, BO35 et BRF35 (Phase 2)

Nom du béton	Phase 2			Phase 1		
	BO35-0%	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FA-0.5%	BO35-0%	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FA-0.5%
Force 1ère fissure	31.26 kN	34.00 kN	28.93 kN	30.0 kN	22.5 kN	31.1 kN
Flèche 1ère fissure	0.046 mm	0.047 mm	0.040 mm	0.042 mm	0.031 mm	0.052 mm
Contrainte 1ère fissure	4.14 MPa	4.33 MPa	3.84 MPa	4.0 MPa	2.9 MPa	4.1 MPa
MOR	4.91 MPa	5.14 MPa	6.88 MPa	4.1 MPa	3.8 MPa	5.8 MPa
I ₅	N/A	5.94	6.26	N/A	5.0	5.1
I ₁₀	N/A	11.50	14.98	N/A	8.7	10.9
I ₂₀	N/A	20.37	50.13	N/A	16.5	22.8
R _{5,10}	N/A	111.29	174.35	N/A	74.7	115.3
R _{10,20}	N/A	88.63	351.50	N/A	77.9	118.4
Énergie à $\delta=1\text{mm}$ (Joules)	10.46 J	20.39 J	44.07 J	4.54 J	15.61 J	38.28 J
Énergie totale (Joules)	10.46 J	75.24 J	197.65 J	4.54 J	133.33 J	363.04 J

Tableau 24 – Gain de module de rupture, essais pseudo-dynamiques (Phase 2)

	Béton	MOR (MPa)	(MOR/MOR _{0%} -1) x 100 (%)
PHASE 2	BO35-0%	4.9	+ 0 %
	BRF35-FS-0.5%	5.1	+ 4.7 %
	BRF35-FA-0.5%	6.9	+ 40.1 %
PHASE 1	BO35-0%	4.1	+ 0 %
	BRF35-FS-0.5%	3.8	- 7.3 %
	BRF35-FA-0.5%	5.8	+ 41.4 %

Sous sollicitation pseudo-dynamique (Phase 2), le MOR augmente de + 4.7 % et + 40.1 % par rapport au BO35-0% respectivement pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5% (**Tableau 24**). L'augmentation du MOR entre le BRF35-FA-0.5% et le BO35-0% est similaire dans les Phases 1 et 2. Par contre, les variations du MOR entre le BRF35-FS-0.5% et le BO35-0% sont différentes lors des Phases 1 et 2. En effet, lors de la Phase 1, le MOR du BRF35-FS-0.5% avait diminué de 7.3 % par rapport au MOR du BO35-0% alors que le MOR du BRF35-FS-0.5% a augmenté de 4.7 % par rapport au MOR du BO35-0% lors de la Phase 2. Ce changement de tendance pourrait être expliqué en partie par la différence de résistance en compression entre les BRF35-FS-0.5% des Phases 1 et 2.

Tout comme pour les essais de flexion sous sollicitation quasi-statique (Phase 1), le BRF35-FA-0.5% est plus ductile (plus grande énergie de rupture) que le BRF35-FS-0.5% qui est lui-même plus ductile que le BO35-0% (**Tableau 23** et **Tableau 25**). Cependant les gains de ductilité par rapport au BO35-0% sont plus faibles sous sollicitation pseudo-dynamique (Phase 2) que quasi-statique (Phase 1), que ce soit pour une flèche inférieure à 1 mm ou en considérant l'énergie totale. Pour une flèche inférieure à 1 mm, les augmentations par rapport au BO35-0% en condition pseudo-dynamique sont de 94 % et 320 % respectivement pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%, versus des augmentations de 244 % et 744 % en condition quasi-statique (**Tableau 25**).

Tableau 25 – Gain d'énergie de rupture pour une flèche de 1mm, essais pseudo-dynamiques (Phase 2)

	Béton	E _{δ=1mm} (Joules)	(E _{δ=1mm} /E _{δ=1mm 0%} - 1) x 100 (%)
Phase 2	BO35-0%	10,5	+ 0 %
	BRF35-FS-0.5%	20,4	+ 94 %
	BRF35-FA-0.5%	44,1	+ 320 %
Phase 1	BO35-0%	4,54	+ 0 %
	BRF35-FS-0.5%	15,6	+ 244 %
	BRF35-FA-0.5%	38,3	+ 744 %

7.3.1 Comparaison des résultats de flexion quasi-statiques versus pseudo-dynamiques

Alors que les résultats présentés précédemment mettent l'accent sur la comparaison du comportement pseudo-dynamique entre les trois bétons testés, cette section s'intéresse à la différence observée entre les comportements en flexion quasi-statique et pseudo-dynamique pour un même béton.

Les **Figure 29**, **Figure 30** et **Figure 31** illustrent sur un même graphique les courbes moyennes force-flèche obtenues des essais de flexion quasi-statiques (Phase 1) et pseudo-dynamiques (Phase 2) des trois bétons pour un déplacement jusqu'à 20 mm (**Figure 29a**, **Figure 30a** et **Figure 31a**) et un déplacement jusqu'à 2 mm (**Figure 29b**, **Figure 30b** et **Figure 31b**). En complément à ces figures, le **Tableau 26** fait une comparaison quantitative du module de rupture et de l'énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm obtenu pour un même béton lors des deux phases d'essais.

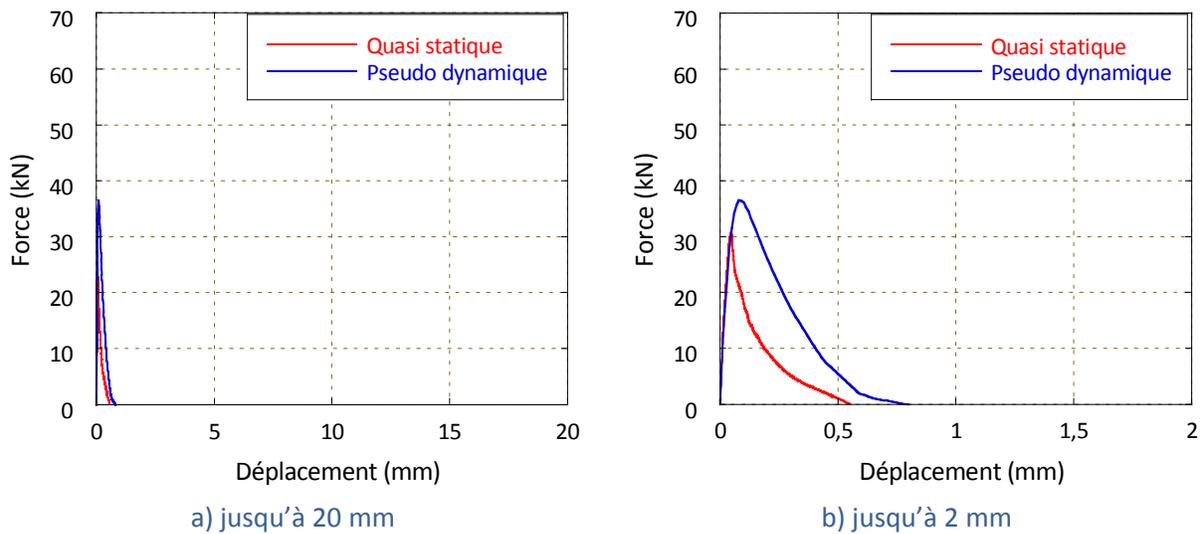
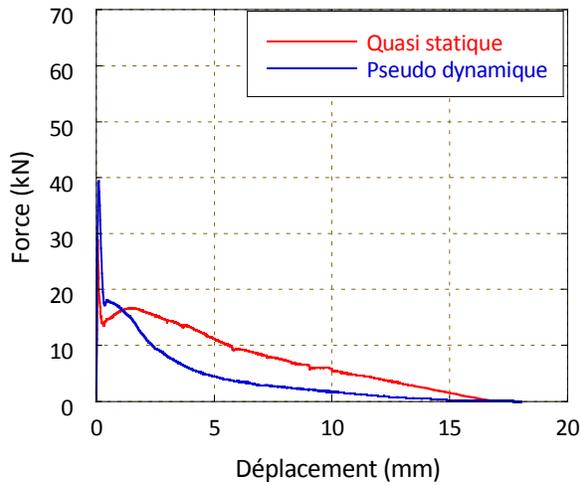
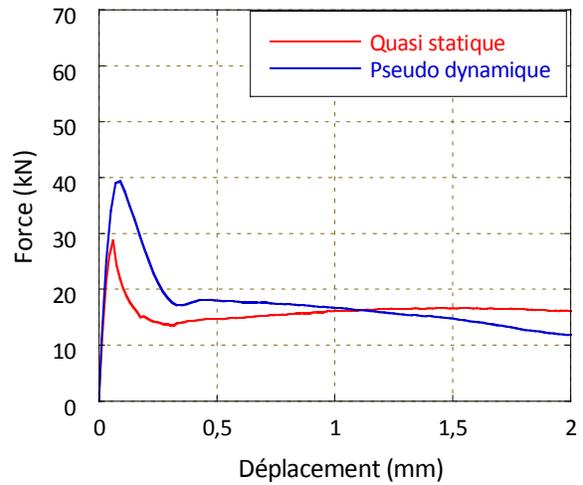


Figure 29 – Courbes force-flèche, BO35-0%, essais de flexion quasi-statiques et pseudo-dynamiques

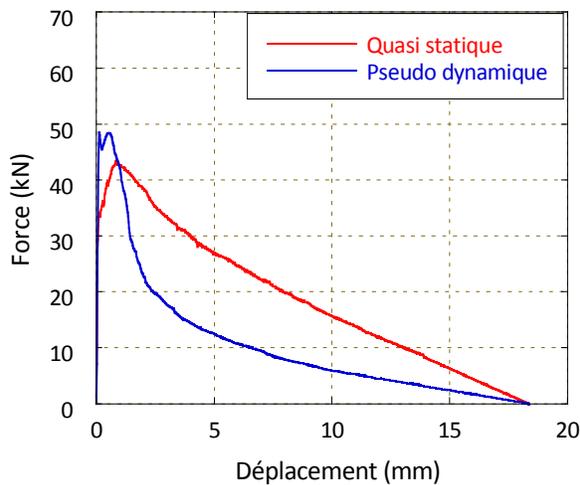


a) jusqu'à 20 mm

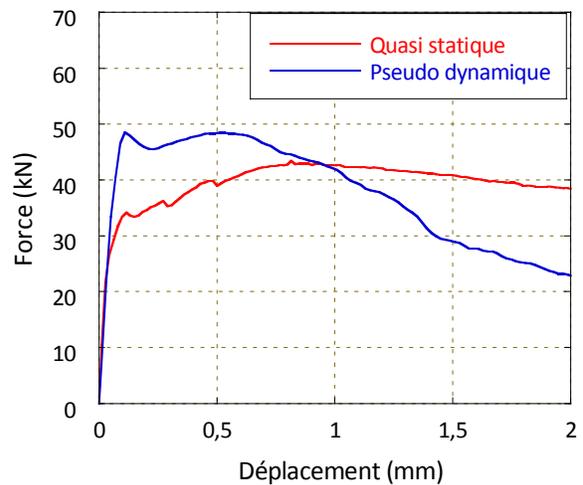


b) jusqu'à 2 mm

Figure 30 – Courbes force-flèche, BRF35-FS-0.5%, essais de flexion quasi-statiques et pseudo-dynamiques



a) jusqu'à 20 mm



b) jusqu'à 2 mm

Figure 31 – Courbes force-flèche, BRF35-FA-0.5%, essais de flexion quasi-statiques et pseudo-dynamiques

Tableau 26 – Comparaison module de rupture et énergie de rupture entre les sollicitations en flexion quasi-statique et pseudo-dynamique

Béton	MOR statique (MPa)	MOR dynamique (MPa)	(MOR _{dynamique} / MOR _{statique})-1 x 100 (%)	E _{δ=1mm} statique (Joules)	E _{δ=1mm} dynamique (Joules)	(E _{δ=1mm} dynamique / E _{δ=1mm} statique)-1 x 100 (%)
BO35-0%	4.1	4.91	+ 19.8 %	4.54	10.46	+ 130.4 %
BRF35-FS-0.5%	3.8	5.14	+ 35.3 %	15.6	20.39	+ 30.7 %
BRF35-FA-0.5%	5.8	6.88	+ 18.6 %	38.3	44.07	+ 15.1 %

Pour le BO35-0% (**Figure 29**), la charge maximale, la déformation au pic ainsi que la ductilité augmentent entre les Phases 1 et 2. Le **Tableau 26** indique des augmentations de 20 % et de 130 % respectivement pour le MOR et l'énergie de rupture à un déplacement de 1 mm (ou l'énergie totale puisque ces deux énergies sont similaires pour le BO35-0%). L'augmentation du MOR d'environ 20 % est cohérente avec les données de Pajak et de Suaris et al. (augmentation moyenne entre plusieurs références d'environ 25 à 35 % en traction [34, 36, 41] et de 20-25 % en flexion [36, 41] pour des taux de déformation variant entre 2.9×10^{-7} et $4.9 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, soient les taux utilisés dans ce projet pour le BO35-0%, respectivement dans les Phases 1 et 2).

Pour le BRF35-FS-0.5% (**Figure 30**), la charge maximale et la déformation au pic augmentent entre les Phases 1 et 2 avec une augmentation du MOR de 35 % (**Tableau 26**). Cette augmentation est supérieure à celle de 20 % observée pour le BO35-0% bien que l'augmentation du taux de chargement entre les Phases 1 et 2 est la même pour ces deux bétons. Plusieurs auteurs [34, 36] indiquent qu'un pourcentage de fibres inférieur à 2 % modifie peu la résistance maximale en condition dynamique. Le résultat obtenu pourrait donc résulter d'une résistance à la traction légèrement plus élevée dans la Phase 2 (attendue avec l'augmentation du f'_c de 20 %), même si ce point n'a pas pu être vérifié expérimentalement tel qu'expliqué à la **section 7.2**.

Le **Tableau 26** et la **Figure 30** indiquent que la ductilité (énergie de rupture) du BRF35-FS-0.5% est plus importante dans la Phase 2 que lors de la Phase 1 pour un déplacement inférieur à 1 mm, mais ce résultat s'inverse lorsque la courbe complète de comportement est considérée. En effet, alors que la ductilité augmente de 31 % entre les Phases 1 et 2 pour un déplacement inférieur à 1 mm, elle diminue de 45 % lorsque l'énergie totale (donc l'ensemble de la courbe) est considérée. Ainsi, le fait de charger le BRF35-FS-0.5% plus rapidement résulte en une ductilité globale moindre avec une baisse plus marquée (pente plus importante) de la force en fonction du déplacement après le deuxième pic de charge. Cette observation est en accord avec les résultats obtenus par Koboyashi et al. [44].

En ce qui concerne le BRF35-FA-0.5% (**Figure 31**), tout comme pour les deux autres bétons, la charge maximale augmente entre les Phases 1 et 2 avec une augmentation du MOR de 19 % (**Tableau 26**). Ceci est assez cohérent avec les données de Pajak et de Suaris et al. (augmentation moyenne entre plusieurs références d'environ 20 à 30 % en traction [34, 36, 41] et de 15-20 % en flexion [36, 41] pour des taux de déformation variant entre 2.9×10^{-6} et $4.9 \times 10^{-4} \text{ s}^{-1}$, soient les taux utilisés dans ce projet pour le BRF35-FA-0.5%, respectivement dans les Phases 1 et 2). Cette augmentation est semblable à l'augmentation observée pour le BO35-0%, ce qui confirme le faible impact des fibres sur l'influence du taux de chargement mentionné dans la littérature [34, 38].

Alors que la déformation au premier pic de charge est ici assez similaire entre les résultats des Phases 1 et 2, la déformation au deuxième pic diminue avec l'augmentation du taux de chargement (passage de 0.815 mm à 0.51 mm entre les Phases 1 et 2). Tout comme pour le BRF35-FS-0.5%, la ductilité (énergie de rupture) du BRF35-FA-0.5% est plus importante dans la Phase 2 par rapport à la Phase 1 pour un déplacement inférieur à 1 mm, mais ce résultat s'inverse lorsque l'ensemble de la courbe de comportement est considéré. En effet, alors que la ductilité augmente de 15 % (augmentation environ deux fois moins importante que dans le cas du BRF35-FS-0.5%) entre les Phases 1 et 2 pour un déplacement inférieur à 1 mm, elle diminue de 46 % lorsque l'énergie totale (donc l'ensemble de la

courbe) est considérée. Le fait de charger plus rapidement un béton avec fibres d'acier résulte donc en une diminution plus rapide de la charge en fonction du déplacement une fois le deuxième pic de charge atteint (s'il y en a un). Nammur et Naaman [43] observent également une diminution plus marquée de la contrainte post-fissuration d'un mortier renforcé de fibres d'acier lorsque le taux de chargement augmente. Une autre différence entre les courbes obtenues lors des Phases 1 et 2 est qu'il y a une chute un peu plus marquée de force après le premier pic de charge lors de la Phase 2 avant que la charge augmente à nouveau. Ceci est probablement dû à un plus grand relâchement d'énergie emmagasinée lors de la formation de la première fissure sous sollicitation pseudo-dynamique.

La rigidité initiale sous sollicitation pseudo-dynamique en flexion du BO35-0%, du BRF35-FS-0.5% et du BRF35-FA-0.5% est assez similaire à celle obtenue pour le même béton sous sollicitation quasi-statique en flexion même si celle du BRF35-FS-0.5% est très légèrement plus élevée et celle du BRF35-FA-0.5% très légèrement plus faible sous chargement pseudo-dynamique. Bien que certains chercheurs [37, 38, 44] observent une augmentation (plus ou moins légère) de la rigidité initiale avec l'augmentation du taux de chargement pour certains taux de chargement, l'effet de l'augmentation de la vitesse de chargement sur cette rigidité ne semble ni flagrante, ni unanime dans la communauté scientifique, puisque d'autres observent une rigidité similaire [40-42] et même parfois une rigidité moindre pour certaines gammes de taux de chargement [37].

7.4 RÉSISTANCE EN CISAILEMENT

Les résultats des essais de cisaillement pseudo-dynamiques sont présentés en deux étapes. Dans un premier temps, les courbes moyenne contrainte de cisaillement en fonction du déplacement sont présentées en trait plein pour les trois bétons à l'étude (BO35-0%, BRF35-FS-0.5%, BRF35-FA-0.5%), pour une flèche jusqu'à 10 mm à la **Figure 32a** et pour une flèche jusqu'à 1 mm à la **Figure 32b**. À titre de comparaison les résultats des essais sous sollicitations quasi-statiques obtenus sur les mêmes bétons lors de la Phase 1 sont indiqués en trait pointillés sur la même figure.

Dans un second temps les résultats de contrainte maximale en cisaillement et d'énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm sont regroupés (respectivement aux **Tableau 27** et **Tableau 28**). Dans ces tableaux les résultats des bétons correspondants de la Phase 1 sont ajoutés en trame grise pour faciliter l'analyse des résultats.

Trois spécimens ont été testés par condition d'essai et les résultats ont montré une faible dispersion pour l'ensemble des conditions d'essai. Les résultats d'essais sont donc caractéristiques du comportement pseudo-dynamique en cisaillement des matériaux à l'étude.

En Phase 2 la contrainte maximale en cisaillement (τ_{max}) du BRF35-FA-0.5% est supérieure à τ_{max} du BRF35-FS-0.5%, elle-même supérieure à τ_{max} du BO35-0%. Les augmentations de τ_{max} de 26 et 56 % par rapport au BO35-0%, obtenues respectivement pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5% lors de la Phase 2 (**Tableau 27**), sont plus importantes que celles obtenues lors de la Phase 1. Notamment, le BRF35-FS-0.5% avait en Phase 1 un τ_{max} inférieur à celui du BO35-0%, tandis qu'en Phase 2 la valeur est supérieure. Cet

aspect particulier pourrait être relié en partie à la différence de résistance à la compression de ces deux bétons entre les deux phases d'essais. En Phase 1 le BO35-0% a présenté une résistance supérieure tandis que la situation inverse a été notée en Phase 2 (**Tableau 22**).

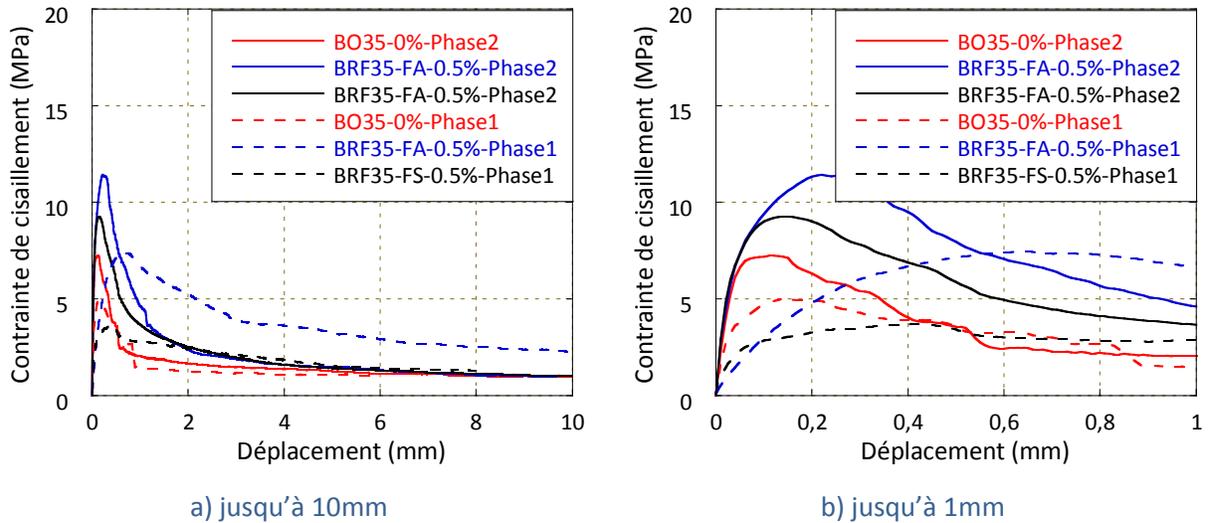


Figure 32 – Courbes moyennes contrainte de cisaillement-flèche, essais de cisaillement pseudo-dynamiques (Phase 2)

La rigidité initiale de la courbe de cisaillement en fonction du déplacement est similaire pour les trois bétons à l'étude lors de la Phase 2 (**Figure 32**), alors que des rigidités différentes avaient été observées entre ces trois mêmes bétons lors de la Phase 1 du projet. Même si la variation des modules d'élasticité de ces bétons était un peu plus importante lors de la Phase 1 que lors de la Phase 2 (**Tableau 22**), elle n'est pas assez significative pour expliquer en totalité les différences de rigidité observées dans les courbes contrainte de cisaillement-déplacement de la Phase 1. Il est possible que les conditions d'appui aient été moins adéquates pour le BRF35-FA-0.5% en Phase 1 que pour tous les autres essais.

Tableau 27 – Gain de contrainte maximale en cisaillement (τ_{max}) (Phase 2)

	Béton	τ_{max} (MPa)	$(\tau/\tau_{0\%-1}) \times 100$ (%)
Phase 2	BO35-0%	7.37	0 %
	BRF35-FS-0.5%	9.29	+ 26.0 %
	BRF35-FA-0.5%	11.48	+ 55.8 %
Phase 1	BO35-0%	5.11	0 %
	BRF35-FS-0.5%	3.72	- 27.2 %
	BRF35-FA-0.5%	7.47	+ 46.2 %

Le gain d'énergie de rupture par rapport au BO35-0% pour un déplacement de 1 mm est plus important dans la Phase 2 que dans la Phase 1 avec des augmentations de 55 % et 102 % respectivement pour les BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%, en comparaison aux variations de - 11 et + 77 % obtenues lors de la Phase 1.

Tableau 28 – Gain d'énergie de rupture en déplacement pour un déplacement de 1 mm (Phase 2)

	Béton	$E_{\delta=1mm}$ (Joules)	$(E_{\delta=1mm}/E_{\delta=1mm\ 0\%} - 1)$ x 100 (%)
Phase 2	BO35-0%	49.5	0 %
	BRF35-FS-0.5%	76.8	+ 55.2 %
	BRF35-FA-0.5%	99.8	+ 101.6 %
Phase 1	BO35-0%	43.1	0 %
	BRF35-FS-0.5%	38.2	- 11,4 %
	BRF35-FA-0.5%	76.4	+ 77.3 %

7.4.1 Comparaison des résultats de cisaillement quasi-statiques versus pseudo-dynamiques

Alors que les résultats présentés précédemment mettent l'accent sur la comparaison du comportement pseudo-dynamique entre les trois bétons testés, cette section s'intéresse à la différence observée entre les comportements en cisaillement quasi-statique et pseudo-dynamique pour un même béton.

Les **Figure 33**, **Figure 34** et **Figure 35** illustrent sur un même graphique les courbes moyennes contrainte de cisaillement-flèche obtenues des essais de cisaillement quasi-statiques (Phase 1) et pseudo-dynamiques (Phase 2), respectivement pour le BO35-0%, le BRF35-FS-0.5% et le BRF35-FA-0.5%, pour un déplacement jusqu'à 10 mm (**Figure 33a**, **Figure 34a** et **Figure 35a**) et un déplacement jusqu'à 1 mm (**Figure 33b**, **Figure 34b** et **Figure 35b**). En complément à ces figures, le **Tableau 29** fait une comparaison quantitative de la contrainte maximale en cisaillement et de l'énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm obtenu pour un même béton lors des deux phases d'essais.

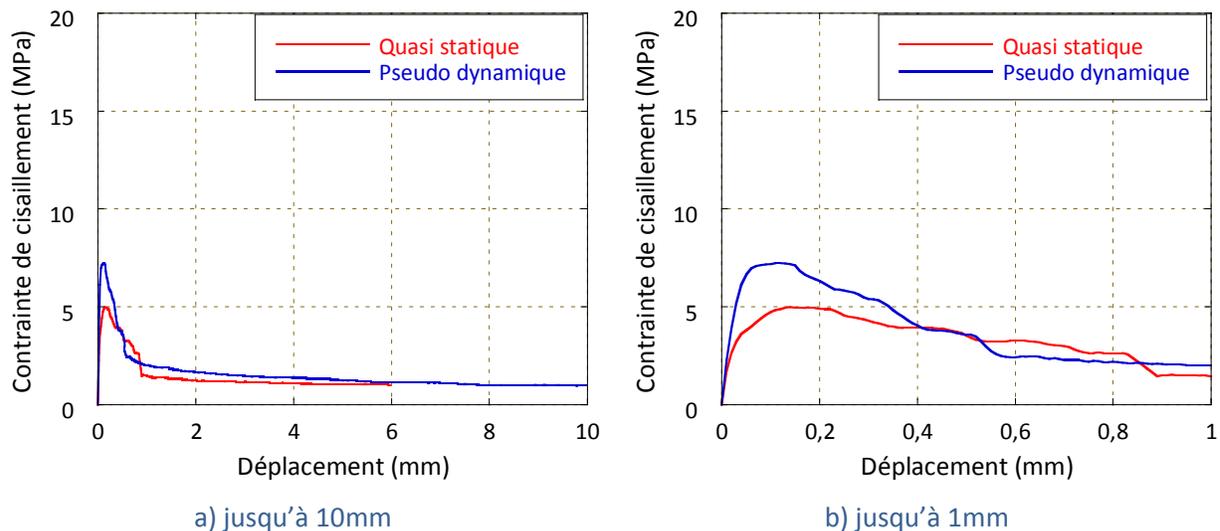
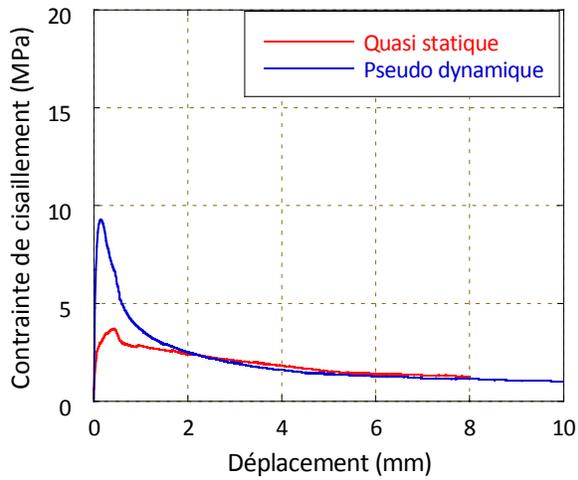
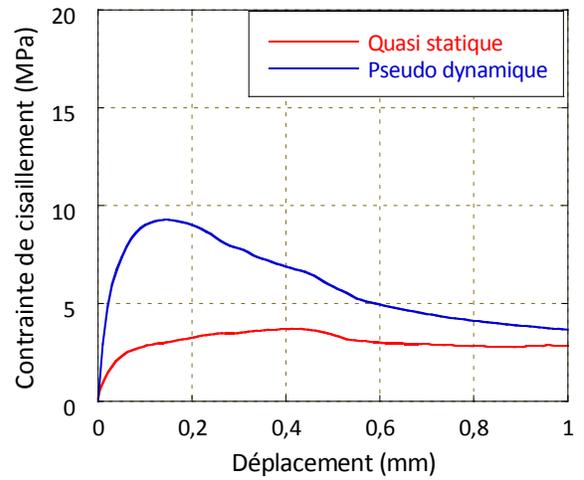


Figure 33 – Courbes contrainte de cisaillement-flèche, BO35-0%, essais de cisaillement quasi-statiques et pseudo-dynamiques

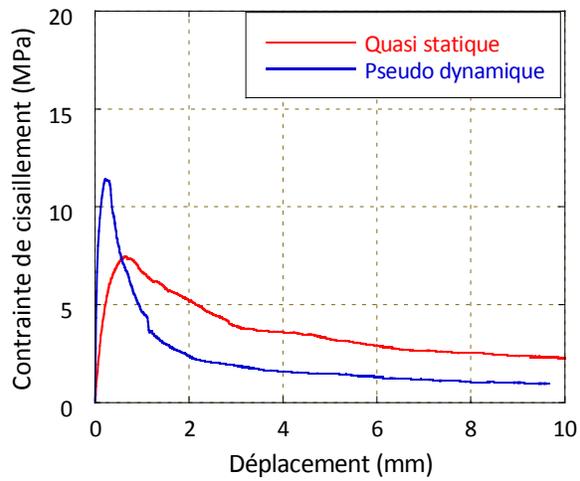


a) jusqu'à 10mm

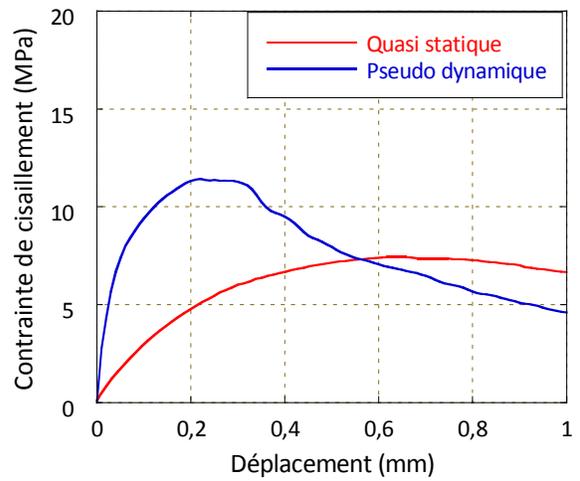


b) jusqu'à 1mm

Figure 34 – Courbes contrainte de cisaillement-flèche, BRF35-FS-0.5%, essais de cisaillement quasi-statiques et pseudo-dynamiques



a) jusqu'à 10mm



b) jusqu'à 1mm

Figure 35 – Courbes contrainte de cisaillement-flèche, BRF35-FA-0.5%, essais de cisaillement quasi-statiques et pseudo-dynamiques

Tableau 29 – Comparaison module de rupture et énergie de rupture entre les sollicitations en cisaillement pseudo-dynamique et quasi-statique

Béton	τ_{max} statique (MPa)	τ_{max} dynamique (MPa)	$(\tau_{max} \text{ dynamique} / \tau_{max} \text{ statique}) - 1$ $\times 100$ (%)	$E_{\delta=1mm}$ statique (Joules)	$E_{\delta=1mm}$ dynamique (Joules)	$(E_{\delta=1mm} \text{ dynamique} / E_{\delta=1mm} \text{ statique}) - 1$ $\times 100$ (%)
BO35-0%	5.11	7.37	+ 44.2 %	43.1	49.5	+ 14.8 %
BRF35-FS-0.5%	3.72	9.29	+ 149.7 %	38.2	76.8	+ 101 %
BRF35-FA-0.5%	7.47	11.48	+ 53.7 %	76.4	99.8	+ 30.6 %

Pour le BO35-0% (Figure 33), la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) ainsi que la ductilité (énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm) augmentent respectivement de 44 % et 15 % en condition pseudo-dynamique (Tableau 29). La rigidité initiale est plus importante en condition pseudo-dynamique (Phase 2) qu'en condition statique (Phase 1) et la déformation au pic est plus faible lors de la Phase 2.

Pour le BRF35-FS-0.5% (Figure 34), la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) ainsi que la ductilité (énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm) augmentent respectivement de 150 % et 101 % en condition pseudo-dynamique (Tableau 29). Pour des déplacements supérieurs à 2 mm, les courbes des Phases 1 et 2 se rejoignent (Figure 34) et la contrainte résiduelle pour un déplacement donné est donc similaire. En ce qui concerne la rigidité initiale des courbes, elle est supérieure dans la Phase 2 et la déformation au pic est inférieure à celle obtenue dans la Phase 1.

Pour le BRF35-FA-0.5% (Figure 35), la contrainte de cisaillement maximale (τ_{max}) ainsi que la ductilité (énergie de rupture pour un déplacement de 1 mm) augmentent respectivement de 54 % et 30,6 % en condition pseudo-dynamique (Tableau 29). Une fois la contrainte en cisaillement maximale atteinte dans le BRF35-FA-0.5%, la charge diminue plus rapidement dans la Phase 2 que dans la Phase 1 de telle sorte que la contrainte de cisaillement résiduelle pour des déplacements supérieurs à environ 0.6 mm est inférieure dans la Phase 2 par rapport à la Phase 1. L'augmentation du taux de chargement semble donc diminuer la ductilité du matériau pour de grands déplacements. Ce comportement est similaire à celui observé lors de la comparaison des essais de flexion des Phases 1 et 2.

Les pourcentages d'augmentation de la résistance en cisaillement entre les Phases 1 et 2 sont, pour les trois bétons à l'étude, plus importants que ceux observés entre ces deux phases pour la résistance en flexion. Ceci signifie que la hausse de la résistance en cisaillement avec le chargement pseudo-dynamique est plus significative que celle de la résistance en flexion. Ceci peut être expliqué d'une part par le fait que l'augmentation de la vitesse de chargement entre les essais sous sollicitations quasi-statique et pseudo-dynamique est plus importante dans le cas des essais de cisaillement (vitesse 4000 fois plus rapide) que dans les essais de flexion (vitesse 170 à 1700 fois plus rapide). D'autre part l'influence de la vitesse de chargement sur la résistance au cisaillement dans la littérature semble assez proche, pour un béton conventionnel, est légèrement moindre que celle sur la résistance à la traction [41, 88]. Ceci indique que l'influence du taux de chargement sur la résistance au cisaillement devrait être légèrement supérieure à celle sur la résistance en flexion. Cependant, le nombre limité d'essais en cisaillement réalisés à différents

taux de chargement dans la littérature rend difficile l'estimation précise de l'évolution de τ_{max} en fonction du taux de chargement ainsi que la comparaison quantitative entre les résultats de cette étude et d'autres recherches. Le manque d'information dans la littérature ne permet pas non plus d'estimer l'impact de l'ajout de fibres sur la sensibilité en cisaillement du taux de chargement afin de le comparer avec les résultats de cette recherche.

La rigidité initiale des courbes du BRF35-FA-0.5% est bien supérieure dans la Phase 2 par rapport à la Phase 1 (**Figure 35**) ce qui est différent du résultat de Suaris et al. [41] qui indique une rigidité assez similaire en cisaillement avec l'augmentation du taux de chargement. Les références permettant de voir l'influence du taux de chargement sur la rigidité en cisaillement restent néanmoins extrêmement limitées. Cependant la rigidité initiale obtenue lors de la Phase 1 avait été étonnamment plus faible qu'attendue, possiblement dû à des conditions de réalisation légèrement variables entre les matériaux. La déformation au pic, quant à elle, est inférieure dans la Phase 2 par rapport à celle obtenue dans la Phase 1. À noter qu'une partie de cette diminution de la déformation au pic peut être liée à la différence de rigidité initiale observée entre ces deux phases d'essais.

7.5 SYNTHÈSE

7.5.1 Caractéristiques générales

Les formulations des 3 bétons de type V-P testés lors de la Phase 2 de ce projet sont similaires aux mêmes bétons testés lors de la Phase 1, la seule exception étant que la quantité de superplastifiant a été légèrement augmentée dans le mélange BO35-0% afin d'ajuster la maniabilité du mélange qui avait été un peu inférieure aux exigences lors de la Phase 1. Les formulations de ces 3 bétons respectent donc les critères du MTQ concernant notamment le rapport E/L et le dosage en ciment.

Avec cet ajustement de la quantité de superplastifiant pour le BO35-0%, les 3 bétons de la Phase 2 sont conformes aux exigences du MTQ concernant les propriétés à l'état frais (affaissement, température, masse volumique et teneur en air) d'un béton de type V-P.

La résistance à la compression minimale de 35 MPa de ce type de béton a été atteinte pour les 3 bétons à l'étude. Les résistances à la compression obtenues dans la Phase 2 pour le BRF35-FS-0.5% et le BRF35-FA-0.5% sont un peu supérieures à celle du BO35-0% (augmentations respectives de 9.5 et 21.9 %) alors qu'elles étaient un peu moindres que le BO35-0% lors de la Phase 1 (diminution respectives de 18.6 et 1.1 %). Entre les Phases 1 et 2, les résistances à la compression des bétons à l'étude ont varié de - 10.6, + 19.8 et + 9.6 %, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. La variation un peu plus marquée pour le BRF35-FS-0.5% peut expliquer en partie certaines différences de comportement observées lors de la comparaison des essais de flexion et de cisaillement des Phases 1 et 2.

7.5.2 Résistance en flexion

Sous sollicitation pseudo-dynamique, le BRF35-FA-0.5% présente un module de rupture (MOR) de 35.3 % supérieur à celui du BRF35-FS-0.5% qui est lui-même de 4.7 % supérieur à celui du BO35-0%. L'augmentation du MOR entre le BRF35-FA-0.5% et le BO35-0% (soit une augmentation de 40 %) observée dans cette Phase 2 est similaire à celle obtenue lors de la Phase 1 (sollicitation quasi-statique) alors que la variation du MOR du BRF-FS-0.5% par rapport au BO35-0% diffère entre ces deux phases avec une augmentation de 4.7 % dans la Phase 2 en comparaison à une diminution de 7.3 % lors de la Phase 1. Cette différence de comportement du BRF-FS-0.5% par rapport au BO-0% entre les 2 phases pourrait être expliquée en bonne partie par la différence obtenue dans les f'_c du BRF35-FS-0.5% entre les Phases 1 et 2.

Sous sollicitation pseudo-dynamique, le MOR augmente par rapport à la sollicitation quasi-statique de la Phase 1, pour les trois bétons testés avec des augmentations de 19.8, 35.3 et 18.6 %, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. L'augmentation du MOR est similaire pour le BO35-0% et le BRF35-FA-0.5% semblant indiquer que la présence des fibres n'influence pas de manière notable la sensibilité de ces bétons au taux de chargement tel que mentionné dans la littérature. La plus grande augmentation du BRF35-FS-0.5% pourrait être en partie expliquée par la différence obtenue dans les f'_c du BRF35-FS-0.5% entre les Phases 1 et 2. Les augmentations de MOR obtenues avec l'augmentation du taux de chargement sont cohérentes avec les données de la littérature.

Tout comme lors de la Phase 1 du projet, le BRF35-FA-0.5% est plus ductile que le BRF35-FS-0.5% lui-même plus ductile que le BO35-0% lors de la Phase 2. En conditions pseudo-dynamiques, des augmentations de l'énergie de rupture de 94 et 320 % ont été observées par rapport au BO35-0%, respectivement pour le BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. Néanmoins, ces augmentations de ductilité sont un peu moindres que celles obtenues lors de la Phase 1.

L'augmentation du taux de chargement résulte, pour les trois bétons, en une ductilité accrue pour des déplacements inférieurs à 1 mm (représentatif des conditions de service d'une structure) avec des augmentations de 130 %, 31 % et 15 % entre les Phases 1 et 2, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. La ductilité est cependant réduite pour les bétons fibrés, pour de plus grands déplacement, avec une diminution de l'énergie totale (courbe complète) de 45 % et 46 % entre les Phases 1 et 2, respectivement pour le BRF35-FS-0.5% et le BRF35-FA-0.5%. Ce résultat est associé au fait que charger ces bétons plus rapidement résulte en une diminution plus rapide de la charge en fonction du déplacement une fois le deuxième pic de charge (s'il y en a un) atteint. Ce comportement est également observé dans la littérature.

La rigidité initiale de la courbe force-déplacement reste assez similaire entre les Phases 1 et 2, pour les 3 bétons testés. La déformation au premier pic de charge est plus importante sous sollicitation pseudo-dynamique que quasi-statique même si ce résultat n'est pas très flagrant pour le BRF35-FA-0.5%. Quant à la déformation au deuxième pic de charge, elle est plus faible lorsque le taux de chargement augmente tel qu'observé également dans la littérature.

7.5.3 Résistance en cisaillement

Sous sollicitation pseudo-dynamique, le BRF35-FA-0.5% présente une contrainte maximale de cisaillement (τ_{max}) de 24 % supérieure à celle du BRF35-FS-0.5% qui est elle-même de 26 % supérieure à celle du BO35-0%. L'augmentation du τ_{max} de 56 % entre le BRF35-FA-0.5% et le BO35-0% observée dans la Phase 2 est similaire à celle obtenue lors de la Phase 1 (sollicitation quasi-statique), alors que la variation de τ_{max} du BRF35-FS-0.5% par rapport au BO35-0% diffère entre ces deux phases avec une augmentation de 26 % dans la phase 2 en comparaison à une diminution de 27 % lors de la Phase 1. Cette différence de comportement du BRF35-FS-0.5% par rapport au BO35-0% entre les 2 phases pourrait être expliquée en partie par la différence du f'_c du BRF35-FS-0.5% entre les Phases 1 et 2.

Sous sollicitation pseudo-dynamique, la résistance en cisaillement maximale (τ_{max}) augmente par rapport à celle obtenue sous sollicitation quasi-statique de la Phase 1 pour les trois bétons testés avec des augmentations de 44, 149 et 54 %, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. L'augmentation de la résistance en cisaillement reste dans le même ordre de grandeur pour le BO35-0% et le BRF35-FA-0.5% bien qu'elle soit un peu plus importante pour le BRF35-FS-0.5%.

Lors de la Phase 2, le BRF35-FA-0.5% est plus ductile que le BRF35-FS-0.5% qui est lui-même plus ductile que le BO35-0% avec des augmentations de l'énergie de rupture à 1 mm de 55 et 102 % pour le BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5% par rapport au BO35-0%. La tendance était différente pour le BRF35-FS-0.5% lors de la Phase 1, puisque ce béton présentait une énergie de rupture à 1 mm plus faible de 11 % que celle du BO35-0%.

L'augmentation du taux de chargement résulte, pour les trois bétons, en une ductilité accrue pour des déplacements inférieurs à 1 mm (représentatif des conditions de service d'une structure) avec des augmentations de 15, 101 et 31 % entre les Phases 1 et 2, respectivement pour les BO35-0%, BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%. L'application d'un chargement plus rapide sur ces bétons résulte néanmoins en une diminution plus marquée de la charge en fonction du déplacement une fois le deuxième pic de charge atteint (s'il y en a un), et donc à une ductilité possiblement plus faible pour de grands déplacements.

8.1 COÛTS DES FIBRES ÉTUDIÉES

Tel qu'indiqué à la [section 6.5.4](#) du présent rapport, le coût des fibres synthétiques au kilogramme pour le BRF35-FS-0.5% (13\$/kg) est supérieur à celui des fibres d'acier pour le BRF35-FA-0.5% (2.7\$/kg). Cependant, à volume égal, un poids beaucoup moins élevé de fibres synthétiques est ajouté (densité des fibres synthétiques de 0.92 versus 7.8). L'ajout de 0.5 % de fibres d'acier dans un BRF coûte environ 1.8 fois plus cher que celui de 0.5 % de fibres synthétiques ([Tableau 20](#), repris au [Tableau 30](#)). Cependant, un dosage en fibres synthétiques au moins 3 fois supérieur à celui des fibres d'acier étant requis pour une contribution mécanique équivalente au vue des performances mécaniques obtenues lors de la Phase 1 du projet (cf. [section 6.5.4](#)), le coût des fibres d'acier est moindre à niveau de performance mécanique égal.

Tableau 30 – Comparaison du coût des fibres ¹

Fibres synthétiques TUF-STRAND SF	Poids	Coût/m ³	Fibres d'acier Dramix80/60	Poids	Coût/m ³
0.5%-vol.	4.55 kg	59 \$/m ³	0.5%-vol.	39 kg	105 \$/m ³
1%-vol.	9.1 kg	118 \$/m ³	1%-vol.	78 kg	211 \$/m ³
1.5%-vol.	13.65 kg	177 \$/m ³	1.5%-vol.	117 kg	316 \$/m ³

¹ : Prix obtenu des fournisseurs de fibre

8.2 COÛTS DES BÉTONS ÉTUDIÉS DANS LA PHASE 2

Dû au coût des fibres présenté à la section précédente ainsi qu'à une légère augmentation de la quantité de superplastifiant dans les mélanges avec fibres, un coût plus élevé est attendu pour les BRF par rapport au BO. Le coût des trois bétons étudiés dans la Phase 2 du projet de recherche a été estimé en demandant une soumission à un fournisseur de béton. Le [Tableau 31](#) présente les prix obtenus. Il importe de conserver à l'esprit qu'il s'agit de prix comprenant la marge bénéficiaire du fournisseur de béton et du coût de transport par camion-malaxeur sur le chantier. Ces coûts ne seraient pas payés par une entreprise de préfabrication qui produirait elle-même le béton dans ses installations, ils procurent donc une approximation conservatrice de la réalité industrielle pour la production de glissières de sécurité. En revanche, la différence de prix entre chacun des bétons devrait quant à elle être représentative de ce qui sera retrouvé en industrie.

Tableau 31 – Comparaison du coût (prix fournisseur) des bétons de la Phase 2

Béton	Coût/m ³
BO35-0%	159 \$/m ³
BRF35-FS-0.5%	227 \$/m ³
BRF35-FA-0.5%	274 \$/m ³

Les coûts obtenus du fournisseur de béton indiquent des hausses de prix pour les BRF35 par rapport au BO35 de 68 \$/m³ et 115 \$/m³ respectivement avec l'utilisation de 0.5 % de fibres synthétiques et 0.5 % de fibres d'acier. Le fournisseur prévoit un coût pour 0.5 % vol. de fibres de 66 \$/m³ et de 112 \$/m³, respectivement pour les fibres synthétiques et les fibres d'acier ([section 8.1](#)). Ces valeurs sont respectivement 11 % et 7 % plus élevées que les prix fournis par les fabricants de fibres (présentés au [Tableau 30](#)), ce qui est logique considérant la marge du fournisseur de béton sur les fibres achetées au producteur.

Somme toute, une augmentation du coût du béton par l'usage de 0.5 % vol. de fibres est de 43 % pour l'utilisation de fibres synthétiques et de 72 % pour l'utilisation de fibres d'acier. Il importe cependant de rappeler que le comportement en flexion et en cisaillement du BRF35-FS-0.5% sous chargements quasi-statique et pseudo-dynamique est nettement moins performant, et qu'il faudrait hausser au moins par trois fois son volume de fibres synthétiques pour obtenir un comportement équivalent à celui du BRF35-FA-0.5%. Le surcoût du BRF35-FA-0.5% est donc légitime considérant son comportement mécanique en flexion et en cisaillement nettement supérieur aux deux autres bétons.

8.3 COÛTS DES GLISSIÈRES AVEC LES BÉTONS ÉTUDIÉS DANS LA PHASE 2

Étant donné que les coûts de main d'œuvre, de coffrages et d'acier sont non négligeables sur le prix global d'une glissière de chantier, les pourcentages d'augmentation du coût total d'une unité de glissière dus à l'utilisation des fibres (synthétiques ou en acier) seront beaucoup plus faibles que les valeurs présentées à la [section 8.2](#).

Le coût d'une unité de glissière de chantier était approximativement de 500 \$ au début de l'année 2015, incluant la livraison (donnée fournie par le MTQ). Depuis, des améliorations ont été apportées aux raccords en acier des glissières en plus de l'ajout de quelques barres d'armatures. Ces modifications amèneront de manière approximative une augmentation de 15 % du coût d'une unité de glissière. Les futures glissières auront alors un coût unitaire d'environ 575 \$, pour un volume de glissière de 1 m³. Le coût présagé d'une unité de glissière de 575 \$ a été considéré dans l'analyse économique qui suit.

Le [Tableau 32](#) fait une comparaison des coûts des glissières pour les 3 bétons étudiés dans la Phase 2 de ce projet et indique une augmentation du coût d'une unité de glissière de 12 et 20 %, respectivement par l'usage de 0.5 % vol. de fibres synthétiques et 0.5% vol. de fibres d'acier. Ceci signifie que les glissières en BRF deviennent rentables à partir du moment où la présence des fibres permet d'augmenter la durée de vie de la glissière de 12 % avec 0.5 % vol. de fibres synthétiques et de 20 % avec 0.5 % vol. de fibres d'acier.

Tableau 32 – Comparaison du coût des glissières utilisant les trois bétons de la Phase 2

Béton utilisé	Coût béton/ glissière	Coût hors béton/ glissière	Coût total/unité de glissière	Coût glissière BRF35 versus en BO35
BO35-0%	159 \$	416 \$	575 \$	0 %
BRF35-FS-0.5% *	227 \$	416 \$	643 \$	+ 12 %
BRF35-FA-0.5%	274 \$	416 \$	690 \$	+ 20 %

* : Cette étude a démontré que l'usage du BRF35-FS-0.5% comprenant 0.5% de fibres synthétiques n'apporte pas suffisamment de gain mécanique pour être considéré adéquat.

La durée de vie des glissières de chantier peut être très variable, selon la qualité de fabrication et des conditions d'utilisation (impacts de manutention). Aucune étude exhaustive n'a été effectuée pour déterminer quantitativement une durée de vie statistique de ces glissières. Cependant, des observations sporadiques ont permis de constater que certaines glissières peuvent être lourdement endommagées après un ou deux ans alors que d'autres peuvent être impeccables après plus de 10 ans. Au vue de ces observations qualitatives et après discussion avec nos collaborateurs du ministère des Transports, il a été jugé raisonnable de considérer une durée de vie de 2 à 10 ans avec une moyenne de 3 à 4 ans dans cette analyse économique simplifiée. Ainsi la durée de vie d'une glissière dépend principalement des conditions d'utilisation (impacts de manutention) plutôt que des phénomènes de détérioration du béton habituel (gel-dégel, écaillage, corrosion des armatures, etc.). Considérant cette durée de vie moyenne de 3-4 ans, et l'analyse de coût présentée au **Tableau 32**, l'utilisation des fibres permet donc un gain économique à partir du moment où la durée de vie moyenne est augmentée de 4 à 6 mois (12% de la durée de vie de 3 à 4 ans) dans le cas des glissières en BRF35-FS-0.5% et de 7 à 10 mois (20% de la durée de vie de 3 à 4 ans) dans le cas des glissières en BRF35-FA-0.5%.

Le **Tableau 33** regroupe les gains de performances mécaniques (résistance et de ductilité) obtenus par rapport au BO35-0% pour les bétons fibrés (BRF35-FS-0.5% et BRF35-FA-0.5%) étudiés lors de la Phase 2 de ce projet. Les gains (résistance et ductilité) obtenus pour le BRF35-FA-0.5%, que ce soit en flexion ou en cisaillement, sont tous supérieurs à 40 %. Ces résultats permettent d'anticiper une durée de vie au moins 40 % supérieure à celle des glissières en BO35-0% vis-à-vis des impacts de manutention. L'analyse des coûts a démontré précédemment que la glissière en BRF35-FA-0.5% s'avère économique si sa durée de vie est allongée de 20 %, or la performance mécanique principalement responsable de la longévité est haussée d'au moins 40 %. Il est donc attendu que la glissière en BRF35-FA-0.5% soit plus économique que celle en BO35-0% à moyen terme.

En ce qui concerne le BRF35-FS-0.5%, les gains de performances mécaniques par rapport au BO35-0% sont nettement moindres qu'avec les fibres en acier, avec un des gains (4.7% pour la résistance en flexion) inférieur au 12 % d'augmentation de durée de vie nécessaire pour rendre l'unité de glissière rentable. Ce résultat confirme la recommandation de produire des glissières en BRF avec 0.5 % de fibres en acier.

Tableau 33 – Gain de performances mécaniques des BRF35 de la Phase 2, par rapport au BO35

	Résistance		Ductilité	
	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FA-0.5%	BRF35-FS-0.5%	BRF35-FA-0.5%
Flexion	+ 4.7 %	+ 40.1 %	+ 94 %	+ 320 %
Cisaillement	+ 26.0 %	+ 55.8 %	+ 55.2 %	+ 102 %

* : Cette étude a démontré que l'usage du BRF35-FS-0.5% comprenant 0.5% de fibres synthétiques n'apporte pas suffisamment de gain mécanique pour être considéré adéquat.

Il importe de rappeler que l'estimation du coût des bétons à la base de cette étude économique est conservatrice étant donné que certains coûts liés à la livraison du béton et à une marge de profit du producteur de béton ne devrait pas apparaître dans l'évaluation. Ceci signifie donc que l'extension de durée de vie minimale requise pour que l'usage des BRF soit rentable est probablement moindre que celle indiquée précédemment. L'utilisation d'un béton renforcé de fibres d'acier à un dosage de 0.5 % pourrait ainsi être intéressant économiquement même si l'augmentation de durée de vie de l'unité est légèrement moindre que 20 %, soit 7 à 10 mois.

9 CONCLUSIONS

9.1 PHASE 1 – CARACTÉRISATION DES BÉTONS SOUS CHARGEMENTS QUASI-STATIQUES

La première phase expérimentale du projet de recherche consistait à développer des BRF avec des dosages en fibres représentatifs de bétons industriels, évaluer en laboratoire le comportement à l'état frais et à l'état durci des BRF étudiés et analyser le gain de résistance et d'énergie de rupture des BRF par rapport au béton conventionnel sans fibre. Le comportement mécanique des bétons a été évalué notamment pour des chargements quasi-statiques (lents) en flexion et en cisaillement.

Les bétons renforcés de fibres qui ont été développés répondent aux exigences de formulation du MTQ et peuvent être fabriqués dans un contexte industriel (équipement standard, procédures simples de fabrication et de mise en place, etc.).

Les résultats des essais en flexion et en cisaillement sous chargements quasi-statiques ont démontré la nette supériorité des bétons renforcés de fibres d'acier par rapport à ceux comprenant des fibres synthétiques (dosage équivalent) en termes de résistance à la première fissuration, de résistance maximale et d'énergie de rupture en condition de service. Un dosage de fibres d'acier de 0.5 % procure des résistances en flexion et en cisaillement supérieures à celles apportées par un dosage de 1 % de fibres synthétiques, que ce soit pour un béton ordinaire de type V-P (35 MPa) ou un béton à haute performance de type XIII (50 MPa).

9.2 PHASE 2 – CARACTÉRISATION DES BÉTONS SOUS CHARGEMENTS PSEUDO-DYNAMIQUES

La deuxième phase expérimentale du projet de recherche consistait à étudier le béton ordinaire de type V-P (35 MPa) et ses BRF dérivés comportant 0.5 % de fibres sous des chargements pseudo-dynamiques représentatifs d'impacts de véhicules (en terme de déformation mesurée sur la fibre tendue des spécimens). Dans cette phase, il est considéré que l'utilisation de fibres d'acier est celle recommandée pour l'usage dans les glissières de chantier, cependant le comportement des 2 types de fibres est étudié à titre comparatif.

Les résultats des essais en flexion et en cisaillement sous chargements pseudo-dynamiques ont à nouveau démontré la nette supériorité des bétons renforcés de fibres d'acier par rapport à ceux comprenant des fibres synthétiques (dosage équivalent) en termes de résistance maximale et d'énergie de rupture en condition de service. Concernant plus spécifiquement l'apport du BRF35-FA-0.5% en comparaison du BO35-0% (béton type V-P de référence), des hausses de résistance maximale en flexion de 40 % et d'énergie de rupture associée à la condition de service de 320 % ont été observées, tandis que des hausses de résistance maximale en cisaillement de 56 % et d'énergie de rupture associée à la condition de service de 102 % ont été mesurées.

Les comportements en flexion et en cisaillement obtenus dans les essais en laboratoire permettent de croire que l'usage du BRF35-FA-0.5% en remplacement du BO35-0% (béton type V-P de référence) permettra d'améliorer significativement la performance en service des glissières de chantier en béton. D'une part, la manutention répétée des glissières du site d'entreposage aux chantiers et les charges de service (impacts) imposées par les véhicules et les appareils de chantier provoquent souvent la fracturation des coins de glissières et l'apparition d'épaufrures localisées qui s'aggravent rapidement. La hausse marquée des résistances en flexion et en cisaillement et des énergies de rupture sous ces modes de sollicitations du BRF35-FA-0.5% devrait permettre de pallier en grande partie à l'endommagement hâtif des glissières de chantier, notamment en réduisant les ouvertures des fissures générées par les impacts et le détachement de blocs de béton. D'autre part, le transfert d'efforts au travers de la fissuration nettement supérieur du BRF35-FA-0.5% par rapport au BO35-0% permettra une meilleure efficacité du renforcement à l'intérieur des glissières de chantier.

9.3 ANALYSE ÉCONOMIQUE

Pour un dosage de 0.5 % vol. en fibres, les fibres en acier utilisées dans ce projet coûtent environ 1.8 fois plus chères que celles synthétiques qui coûtent 59 \$/m³ de béton. Considérant le coût des fibres et des marges associées chez les fournisseurs de béton, il en résulte une augmentation du coût des BRF35-FA-0.5% et BRF35-FS-0.5% respectivement de 72 % et 43 % par rapport au BO35-0%, à volume égal de béton. Les performances mécaniques obtenues en flexion et en cisaillement lors de la Phase 1 indiquent cependant qu'il faudrait hausser au moins de 3 fois le volume de fibres synthétiques dans le BRF35-FS-0.5% pour obtenir un comportement équivalent au BRF35-FA-0.5%. Ceci justifie de ne retenir que la fabrication de glissières de sécurité avec le béton renforcé de 0.5% de fibres d'acier avec le surcoût associé.

À l'échelle d'une unité de glissière de chantier, le coût supplémentaire associé à l'utilisation du BRF35-FA-0.5% à la place du BO35-0% habituellement utilisé est de 20 %. Considérant la durée de vie actuelle des glissières de chantier reliées aux impacts de manutention (hypothèse de 3 à 4 ans en moyenne), l'utilisation de glissières en BRF35-FA-0.5% devient rentable à partir du moment où elles présentent une durée de vie augmentée de 7 à 10 mois, soit 20 % d'augmentation de la durée de vie. Les gains de performances mécaniques observées lors de la Phase 2 pour le BRF35-FA-0.5% étant tous supérieurs à 40 % par rapport au BO-0%, il est anticipé que l'augmentation de la durée de vie vis-à-vis des impacts de manutention soit supérieure à 40 % et donc que les unités de glissières en BRF35-FA-0.5% soient plus économiques que celles en BO35-0% à moyen terme.

9.4 RECOMMANDATION

Sur la base des travaux de recherche réalisés, il est recommandé d'utiliser un dosage de 0.5 % de fibres d'acier dans la glissière de chantier du MTQ pour améliorer sa performance en service. Afin de confirmer les observations faites à l'échelle du matériau en laboratoire, de confirmer le gain de durée de vie anticipé

pour les glissières en BRF35-FA-0.5% et de valider l'analyse économique, il est suggéré de réaliser un projet pilote de fabrication de glissières de chantier fabriquées en BRF35-FA-0.5% comprenant un suivi de performance dans le temps en comparaison aux glissières de chantier traditionnelles.

Bien que n'étant pas initialement prévu dans ce mandat, une vérification de la mise en place du BRF35-FA-0.5% à travers une section d'armature courante d'une glissière de sécurité a été effectuée par l'équipe de l'École Polytechnique de Montréal afin de s'assurer de la compatibilité du mélange recommandé. L'espacement minimal des armatures longitudinales dans une glissière conventionnelle est d'environ 160 mm, or l'espacement minimal des armatures longitudinales dans une glissière avec treillis soudé nouvellement acceptée par le MTQ est d'environ 50 mm. Dans ce contexte, la vérification de la mise en place du BRF35-FA-0.5% qui comprend des fibres de 60 mm de longueur a été faite dans la situation la plus critique, soit celle du treillis soudé. La vérification a démontré une bonne compatibilité du mélange BRF35-FA-0.5% proposé avec la section de treillis soudé avec un excellent remplissage de l'ensemble du coffrage (exempt de vide de remplissage). Ceci est illustré à l'[Annexe 2](#) par les photos des surfaces du spécimen testé après décoffrage. Ces photos ainsi qu'une vidéo présentant la coulée complète du spécimen sont également disponibles auprès des collaborateurs du MTQ. Les résultats de la vérification laissent donc présager une bonne compatibilité du mélange BRF35-FA-0.5% à l'échelle d'une unité de glissière de chantier.

10 RÉFÉRENCES

- [1] Duchesneau F., Charron J.-P. et Massicotte B. (2011). Monolithic and hybrid precast bridge parapets in high and ultra-high performance fibre reinforced concretes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(8), 859-869.
- [2] Lessard M.-C., Charron J.-P., Massicotte B., Thilbaut M. et Caza D. (2008). *Behavior of precast pre-slab panels for bridge*. ACI-Québec/Ontario - Progrès dans le domaine du béton, 2-3 Décembre, Boucherville, Qc, CA
- [3] Charron J.-P., Namy M. et Massicotte B. (2013). *Comportement des parapets de ponts coulés en place et préfabriqués*. Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Qc, CA
- [4] Dagenais M.-A. et Massicotte B. (2013). *Renforcement sismique de piles rectangulaires par gainage en BFUP*. Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Qc, CA
- [5] MTQ. (2015). Norme du ministère des Transports du Québec (MTQ) [Tome VII - Chapitre 3 : Bétons et produits connexes - Section 3.1 : Bétons de masse volumique].
- [6] MTQ. (2015). Norme du ministère des Transports du Québec (MTQ) [Tome III : Ouvrages d'art - Chapitre 2 : Conception des ouvrages d'art].
- [7] CSA. (2014). Concrete materials and methods of concrete construction CAN-CSA A23.1-14 Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- [8] Charron J.-P. et Desmettre C. (2013). *Rapport de recherche SR13-01 - Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*. Montréal, Qc, Canada: École Polytechnique de Montréal.
- [9] CSA. (2008). Cementitious materials compendium CAN-CSA A3000-08 Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- [10] Rossi P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques: Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC)*.
- [11] Neville A. M. (2000). *Propriétés des bétons*. Paris, France: Éditions Eyrolles.
- [12] ACI-Committee-544.1R-96. (1996). *State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete*. Detroit, US: American Concrete Institute.
- [13] ACI-Committee-544.2R-89. (1989). *Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete*. Detroit, US: American Concrete Institute.
- [14] Balaguru P., Narahari R. et Patel M. (1992). Flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 89(6).
- [15] ASTM-C1018. (1997). Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading). In ASTM International (Ed.). West Conshohocken, PA.
- [16] JSCE-SF4. (1984). Standard for flexural strength and flexural toughness, method of tests for steel fiber reinforced concrete. In Japan Society of Civil Engineers (Ed.).
- [17] EN14651. (2005). Test method for metallic fibered concrete - measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). In European Committee for Standardization (Ed.). Brussels.
- [18] ASTM-C1550. (2012). Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel). In ASTM International (Ed.). West Conshohocken, PA.
- [19] Buratti N., Mazzotti C. et Savoia M. (2011). Post-cracking behaviour of steel and macro-synthetic fibre-reinforced concretes. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2713-2722.

- [20] de Montaignac R., Massicotte B., Charron J.-P. et Nour A. (2012). Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, 45(4), 609-622.
- [21] Soutsos M., Le T. et Lampropoulos A. (2012). Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres. *Construction and Building Materials*, 36, 704-710.
- [22] Barros J. A., Cunha V. M., Ribeiro A. F. et Antunes J. (2005). Post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 38(1), 47-56.
- [23] Ashour S. A., Mahmood K. et Wafa F. F. (1997). Influence of steel fibers and compression reinforcement on deflection of high-strength concrete beams. *ACI structural journal*, 94(6).
- [24] de Montaignac R., Massicotte B. et Charron J.-P. (2012). Design of SFRC structural elements: flexural behaviour prediction. *Materials and Structures*, 45(4), 623-636.
- [25] JSCE-SF6. (1990). Method of test for shear strength of steel fiber reinforced concrete. In Japan Society of Civil Engineers (Ed.).
- [26] Mirsayah A. A. et Banthia N. (2002). Shear strength of steel fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 99(5).
- [27] Boulekbache B., Hamrat M., Chemrouk M. et Amziane S. (2012). Influence of yield stress and compressive strength on direct shear behaviour of steel fibre-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 27(1), 6-14.
- [28] Majdzadeh F., Soleimani S. M. et Banthia N. (2006). Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(6), 726-734.
- [29] Khanlou A., MacRae G., Scott A., Hicks S. et Clifton G. (2012). Shear performance of steel fibre-reinforced concrete. *Australasian Structural Engineering Conference 2012: The past, present and future of Structural Engineering* (pp. 400)Engineers Australia.
- [30] Barragan B., Gettu R., Agullo L. et Zerbino R. (2006). Shear failure of steel fiber-reinforced concrete based on push-off tests. *ACI Materials Journal*, 103(4).
- [31] Khaloo A. R. et Kim N. (1997). Influence of concrete and fiber characteristics on behavior of steel fiber reinforced concrete under direct shear. *ACI Materials Journal*, 94(6).
- [32] Mansur M., Ong K. et Paramasivam P. (1986). Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups. *Journal of Structural Engineering*, 112(9), 2066-2079.
- [33] Riisgaard B., Ngo T., Mendis P., Georgakis C. et Stang H. (2007). Dynamic increase factors for high performance concrete in compression using split Hopkinson pressure bar. *6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*.
- [34] Pająk M. (2011). The influence of the strain rate on the strength of concrete taking into account the experimental techniques.
- [35] Tedesco J. W. et Ross C. A. (1993). Experimental and numerical analysis of high strain rate splitting-tensile tests. *ACI Materials Journal*, 90(2).
- [36] Suaris W. et Shah S. P. (1982). Strain-rate effects in fibre-reinforced concrete subjected to impact and impulsive loading. *Composites*, 13(2), 153-159.
- [37] Zhang X., Elazim A. A., Ruiz G. et Yu R. (2014). Fracture behaviour of steel fibre-reinforced concrete at a wide range of loading rates. *International Journal of Impact Engineering*, 71, 89-96.
- [38] Naaman A. E. et Gopalaratnam V. (1983). Impact properties of steel fibre reinforced concrete in bending. *International journal of cement composites and lightweight concrete*, 5(4), 225-233.
- [39] Kim J. J., Park G.-J., Kim D. J., Moon J. H. et Lee J. H. (2014). High-rate tensile behavior of steel fiber-reinforced concrete for nuclear power plants. *Nuclear Engineering and Design*, 266, 43-54.
- [40] Körmeling H. et Reinhardt H. (1987). Strain rate effects on steel fibre concrete in uniaxial tension. *International journal of cement composites and lightweight concrete*, 9(4), 197-204.
- [41] Suaris W. et Shah S. P. (1985). Constitutive model for dynamic loading of concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(3), 563-576.

- [42] Shah S. P. (1987). *Strain rate effects for concrete and fiber reinforced concrete subjected to impact loading*: DTIC Document.
- [43] Nammur G. G. et Naaman A. E. (1985). Strain rate effects on tensile properties of fiber reinforced concrete. *MRS Proceedings* (Vol. 64, pp. 97)Cambridge Univ Press.
- [44] Kobayashi K. et Cho R. (1981). Flexural behaviour of polyethylene fibre reinforced concrete. *International journal of cement composites and lightweight concrete*, 3(1), 19-25.
- [45] Alavi Nia A., Hedayatian M., Nili M. et Sabet V. A. (2012). An experimental and numerical study on how steel and polypropylene fibers affect the impact resistance in fiber-reinforced concrete. *International Journal of Impact Engineering*, 46, 62-73.
- [46] Badr A., Ashour A. F. et Platten A. K. (2006). Statistical variations in impact resistance of polypropylene fibre-reinforced concrete. *International Journal of Impact Engineering*, 32(11), 1907-1920.
- [47] Nataraja M., Nagaraj T. et Basavaraja S. (2005). Reproportioning of steel fibre reinforced concrete mixes and their impact resistance. *Cement and concrete research*, 35(12), 2350-2359.
- [48] Nili M. et Afroughsabet V. (2010). Combined effect of silica fume and steel fibers on the impact resistance and mechanical properties of concrete. *International Journal of Impact Engineering*, 37(8), 879-886.
- [49] Song P., Wu J., Hwang S. et Sheu B. (2005). Assessment of statistical variations in impact resistance of high-strength concrete and high-strength steel fiber-reinforced concrete. *Cement and concrete research*, 35(2), 393-399.
- [50] Ramakrishnan V., Wu G. Y. et Hosalli G. (1989). Flexural Fatigue Strength, Endurance Limit, and Impact Strength of Fiber Reinforced Concretes. *Transportation Research Record*(1226), 17-24.
- [51] Chen X.-Y., Ding Y.-N. et Azevedo C. (2011). Combined effect of steel fibres and steel rebars on impact resistance of high performance concrete. *Journal of Central South University of Technology*, 18(5), 1677-1684.
- [52] Marar K., Eren Ö. et Celik T. (2001). Relationship between impact energy and compression toughness energy of high-strength fiber-reinforced concrete. *Materials letters*, 47(4), 297-304.
- [53] Murali G., Santhi A. et Ganesh G. M. (2014). Effect of Crimped and Hooked End Steel Fibres on the Impact Resistance of Concrete. *Journal of Applied Science and Engineering*, 17(3), 259-266.
- [54] Mohammadi Y., Carkon-Azad R., Singh S. et Kaushik S. (2009). Impact resistance of steel fibrous concrete containing fibres of mixed aspect ratio. *Construction and Building Materials*, 23(1), 183-189.
- [55] Suaris W. et Shah S. P. (1983). Properties of concrete subjected to impact. *Journal of Structural Engineering*, 109(7), 1727-1741.
- [56] Nataraja M., Dhang N. et Gupta A. (1999). Statistical variations in impact resistance of steel fiber-reinforced concrete subjected to drop weight test. *Cement and concrete research*, 29(7), 989-995.
- [57] Nagabhushanam M., Ramakrishnan V. et Vondran G. (1989). Fatigue Strength of Fibrillated Polypropylene Fiber Reinforced Concretes. *Transportation Research Record*(1226), 36-47.
- [58] Banthia N. et Mindess S. (1996). Impact resistance of steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 93(5).
- [59] Mindess S. et Vondran G. (1988). Properties of concrete reinforced with fibrillated polypropylene fibres under impact loading. *Cement and Concrete Research*, 18(1), 109-115.
- [60] Banthia N., Mindess S. et Bentur A. (1987). Impact behaviour of concrete beams. *Materials and Structures*, 20(4), 293-302.
- [61] Powers T. C., Copeland L. E. et Mann H. M. (1959). Capillary continuity or discontinuity in cement paste. *Journal of the PCA research and development laboratories, Bulletin* 1(2), 38-48.

- [62] Sappakittipakorn M. et Banthia N. (2012). Corrosion of Rebar and Role of Fiber Reinforced Concrete. *Journal of Testing and Evaluation*, 40(1), 1.
- [63] Al-Tayyib A. H. J., Mesfer M. et Zahrani A. (1990). Corrosion of steel reinforcement in polypropylene fiber reinforced concrete structures. *ACI Materials Journal*, 87(2).
- [64] ACI-Committee-544.5R-10. (2010). *Report on the Physical Properties and Durability of Fiber-Reinforced Concrete*. Detroit, US: American Concrete Institute.
- [65] Gérard B., Reinhardt H. W. et Breyse D. (1997). Measured transport in cracked concrete. H. W. Reinhardt Ed., *RILEM Report 16 - Penetration and permeability of concrete : Barriers to organic and contaminating liquids* (Vol. 16, pp. 265-324). Stuttgart, Germany: E & FN Spon.
- [66] Djerbi A., Bonnet S., Khelidj A. et Baroghel-Bouny V. (2008). Influence of traversing crack on chloride diffusion into concrete. *Cement and Concrete Research*, 38, 877-883.
- [67] Aldea C. M., Ghandehari M., Shah S. P. et Karr A. (2000). Estimation of water flow through cracked concrete under load. *ACI Material Journal*, 97, 567-575.
- [68] Wang K., Jansen D. C., Shah S. P. et Karr A. F. (1997). Permeability study of cracked concrete. *Cement and Concrete Research*, 27(3), 381-393.
- [69] Charron J.-P., Denarié E. et Brühwiler E. (2008). Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation. *Cement and Concrete Research*, 38(5), 689-698.
- [70] Picandet V., Khelidj A. et Bellegou H. (2009). Crack effects on gas and water permeability of concretes. *Cement and Concrete Research*, 39(6), 537-547.
- [71] Tsukamoto M. et Wörner J.-D. (1991). Permeability of cracked fibre-reinforced concrete. *Annual Journal on concrete and concrete structures*, 6, 123-135.
- [72] Lawler J. S., Zampini D. et Shah S. P. (2002). Permeability of cracked hybrid fiber-reinforced mortar under load. *ACI Materials Journal*, 99(4).
- [73] Hubert M., Desmettre C. et Charron J.-P. (Published Online 11 June 2014). Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete. *Materials and Structures*, 1-13.
- [74] Desmettre C. (2011). *Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques*, Ph. D., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc, Canada.
- [75] Haddad R. H. et Ashteyate A. M. (2001). Role of synthetic fibers in delaying steel corrosion cracks and improving bond with concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(5), 787-793.
- [76] Sanjuan M., Andrade C. et Bentur A. (1997). Effect of crack control in mortars containing polypropylene fibers on the corrosion of steel in a cementitious matrix. *ACI Materials Journal*, 94(2).
- [77] Shaikh F. U. A., Mihashi H. et Kobayakawa A. (2014). Corrosion Durability of Reinforcing Steel in Cracked High-Performance Fiber-Reinforced Cementitious Composite Beams. *Journal of Materials in Civil Engineering*.
- [78] MTQ. (2015). Norme du ministère des Transports du Québec (MTQ) [Tome VIII : Dispositif de retenue].
- [79] Casagrande A. (1948). Classification and identification of soils. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 113(1), 901-930.
- [80] US.Army.Engineer.Waterways.Experiment.Station. (1953). *The Unified Soil Classification System (Technical Memorandum No. 3-357)* (Vol. 2). Vicksburg, Mississippi, USA.
- [81] Lacroix-Sauvageau M., Androuët C. et Charron J.-P. (2010). *Vérification d'une technique de formulation des bétons renforcés de fibres métalliques*. Montréal, Qc, CA: École Polytechnique de Montréal.

- [82] CSA-A.23.2-3C. (2014). Making and curing concrete compression and flexural test specimens. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- [83] ASTM-C192. (2014). Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory. In ASTM International (Ed.). West Conshohocken, PA.
- [84] CSA-A.23.2-9C. (2014). Compressive strength of cylindrical concrete specimens. Mississauga, Ontario, Canada: Canadian Standards Association.
- [85] ASTM-C469. (2014). Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. In ASTM International (Ed.). West Conshohocken, PA.
- [86] ASTM-C1609. (2012). Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading). In ASTM International (Ed.). West Conshohocken, PA.
- [87] ASTM-C78. (2010). Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading). In ASTM International (Ed.). West Conshohocken, PA.
- [88] Klepaczko J. R. (2003). On a very high rate sensitivity of concrete failure at high loading rates and impact. *Proceedings of International Symposium, Brittle Matrix Composites 7, Warsaw* (pp. 1-27).

 C 1018

9.2 Arrange the specimen and the loading system so that the specimen is loaded at the third points in accordance with Test Method C 78. The span length shall be three times the specimen depth or 12 in. (300 mm), whichever is greater. If before loading, full contact is not obtained between the specimen, the load-applying devices, and the supports, grind or cap the contact surfaces of the specimen in accordance with Test Method C 78.

9.3 Operate the testing machine so that the deflection of the specimen at the mid-span increases at a constant rate. For 14 by 4 by 4 in. (350 by 100 by 100 mm) specimen size, the rate of increase of Net Mid-Span deflection shall be within the range 0.002 to 0.004 in./min (0.05 to 0.10 mm/min) until the specified end-point deflection is reached. The corresponding rate for other sizes and shapes of specimens shall be based on reaching the first-crack deflection 30 to 60 s after the start of the test. First-crack deflection for third-point loading is estimated assuming elastic behavior up to first crack from the equation:

$$\delta = 23 PL^3 / 1296 EI \left[1 + \frac{216 D^2 (1 + \mu)}{115 L^2} \right]$$

where P is the first-crack load, L is the span, E is the estimated modulus of elasticity of the concrete, I is the cross-sectional moment of inertia, D is the specimen depth, and μ is Poisson's ratio.

NOTE 10—Testing machines capable of automatically controlling the rate of movement of the loading heads are well suited but not essential to this procedure.

9.4 Exercise care to ensure that the measured deflections are the net values exclusive of any extraneous effects due to seating or twisting of the specimen on its supports or deformation of the support system. At regular intervals or when using test equipment for the first time, or after major alterations or maintenance, confirm the reliability of net mid-span deflection values by comparing the value of first-crack deflection determined experimentally with the value derived from the formula given in 9.3.

NOTE 11—Location of deflection-measuring devices at the mid-width of the specimen minimizes the effect of twisting and reduces the number of devices needed to determine the net deflection at the mid-span. When deflection is measured on the sides of the specimen, deflection-measuring devices are needed on both sides of the specimen to eliminate the possible effects of twisting of the specimen on deflection values.

9.5 Unless otherwise specified by the purchaser, terminate the test at a deflection large enough to ensure that the area up to the end-point deflection of 5.5 times the first-crack deflection specified for the I_{10} index can be determined.

9.6 When the level of serviceability appropriate to the particular application in terms of permissible deflection and cracking indicates that the specified end-point deflection should be higher, further testing to an appropriate deflection criterion shall be specified at the option of the purchaser. In general, the end-point deflection for an index I_n is $(n + 1)/2$ times the first-crack deflection. Rationale for selection of end-point deflection is given in X1.3 of Appendix X1.

9.7 Make two measurements of the specimen depth and width adjacent to the fracture (one at each face) to the nearest 0.05 in. (1.0 mm) to determine the average depth and width.

9.8 Determine the position of the fracture by measuring the distance along the middle of the tension face from the fracture to the nearest end of the specimen.

9.9 When the fracture occurs outside the middle third of the span by more than 5 % of the span length, discard the results.

10. Calculation

10.1 If the load-deflection curve is slightly concave upwards throughout its initial portion, determine first crack by placing a straightedge coincident with that portion of the load-deflection curve which is essentially linear, and identifying the point at which the curvature first increases sharply and the slope of the curve exhibits a definite change, as at point A in Fig. 3(a). To correct for the extraneous effects identified in 9.4, extend the straight line, AT , representing the linear portion of the load-deflection curve from the point, T , at which it departs from the experimental curve to a new origin at point O' , as shown in Fig. 3(a). The line $O'TA$ in Fig. 3(a) is used in subsequent area computations rather than the curve OTA .

10.2 If the load-deflection curve is slightly convex upwards throughout its initial portion, that is like the stress-strain curve for plain concrete in tension or compression, first crack is the point at which the curvature first increases sharply and the slope of the curve exhibits a definite change, as at A in Fig. 3(b). The straight line $O'A$ in Fig. 3(b) is used in subsequent area computations rather than the $O'A$ portion of the curve.

NOTE 12—Small ripples or fluctuations in the load-deflection curve due to electronic noise or mechanical vibration should not be confused with a definite change in overall slope and curvature, particularly when the portion of the curve in question is artificially magnified.

10.3 Calculate the first-crack strength using the load corresponding to first crack on the load-deflection curve and the formula for modulus of rupture given in Test Method C 78.

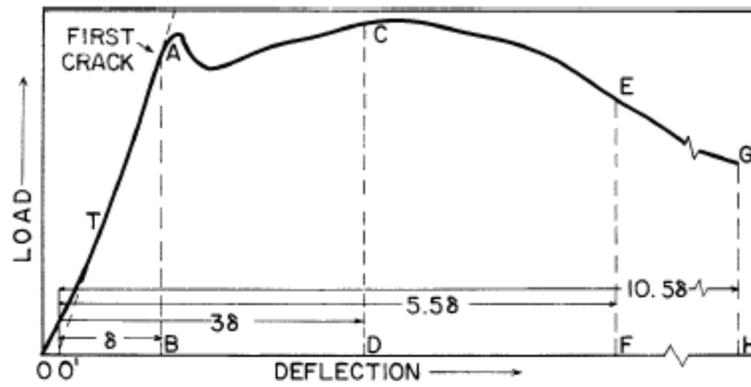
NOTE 13—When the flexural strength is required, it may be determined using the maximum load attained on the load-deflection curve and the formula for modulus of rupture given in Test Method C 78. The value thus obtained may differ from the flexural strength obtained using the constant-rate-of-loading procedure specified in Test Method C 78.

10.4 Determine the first-crack deflection as the deflection corresponding to the length $O'B$ in Fig. 3.

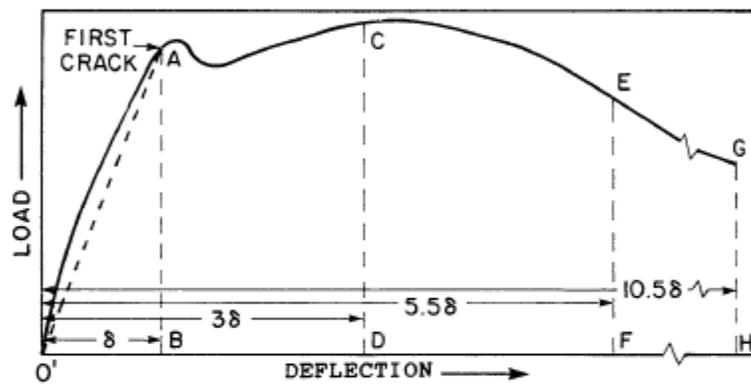
10.5 Determine the area under the load-deflection curve up to the first-crack deflection. This is the triangular area corresponding to $O'AB$ in Fig. 3. If required, calculate the corresponding first-crack toughness in inch-pound or SI units.

10.6 Determine the area under the load-deflection curve up to a deflection of 3.0 times the first-crack deflection. This corresponds to the area $O'ACD$ in Fig. 3 where $O'D$ equals 3.0 times the first-crack deflection. Divide this area by the area up to first crack, obtained in accordance with 10.4, and report the number rounded to the nearest 0.1 as the toughness index I_3 .

NOTE 14—Determination of the irregularly shaped areas needed to implement the instructions of this and subsequent sections 10.6-10.9 requires a planimeter, or application of Simpson's rule, or the counting of squares or other suitable elements of known area. When different deflection scales are used on the same plot, care must be taken to ensure



(a) Concave upwards to first crack



(b) Convex upwards to first crack

FIG. 3 Important Characteristics of the Load-Deflection Curve

that this is taken into account when converting physical area measurements to toughness indices.

10.7 Determine the area under the load-deflection curve up to a deflection of 5.5 times the first-crack deflection (area $O'AEF$ in Fig. 3). Divide it by the area up to first crack, and report the number rounded to the nearest 0.1 as the toughness index I_{10} .

10.8 When required, determine the area under the load-deflection curve up to a deflection of 10.5 times the first-crack deflection (area $O'AGH$ in Fig. 3). Divide it by the area up to first crack, and report the number rounded to the nearest 0.1 as the toughness index I_{20} .

10.9 Determine the residual strength factor $R_{5,10}$ as $20(I_{10} - I_5)$, and, when required, the residual strength factor $R_{10,20}$ as $10(I_{20} - I_{10})$.

NOTE 15—While the foregoing calculations presume that the load-deflection curve is determined in graphical form, it is not inconceivable that electronic equipment capable of digitally recording load and deflection may be developed, and that the recorded data may be analyzed by computer to determine relevant areas and toughness indices.

11. Report

11.1 Report the following information:

11.1.1 Type of specimen (molded or sawn) and specimen identification numbers or symbols,

11.1.2 Average width of specimen to the nearest 0.05 in. (1.0 mm),

11.1.3 Average depth of specimen to the nearest 0.05 in. (1.0 mm),

11.1.4 Span length to the nearest 0.1 in. (2.0 mm),

11.1.5 First-crack load and, when required, the maximum load, lbf(N),

11.1.6 First-crack deflection, in. (mm) to the nearest 0.0001 in. (0.002 mm), and the location where deflection was measured (mid-span or loading points),

11.1.7 First-crack strength and, when required, flexural strength to the nearest 5 psi (0.05 MPa),

11.1.8 First-crack toughness, lbf-in. (N-m), to the nearest 0.1 lbf-in. (0.01 N-m), when required,

11.1.9 Toughness indices I_5 and I_{10} , and the residual strength factor $R_{5,10}$.

ANNEXE 2

Les plans de ferrailage des glissières de sécurité avec armatures conventionnelles et treillis soudé sont illustrés à la **Figure 36**.

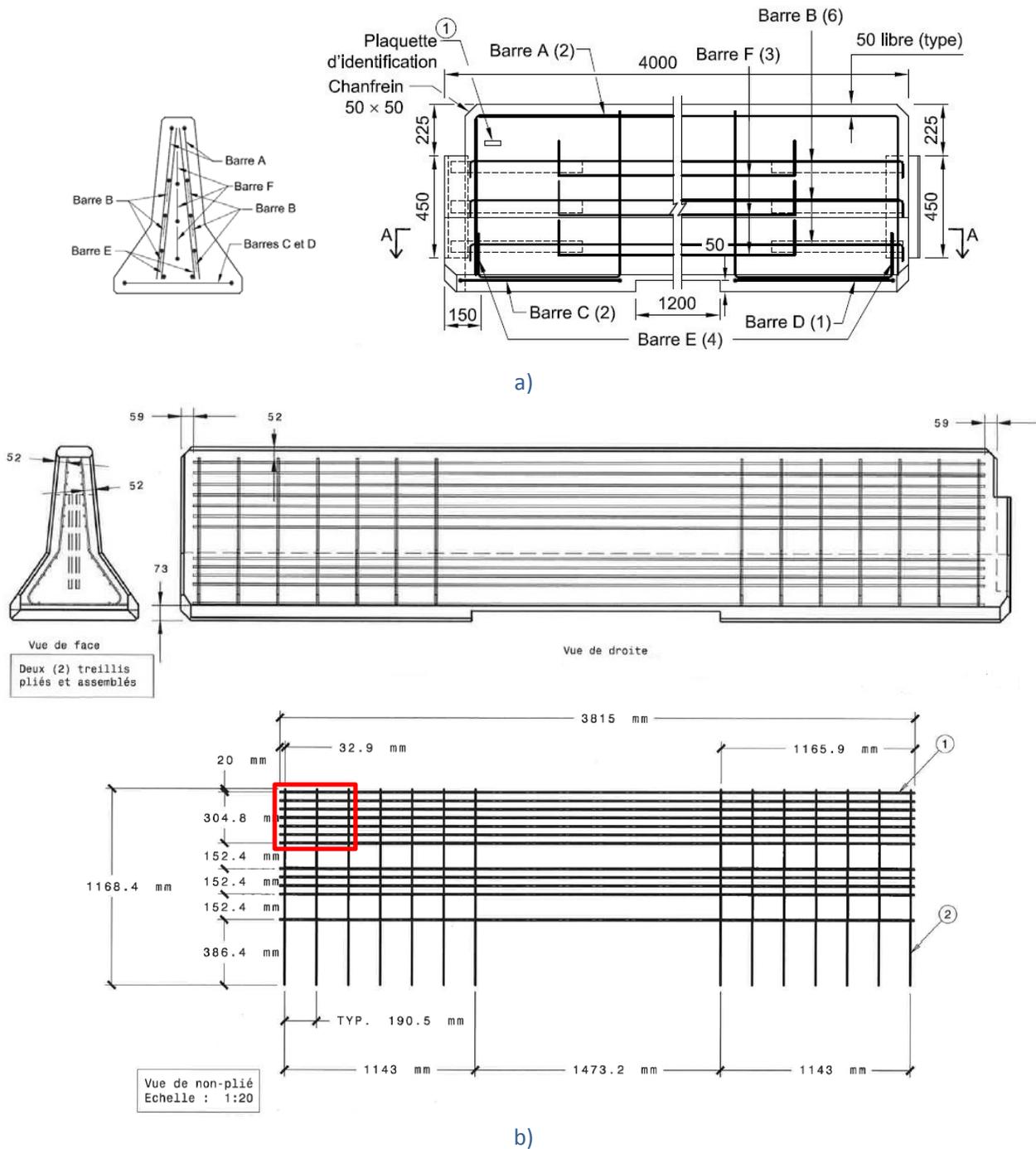
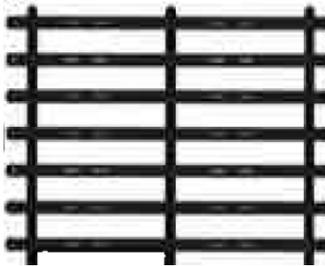


Figure 36 – Détail d’armatures a) pour les armatures conventionnelles utilisées dans les glissières de chantier et b) pour le treillis soudé (cotes en mm)

Le spécimen servant à la vérification de la compatibilité de mise en place du BRF35-FA-0.5% comprend une section d'armature du treillis soudé qui est illustrée par l'encadré rouge à la **Figure 36** et présentée à la **Figure 37**. Le spécimen a une longueur de 400 mm et une largeur de 350 mm et comprend donc 3 tiges verticales et 7 tiges horizontales.



Le spécimen coulé comprend une section de ferrailage avec espacement d'armature minimal qui comprend 3 tiges verticales et 7 tiges horizontales.

Figure 37 – Section de treillis soudé utilisé pour l'essai de compatibilité du BRF35-FA-0.5% (zoom de l'encadré de la Figure 36b)

La **Figure 38** présente le spécimen de BRF35-FA-0.5% après le démoulage. Il ne contient aucun vide de remplissage et les arêtes du prisme sont bien définies. Les résultats de cette vérification laissent donc présager une bonne compatibilité du mélange BRF35 FA 0.5% pour le remplissage d'une unité de glissière de chantier.



Figure 38 – Surfaces du spécimen coulé (BRF35-FA-0.5% avec section de treillis soudé) après décoffrage