

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET MINES**

**Développement d'un nouveau type de
poutres de ponts préfabriquées en
double T en béton renforcé de fibres**

par :

**B. Massicotte, X. Willem, C. Androuet, F. Tordjman,
W. de Broucker, D. Conciatori**

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

N/R : SR12-06 et P4274
Mars 2012
Révisé Mars 2014

Développement d'un nouveau type de poutres de pont préfabriquées en double T en béton renforcé de fibres

RAPPORT DE RECHERCHE



Mars 2012
Révisé Mars 2014
N/R: SR12-06 / P4274
V/R: R714.1

Développement d'un nouveau type de poutres de pont préfabriquées en double T en béton renforcé de fibres

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**
Professeur titulaire
- **Xavier Willem, ing, Ph.D.**
Ingénieur de recherche
- **Cédric Androuet**
Technicien supérieur
- **Fabien Tordjman**
Étudiant gradué à la maîtrise
- **William de Broucker**
Étudiant gradué à la maîtrise
- **David Conciatori, ing, Ph.D.**
Ingénieur de recherche

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Mars 2012

Révisé Mars 2014

N/R: SR12-06 / P4274

V/R: R714.1

SOMMAIRE

La remise à niveau des ponts du réseau routier du Québec amènera de nombreux chantiers dont une vaste majorité sur des axes déjà en opération. La nécessité de construire des ouvrages durables, dans un environnement parmi les plus rudes des pays développés, dans un contexte budgétaire serré, requiert l'utilisation de techniques modernes et, selon la nécessité, le développement de nouvelles technologies adaptées à un contexte particulier. Deux aspects sont retenus dans cette étude : l'utilisation accrue de la préfabrication et l'utilisation de bétons à haute durabilité renforcés de fibres à haute et ultra-haute performance (BFHP et BFUP).

L'utilisation d'éléments préfabriqués permet : d'accélérer grandement le temps d'érection des ponts, de construire toute l'année, et d'atteindre des niveaux de qualité supérieurs par rapport aux éléments construits entièrement en chantier. La disponibilité de bétons à très haute durabilité rend possible la conception d'éléments dont la durée de vie pourrait atteindre celle des ouvrages sans nécessiter de réparation ou peu de maintenance, un avantage important dans une préoccupation de développement durable. De plus, l'utilisation de la précontrainte ajoute une valeur supplémentaire en ce qui concerne la pérennité des structures.

Ce projet de recherche de nature numérique et expérimentale permet de mettre en valeur les avantages amenés par l'utilisation de BFHP pour la conception de poutres de ponts préfabriquées avec dalle intégrée en T assemblés longitudinalement par des joints en BFUP coulés en place. Le projet permet de conclure que :

- le concept proposé et la technologie choisie sont applicables industriellement;
- la construction des ponts peut être grandement accélérée;
- l'utilisation de BRF pour les poutres préfabriquées permet de considérer des concepts nouveaux et plus efficaces.

De plus, la présente étude permet de conclure que l'utilisation des BRF dans les ouvrages d'art peut fort probablement amener la réduction des coûts de fabrication et des coûts initiaux de construction. Toutefois, le gain maximal proviendra certainement de la grande durabilité des éléments et la réduction importante, voire l'élimination, des opérations de maintenance durant la vie de l'ouvrage. C'est au niveau du cycle de vie que le gain sera fort probablement considérable. Cependant, ces avantages seront quantifiables uniquement lorsque des essais sur des éléments réels seront réalisés, suivis de la construction d'un ouvrage réel.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
TABLE DES MATIÈRES	II
1. INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs et portée du projet de recherche	2
1.3 Méthodologie et organisation du rapport	3
2. BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES	4
2.1 Comportement mécanique	4
2.2 Utilisation structurale	6
2.3 Impact sur la durabilité	8
2.4 Bétons fibrés à ultra haute performance	8
2.5 Sélection des classes béton	9
2.6 Sommaire	10
3. CONCEPTION PRÉLIMINAIRE DES POUTRES EN T EN BRF	11
3.1 Contexte	11
3.2 Critères de conception	12
3.3 Géométrie de référence	15
3.4 Paramètres de l'étude expérimentale	16
4. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR LES BRF	18
4.1 Introduction	18
4.2 Mise au point des mélanges	18
4.3 Propriétés mécaniques en compression	21

4.4	Caractérisation en traction.....	22
4.5	Résultats des essais de caractérisation.....	26
4.6	Conclusions sur le comportement des matériaux.....	35
5.	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR LES POUTRES PRÉCONTRAINES.....	37
5.1	Introduction.....	37
5.2	Fabrication des spécimens et montage.....	38
5.3	Résultats expérimentaux.....	48
5.4	Analyse par éléments finis.....	52
5.5	Conclusions sur le comportement des poutres.....	57
6.	CONCEPTION DE POUTRES EN T EN BRF.....	59
6.1	Rappel des objectifs du projet principes de conception.....	59
6.2	Conceptions préliminaires.....	62
6.3	Analyse par éléments finis des poutres.....	64
7.	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS DE L'ÉTUDE.....	67
7.1	Conclusions.....	67
7.2	Recommandations.....	69
7.3	Considérations additionnelles.....	69
7.4	Conclusion générale.....	69
	REMERCIEMENTS.....	71
	RÉFÉRENCES.....	72
	ANNEXE 1 – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES BRF.....	76
	ANNEXE 2 – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES POUTRES.....	81

1. INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

La remise à niveau des ponts du réseau routier du Québec amènera de nombreux chantiers dont une vaste majorité sur des axes déjà en opération. Ces travaux de construction perturberont la circulation ce qui engendrera des coûts importants, tant pour le ministère des Transports que pour les usagers de la route.

La reconstruction du réseau routier doit profiter de la disponibilité des matériaux durables développés au cours des deux dernières décennies. Plusieurs des éléments composant les ponts sont faits en béton coulé en place : les culées, les piles, les dalles et les dispositifs de sécurité. La construction de ces éléments occupe un temps considérable dans la construction des ponts et requiert une main d'œuvre nombreuse en chantier. Cette main d'œuvre se fait de plus en plus rare pour toute sorte de considérations socio-économiques. L'utilisation d'éléments préfabriqués permettrait d'accélérer grandement l'érection des ponts et devrait permettre une utilisation plus efficace de la main d'œuvre disponible au Québec dans le secteur de la construction. Pour les poutres en béton, il pourrait être plus avantageux de concevoir de nouveaux types de sections dans lesquelles la dalle serait intégrée afin d'éliminer les étapes de la mise en place des coffrages et de la dalle.

L'utilisation d'éléments préfabriqués pour les ponts est plus répandue aux États-Unis qu'elle ne l'est au Canada. Ce constat, surprenant à première vue, peut s'expliquer par différents facteurs. En particulier, le développement du réseau routier au Canada s'est effectué entre 1960 et 1980. La préfabrication, avec les exigences de durabilité envisagées actuellement, nécessite des techniques de construction et des matériaux de scellement des joints qui n'étaient pas disponibles il y a quarante ans. Aux États-Unis la problématique de durabilité est moins exigeante qu'au Québec, les écarts de température sont plus faibles alors que la densité de population et la difficulté de franchissement d'obstacles a justifié une utilisation plus grande de la préfabrication. Le contexte actuel des ponts au Québec est donc différent de celui qui a prévalu lors des cinquante dernières années, le remplacement d'ouvrages existants amenant des conditions nouvelles.

Les éléments préfabriqués peuvent atteindre des niveaux de qualité supérieurs à ceux construits entièrement en chantier dû aux conditions plus favorables pour leur fabrication et pour le contrôle de la qualité en usine. De plus, la disponibilité de bétons à très haute durabilité rend possible la conception d'éléments dont la durée de vie pourrait atteindre celle des ouvrages sans nécessiter de réparation ou peu de maintenance. L'accroissement de la durée de vie de tels ouvrages en béton aurait un impact considérable sur le développement durable.

La nécessité de construire des ouvrages durables, dans un environnement parmi les plus rudes des pays développés, dans un contexte budgétaire serré, requiert l'utilisation de techniques modernes et, selon la nécessité, le développement de nouvelles technologies adaptées à un contexte particulier. Une chaire sur le développement de systèmes structuraux innovateurs pour la construction accélérée

de ponts durables est actuellement en développement à l'École Polytechnique. Un des thèmes principaux de la Chaire porte sur la conception de ponts entièrement préfabriqués tels que décrits plus haut. Une étude préalable aux travaux de la Chaire [1] a permis d'identifier les options envisageables pour le développement d'une nouvelle gamme de ponts préfabriqués adaptés aux besoins contemporains et au contexte québécois. Cette étude a conclu que les bétons renforcés de fibres constituaient une avenue fortement prometteuse pour les ponts du Québec, tant au niveau de la durabilité nettement supérieure qu'ils procurent, que pour le développement de solutions innovatrices qu'ils rendent possibles.

Ce projet de recherche constitue la suite de l'étude précédente. De nature numérique et expérimentale, il permettra de mettre en valeur les avantages amenés par l'utilisation des bétons à très grande durabilité et à grande performances mécaniques développés au cours des 15 dernières années à l'École Polytechnique de Montréal. Ces bétons d'avant-garde permettent des innovations technologiques qui contribueront à augmenter de manière significative la durée de vie des ouvrages en béton et de minimiser leur entretien, tout en assurant une fiabilité supérieure à celle des ouvrages conçus avec des méthodes et des bétons traditionnels.

Ce rapport porte essentiellement sur le développement de poutres de ponts préfabriquées avec dalle intégrée en T. La géométrie des poutres retenue par le ministère des Transports pour ce type de construction s'inspire des poutres NextBeam développées aux États-Unis [2]. Ces poutres sont faites à partir d'éléments préfabriqués en double T disposés côte à côte et assemblés longitudinalement par des joints coulés en place. Le projet de recherche porte sur l'impact qu'aurait l'utilisation de bétons renforcés de fibres (BRF) pour la conception de ces poutres.

1.2 OBJECTIFS ET PORTEE DU PROJET DE RECHERCHE

Le rapport porte sur l'étude de poutres en T précontraintes préfabriquées faites en BRF et fabriquées avec la même technologie et les mêmes équipements que ceux actuellement utilisés pour la préfabrication. L'innovation provient essentiellement de l'utilisation de BRF qui permet le développement de concepts avant-gardistes et innovateurs.

Le projet de recherche, applicable aux tabliers faits de poutres préfabriquées en BRF, vise à :

- concevoir à l'aide d'outils numériques des poutres précontraintes en T similaires aux poutres de type NextBeam choisies par le MTQ;
- valider expérimentalement la résistance en flexion de poutres précontraintes;
- établir les critères de conception;
- faire la conception finale de poutres préfabriquées en T.

1.3 METHODOLOGIE ET ORGANISATION DU RAPPORT

Afin de répondre aux objectifs précédents, le projet a suivi les étapes suivantes.

Le rapport présente d'abord une revue sommaire de la technologie des BRF afin de rendre la lecture de ce document accessible à un public élargi. L'étape suivante établit des critères de conception de poutres en T en BRF.

Un programme expérimental de grande envergure, comportant le développement de BRF adaptés aux besoins de la préfabrication et la validation du comportement de poutres précontraintes, a été réalisé. Les essais réalisés sur des poutres rectangulaires en flexion pour quatre types de BRF ont permis d'obtenir des données expérimentales essentielles sur le comportement des poutres précontraintes en BRF.

Ces étapes ont ensuite mené à la conception de poutres préfabriquées précontraintes en T faites de BRF pour des ponts de 15, 20 et 30 m de portée. Cette conception a été réalisée à l'aide d'un logiciel de calcul sectionnel et a été par la suite validée avec des analyses non-linéaires par éléments finis.

Le rapport suit ces étapes. Les conclusions quant aux perspectives d'utilisation de cette technologie d'avant-garde et innovatrice sont présentées en conclusion.

2. BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

2.1 COMPORTEMENT MECANIQUE

Tel qu'exprimé par Rossi [3], le concept des bétons renforcés de fibres (BRF) réside dans la volonté de transformer la rupture fragile du béton en une rupture ductile, en améliorant le comportement post-fissuration du béton face à un effort de traction. Cette amélioration réside dans l'action des fibres au sein de la matrice. La présence de fibres métalliques dans le béton permet au béton fissuré de conserver de bonnes propriétés en traction dans le temps en transférant ces efforts de traction au travers des fissures.

Les fibres en aciers, utilisées dans des applications structurales, sont principalement de type macroscopique, de longueur de 25 mm et plus, qui sont ancrées mécaniquement par des crochets aux extrémités ou par la forme ondulée ou autre. Les bétons fibrés à ultra-haute performance (BFUP) sont quant à eux généralement fabriqués avec des méso-fibres de 5 à 20 mm de longueur, droites. Certains BFUP contiennent également des microfibras dont la longueur est inférieure au millimètre, ou encore des macro-fibres, ou une combinaison des trois tailles de fibres [4].

Pour les BRF contenant uniquement des macro-fibres, celles-ci agissent lorsque les fissures se propagent dans la matrice cimentaire. Leur action consiste essentiellement à couder les macrofissures et ainsi retarder la rupture du matériau et augmenter la ductilité. Il est possible de bien voir l'action des macro-fibres sur la Figure 2.1.

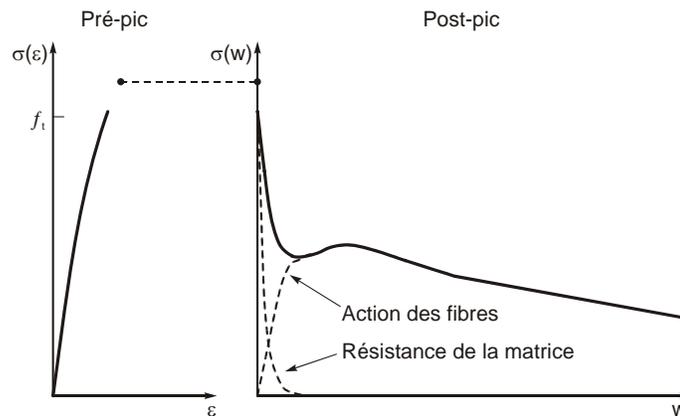


Figure 2.1 : Comportement d'un BRF en traction (adapté de [5])

L'action des fibres, limitant l'ouverture des fissures dans le béton, contribue également à la diminution de l'entrée d'agents nocifs à l'intérieur de la matrice en diminuant la pénétration de l'eau ce qui augmente la durabilité du béton.

Convenablement dosés, les BRF offrent un comportement en traction qui élimine la fragilité du béton et permet de reprendre des efforts de traction pour des

applications structurales. La Figure 2.2 illustre le comportement en traction directe de deux classes de BRF: adoucissants, et écroissant.

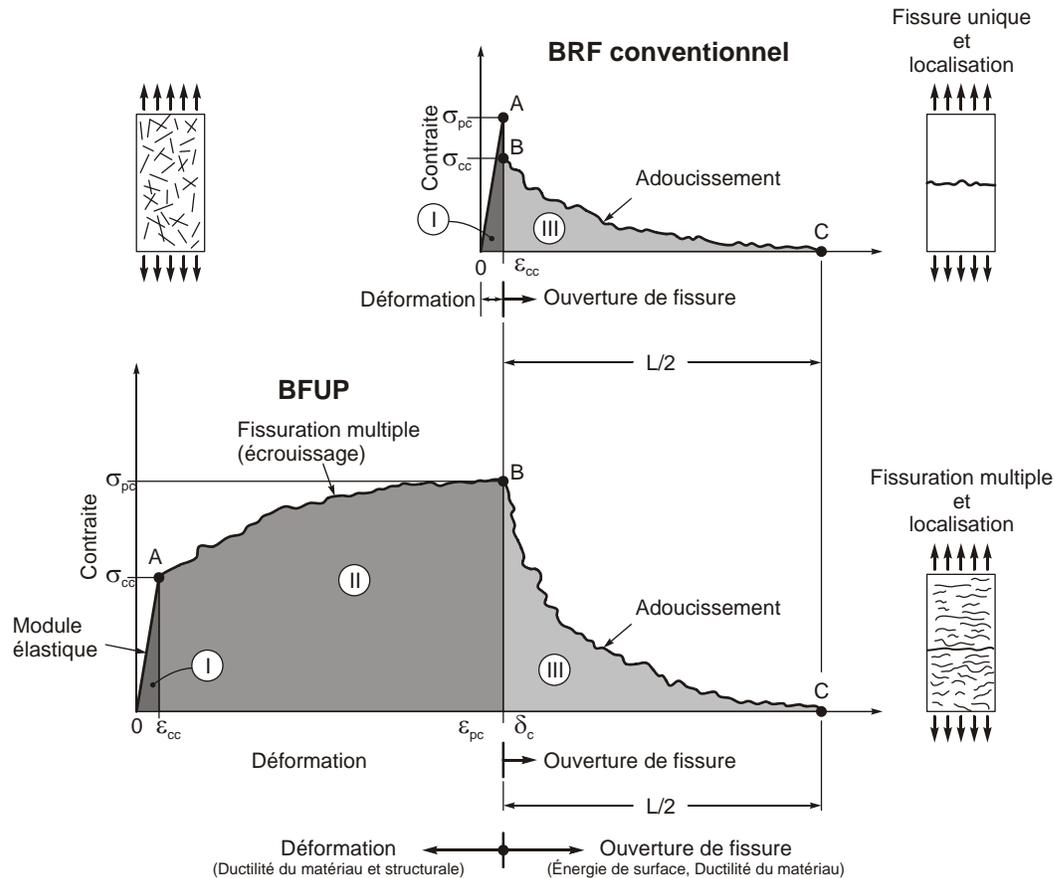


Figure 2.2 : Comportement en traction directe des BRF (adapté de [6])

Ces types de comportement post-fissuration peuvent s'obtenir avec plusieurs classes de BRF, selon le type de matrice ainsi que le type et le dosage de fibres. Toutefois, pour les applications structurales, on choisira normalement des bétons renforcés de fibres d'acier avec des dosages entre 60 et 120 kg/m³ (0.75 à 1.5% en volume) pour des bétons de résistance jusqu'à 80 MPa. On parlera de BRF ou BFHP. Pour les BFUP, dont la résistance en compression excède généralement 120 MPa, les dosages en fibres sont plus élevés, de 160 à 400 kg/m³ (2 à 5% en volume) pour les types les plus couramment utilisés. Bien que la classification des BRF ait été établie selon la résistance en compression, c'est davantage les caractéristiques en traction qui confèrent un intérêt à ce matériau.

2.2 UTILISATION STRUCTURALE

Les BRF conventionnels assurent un meilleur comportement en traction post-fissuration. En effet, la présence des fibres métalliques améliore substantiellement la rigidité et la durabilité après la fissuration des matériaux. Plusieurs études montrent que l'utilisation des BRF permet de réduire considérablement, voire d'éliminer, l'armature de flexion, surtout pour les dalles. Également, plusieurs auteurs ont observé que les performances en service, en fatigue et à l'ultime des dalles avec une teneur en fibres de 80 kg/m³ surpassent celles obtenues en suivant les règles de conception conventionnelles [7 à 11].

L'utilisation de matériaux à la fine pointe de la technologie, tels les BRF ou les BFUP, permet d'éliminer la fissuration précoce des éléments en place, d'améliorer la durabilité de ceux-ci et de réduire leurs poids et dimensions. Il est possible en optimisant les propriétés de ce type de matériau, de concevoir des éléments beaucoup plus élancés et esthétiques. Il est également possible de réduire de manière importante les armatures conventionnelles, principales et secondaires [12].

Toutefois, bien que l'usage de BRF soit de plus en plus répandu, sa combinaison avec des torons de précontrainte demeure limitée en pratique malgré que les BRF puissent apporter des avantages supplémentaires aux éléments de structure précontraints. En effet, non seulement la présence des fibres métalliques augmente la résistance en cisaillement d'interface, ce qui réduit la longueur d'ancrage des torons, elle confère aussi aux BRF une faible perméabilité à l'état fissuré, ce qui permet d'envisager l'usage de précontrainte en limitant les infiltrations le long des câbles.

L'utilisation de la précontrainte avec des BRF ouvre la porte à la précontrainte partielle dans les ouvrages d'art, condition considérée par Braïke [13, 14] qui a montré la grande efficacité des BRF pour les poutres précontraintes préfabriquées de type NEBT. Le comportement adoucissant des BRF fournit aussi aux éléments de structure des résistances en flexion et en cisaillement supérieures. Enfin, ces matériaux présentent également une résistance accrue aux impacts, ce qui n'est pas négligeable dans le cas des poutres ou des parapets de ponts.

Les progrès réalisés sur le plan de la rhéologie des bétons frais et des matériaux fibrés ont permis l'émergence de matériaux cimentaires aux propriétés mécaniques élevées et à la durabilité exceptionnelle. Ces nouvelles gammes de bétons fibrés à haute et ultra haute performance (BFHP et BFUP) offrent des propriétés uniques à l'état durci (haute résistance mécanique, faible perméabilité, ductilité élevée, etc.) et présentent au moment du coulage des propriétés autoplaçantes, offrant la possibilité de fabrication d'éléments minces ou de coulage dans des zones confinées. Par rapport aux bétons conventionnels, ces bétons ont l'avantage de présenter plus de ductilité et de durabilité. Les nombreux avantages de ces bétons en font des matériaux très avantageux pour des ouvrages d'art soumis à des conditions environnementales sévères, tels les ponts en présence de sels fondants.

Les travaux réalisés depuis le milieu des années 1990 à l'École Polytechnique de Montréal, ont permis de développer la technologie pour concevoir des BRF adaptés aux besoins [15 à 20]. Ces travaux ont également permis de développer les bases

scientifiques pour permettre de concevoir des éléments structuraux confectionnés de ces matériaux. L'étude de Braike [13] a jeté les bases de la conception des éléments préfabriqués en BRF pour des résistances de 50, 90 et 150 MPa en compression avec des dosages en fibres correspondants de 80, 100 et 470 kg/m³ (deux BHP et un BFUP). Il en est ressorti, du point de vue des coûts initiaux de fabrication des poutres, que la solution intermédiaire était la plus avantageuse, avec 4 poutres NEBT 1200 (Figure 2.3). Cette étude n'a considéré que le comportement flexionnel et n'a donc pas inclus les économies additionnelles pouvant être réalisées en modifiant la configuration des armatures transversales et secondaires, de même que la disposition des torons. Cet exercice a également permis de constater qu'utiliser des sections optimisées pour le béton non fibré ne permettait pas de tirer pleinement profit de tous les avantages amenés par les BRF.

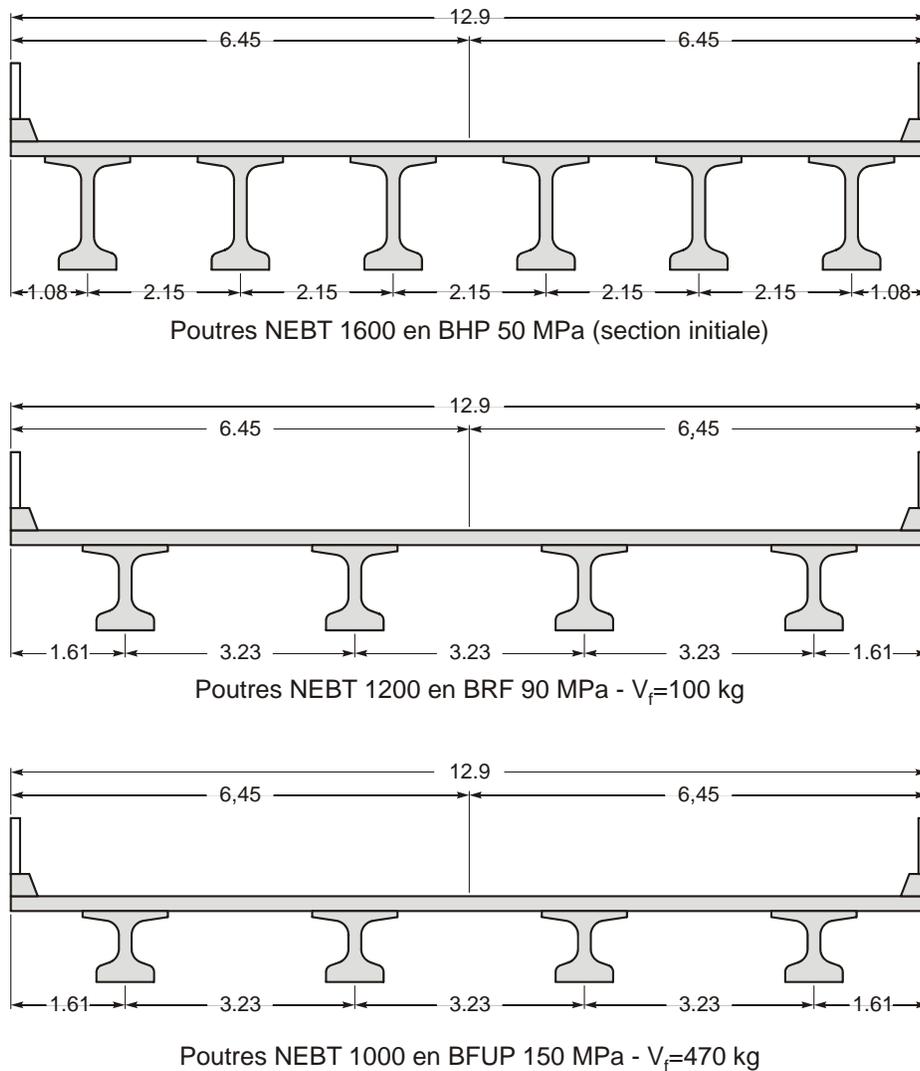


Figure 2.3 : Optimisation de la conception des poutres NEBT en BRF ou en BFUP

2.3 IMPACT SUR LA DURABILITE

À terme, c'est le coût qui dicte le choix des matériaux. Dans le cas des BRF, même si les coûts des matériaux sont souvent plus élevés, les avantages économiques deviennent plus attrayants lorsqu'on inclut l'optimisation des détails de ferrailage, la simplification du travail ouvrier, le poids plus léger, etc. Toutefois, dans le domaine des ouvrages d'art exposés aux conditions rigoureuses comme celles retrouvées au Québec, c'est le gain important en durabilité que confèrent les fibres au béton qui devient le paramètre d'importance. Les BRF et encore plus les BFUP, présentent une durabilité nettement supérieure aux bétons non fibrés même à haute performance. Pour des éléments soumis à des efforts (mécaniques, thermiques, etc.) comme les éléments de ponts, la fissuration est inévitable et amènera la détérioration des meilleurs bétons, sauf s'ils sont convenablement dosés en fibres. Ainsi, lorsqu'on considère le cycle de vie d'un ouvrage, l'utilisation de BRF a de fortes chances d'amener une réduction des coûts directs, et ce, sans même inclure les coûts sociaux reliés aux travaux de réfection sur les ouvrages existants.

2.4 BÉTONS FIBRES A ULTRA HAUTE PERFORMANCE

De nouvelles classes de bétons fibrés (BFHP et BFUP) présentent à la fois une résistance à la compression impressionnante ainsi qu'un remarquable comportement écouissant et adoucissant en traction. Ces propriétés les rendent particulièrement intéressants pour la conception d'éléments en béton précontraint.

Dans les études sur les BRF, la perméabilité est souvent exprimée en fonction de l'ouverture de fissure. Or, une approche différente a été proposée suite aux travaux réalisés à l'École Polytechnique de Montréal. Des essais de perméabilité à l'eau sur des spécimens en BRF et en BFUP sollicités en traction uniaxiale ont permis de déterminer des contraintes admissibles pour lesquelles les propriétés de transport d'eau et d'agents agressifs dans le béton demeurent acceptables (Figure 2.4). Ces travaux [21, 22 et 23] ont permis de comparer la perméabilité à l'eau de différents bétons renforcés d'armatures conventionnelles lorsque ceux-ci sont soumis à une sollicitation en traction (Figure 2.4). On constate que le niveau de contrainte dans les armatures doit être significativement supérieur dans le BRF et le BFUP, comparativement au béton ordinaire, pour obtenir une perméabilité équivalente. Inversement, une contrainte identique dans les armatures conduit à une perméabilité significativement plus faible dans le BRF et le BFUP (de 1 à 3 ordres de grandeur). Ceci fait d'abord ressortir l'intérêt d'utiliser les bétons renforcés de fibres pour prolonger la durabilité des structures. Ensuite, les résultats démontrent qu'il est important de dimensionner les éléments en BRF et BFUP en utilisant des règles de conception adaptés à ces matériaux, de manière à exploiter au maximum leurs propriétés mécaniques et leur faible perméabilité.

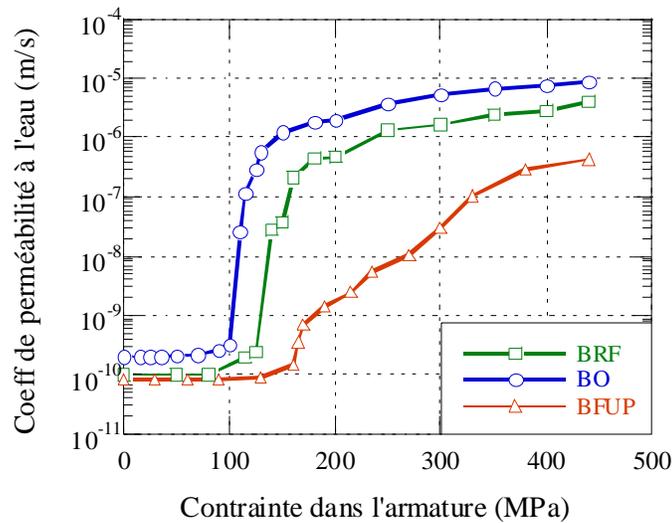


Figure 2.4 - Perméabilité à l'eau de divers bétons renforcés d'armatures conventionnelles [23]

En plus de tous les avantages énumérés précédemment, les BFUP possèdent une capacité d'auto-cicatrisation élevée et une capacité de répartition des fissures dues au retrait, aux sollicitations et au fluage plus importantes, ce qui explique les fissures de petites ouvertures rencontrées dans ces matériaux.

Plusieurs types de BFUP ont été commercialisés depuis le milieu des années 1990. Une des principales distinctions est leur ductilité en traction directe et, pour certains, des propriétés écrouissantes.

2.5 SELECTION DES CLASSES BETON

Les études antérieures ont permis d'arrêter le choix des matériaux retenus pour la conception des tabliers préfabriqués. Les BRF adoucissants seront privilégiés pour la préfabrication des éléments comme les dalles, les poutres, les piles, etc. Ces matériaux permettent d'atteindre tous les objectifs visés, tant au niveau des propriétés mécaniques que de la durabilité. Leur coût comparable à celui des BHP de même résistance les rendent compétitifs. De plus, ils ne requièrent pas la modification des équipements de fabrication des poutres ce qui leur confère un net avantage industriel. En contrepartie, les caractéristiques mécaniques exceptionnelles des BFUP amènent à conclure qu'ils sont le matériau à privilégier pour la confection de joints coulés in situ. Malgré leur coût élevé, les petites quantités utilisées auront un impact mineur dans le coût de construction des ouvrages qui sera largement compensé par leurs performances exceptionnelles. De plus, tant les BRF que les BFUP permettront la simplification des détails de construction et de la main d'œuvre en usine et en chantier qui amèneront une réduction de coûts. Il est toutefois trop tôt pour évaluer précisément les avantages économiques. Une telle étude devra être réalisée.

2.6 SOMMAIRE

Dans le domaine des ouvrages d'art exposés aux conditions rigoureuses comme celles retrouvées au Québec, l'état des connaissances nous amène aux conclusions suivantes :

- pour les ouvrages soumis à des efforts (mécaniques, thermiques, cycles de gel et dégel, etc.) comme les ponts, la fissuration est inévitable et amènera la détérioration des meilleurs bétons, sauf s'ils sont convenablement dosés en fibres;
- les bétons renforcés de fibres (BRF) à haute et ultra haute performance (BFHP et BFUP) offrent des propriétés mécaniques élevées;
- l'utilisation des BRF ou des BFUP permet d'éliminer la fissuration précoce des éléments en place, d'améliorer la durabilité de ceux-ci et de réduire leurs poids et dimensions;
- les BRF et encore plus les BFUP, présentent une durabilité nettement supérieure aux bétons non fibrés, même à haute performance, qui en font des matériaux très avantageux pour des ouvrages d'art soumis à des conditions environnementales sévères, tels les ponts en présence de sels fondants;
- lorsqu'on considère le cycle de vie d'un ouvrage, l'utilisation de BRF a de fortes chances d'amener une réduction des coûts directs, et ce, sans même inclure les coûts sociaux liés aux travaux de réfection sur les ouvrages existants.

3. CONCEPTION PRÉLIMINAIRE DES POUTRES EN T EN BRF

3.1 CONTEXTE

La conception des poutres en T préfabriquées faites de béton renforcé de fibres (BRF) avec dalle intégrée a été traitée de manière préliminaire dans une étude récente [24]. Le système alors étudié consistait en des éléments préfabriqués en double T de type NextBeam [2]. Dans cette étude, les dimensions des éléments en BRF ont été considérées identiques à celles des poutres NextBeam. Également, seul l'ouvrage de 19.3 m de portée actuellement planifié par le ministère des Transports [25] a été considéré. Dans cette dernière étude les paramètres suivants ont été considérés pour l'option BRF :

- BRF60-1.0 avec précontrainte adhérente (conception du MTQ);
- BRF60-1.0 avec précontrainte adhérente;
- BRF90-1.5 avec précontrainte adhérente;
- BRF90-1.5 avec précontrainte non-adhérente;
- BFUP120-4 avec précontrainte adhérente.

Dans cette notation, 60, 90 et 120 correspondent à la résistance en compression nominale des bétons alors que 1.0, 1.5 et 4 font référence au dosage en fibres exprimé en pourcentage de volume ($1.0 = 1.0\% \approx 80 \text{ kg/m}^3$).

Les conclusions de cette dernière étude font ressortir qu'un dosage élevé en fibres n'a pas nécessairement un impact sur le comportement ultime en flexion des poutres précontraintes qui justifie l'utilisation de mélanges très riches. En effet, l'essentiel de la résistance provient de l'armature principale. Toutefois les fibres amènent deux avantages importants qui justifient leur utilisation : le contrôle de la fissuration en service, qui maintient une ouverture faible des fissures, et la résistance à l'effort tranchant à l'ultime qui permet de réduire les armatures transversales.

Le contrôle de la fissuration constitue un des principaux bénéfices amenés par l'utilisation des BRF, car il permet l'élimination d'une partie importante des armatures secondaire, tant en travée que dans les zones d'ancrage de la précontrainte. Il permet aussi de modifier la disposition des torons et amène à considérer d'autres types d'armature. La résistance de la dalle entre les poutres bénéficiera grandement de la présence des fibres, pour le contrôle de la fissuration en service, pour le comportement en fatigue ou pour la résistance ultime.

Ces aspects font l'objet de l'étude présentée ici.

3.2 CRITERES DE CONCEPTION

Les normes applicables à la conception d'ouvrages en BRF sont rarissimes et proviennent toutes de l'Europe. Les règles de l'AFREM [26], de l'AFGC [27] et du *fib* [28] sont probablement les plus appropriées pour faire la conception d'éléments structuraux en BRF. Toutefois, aucune de ces normes n'a fait l'objet de vérification pour des éléments précontraints tels ceux visés dans cette étude. De plus, les nombreuses études expérimentales et numériques réalisées depuis 1992 à l'École Polytechnique de Montréal sur l'utilisation des BRF dans les éléments structuraux (voir Chapitre 2) permettent de faire une sélection appropriée des règles de conception applicables aux poutres de pont préfabriquées en BRF. Bien que la justesse de celles-ci doive faire l'objet de validations expérimentales et numériques qui dépassent la portée de cette étude, les critères de conception retenus ont de fortes probabilités de correspondre à ceux qui seront éventuellement retenus pour des applications réelles.

Les critères de conception propres à l'utilisation des BRF devant être établis pour les poutres préfabriquées qui seront retenus dans cette étude touchent les aspects suivants :

- la classe de BRF;
- le type d'aciers principaux de flexion;
- l'ouverture de fissures admissible;
- la variation permise de contraintes dans les aciers de flexion.

3.2.1 CLASSE DE BRF

Parmi les différents types de BRF disponibles, il a été décidé de privilégier, ceux qui présentent des propriétés mécaniques suffisantes, ayant de faibles dispersions de résistance, et qui conviennent à la fabrication d'éléments préfabriqués. Sur la base des études précédentes, un BRF de 70 MPa ayant une résistance nominale en traction de 2.5 MPa jusqu'à 1 mm d'ouverture de fissure est visé (Figure 3.1).

La valeur de conception de 2.5 MPa en traction exige un béton dont le contenu en fibres est d'au moins 1% (environ 80 kg/m³), pour un béton autonivelant. Tel qu'il sera présenté plus loin dans ce rapport, les développements réalisés à l'École Polytechnique permettent d'atteindre de telles caractéristiques en conditions industrielles contrôlées.

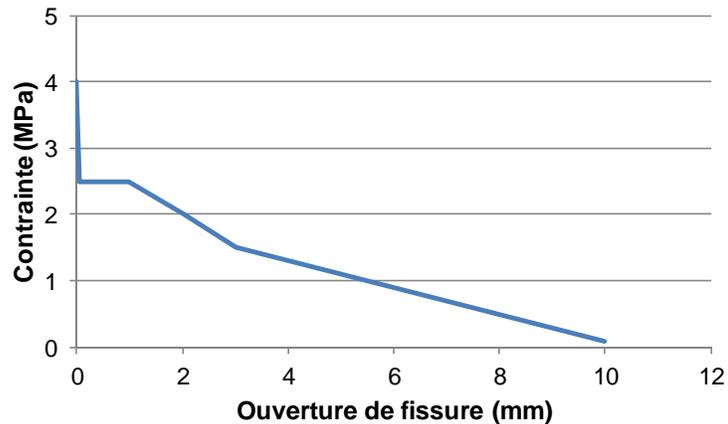


Figure 3.1 : Propriété nominale en traction directe du BRF

3.2.2 ACIERS PRINCIPAUX DE FLEXION

Les aciers principaux de flexion sont divisés en deux groupes distincts : la précontrainte de fabrication et les aciers additionnels.

Précontrainte de fabrication

Tout d'abord, il est prévu que des torons adhérents, pré-tendus, seraient utilisés lors de la fabrication des poutres. Ces torons, horizontaux ou faiblement défléchis, appliqueraient une force de précontrainte qui équilibrerait exactement les efforts dus au poids propre de sorte que les effets de fluage et de retrait n'induisent principalement que des déformations axiales, sans courbure. Cela permettrait ainsi de fabriquer les pièces en avance, sans limite de temps avec le moment de l'érection et permettrait de s'assurer que les poutres aient environ toutes la même flèche lors de l'installation des éléments du tablier. Comme ces torons n'équilibrent que le poids propre des poutres, ils seront positionnés vers le tiers inférieur de celles-ci.

Aciers principaux additionnels

Pour les aciers principaux de flexion additionnels requis, trois systèmes sont envisagés : des torons adhérents, des torons non-adhérents et des barres d'acier à haute résistance.

L'étude de l'option des torons adhérents sert de référence car elle est similaire à l'application conventionnelle de la précontrainte. Également, vu l'application en deux temps de la précontrainte, ces torons adhérents pourraient être placés dans des gaines et tendus au moment de la construction du pont, à l'usine ou en chantier. L'injection des gaines rendrait ainsi les torons adhérents.

L'utilisation des torons non-adhérents permet de limiter la variation de contraintes dans les torons sous l'effet de charges vives en présence de fissures. En effet, même s'il est supposé que les fissures se refermeraient dans les conditions à vide, il pourrait arriver que les conditions réelles de l'ouvrage ne le permettent pas. L'utilisation de torons gainés et graissés assure le libre glissement des torons sur de grandes longueurs empêchant les problèmes de fatigue des torons en présence d'éventuelles fissures. De plus, les gaines assurent une protection additionnelle aux torons.

Dans les deux derniers cas, les torons ajoutés avant la construction peuvent être horizontaux, rectilignes en segments de droites, ou en courbe. Ces torons, ou une partie de ceux-ci, pourraient même être extérieurs au béton.

La troisième possibilité envisagée consiste à utiliser des barres de précontrainte comme acier passif. Ces barres crénelées, mal adaptées au béton armé, pourraient fort probablement être utilisées efficacement dans des poutres précontraintes.

Niveau de précontrainte

Au stade de l'étude conceptuelle, le niveau de précontrainte a été fixé à 1100 MPa après les pertes pour tous les types de précontrainte. Ce niveau suppose une précontrainte initiale de 1300 MPa ($0.70 f_{pu}$) suivie de 15% de perte à long terme.

3.2.3 OUVERTURES ADMISSIBLES DES FISSURES

Le critère d'ouverture des fissures porte sur les conditions en service du BRF. Pour les poutres, il est supposé que l'ouverture des fissures de flexion en service sera limitée à 0.5 mm sous les charges de service mais égale à zéro sous le poids propre. Cette ouverture est beaucoup plus grande que celle permise pour dans le code des ponts. Cette valeur, qui ne s'applique que pour la fibre inférieure sous charges vives, devra faire l'objet de vérifications expérimentales dans des projets futurs. Il faudra en effet s'assurer que les fissures ne progressent pas, qu'elles puissent se refermer dans la condition à vide et qu'elles ne causent pas de problèmes de fatigue. Il est fort possible que l'ouverture nulle sous charges permanentes ou encore la fatigue contrôlent la conception. Cependant le choix d'une limite élevée à ce stade permet toutefois d'explorer les limites des possibilités qu'offrent les matériaux et concepts nouveaux. Il est acquis toutefois que le choix devra être fait en fonction des considérations de sécurité et de durabilité.

Pour la dalle en BRF avec armature, l'ouverture limite sous les charges de service est fixée à 0.25 mm. Cette limite est basée sur les études réalisées sur les dalles (voir chapitre 2).

À l'état limite ultime, l'ouverture maximale des fissures correspondant à la plastification de l'acier principal est de l'ordre de 1 à 2 mm [20]. Passé ce point, la contribution du BRF diminue, alors que l'écroissage de l'acier, habituellement négligée en conception, amène une augmentation de la résistance. Pour les analyses et pour la conception, il sera supposé que les propriétés des BRF seront

constantes jusqu'à 1.0 mm et décroissantes au delà de ce point, jusqu'à zéro à une ouverture de fissure égale à 10 mm (voir Figure 3.1). Il s'agit là d'hypothèses conservatrices et réalistes.

3.2.4 VARIATION DE CONTRAINTES DANS LES ACIERS DE FLEXION

La variation des contraintes dans les torons est associée à l'ouverture des fissures. Causée par les charges routières, cette variation de contrainte peut mener à des problèmes de fatigue dans les torons ou les armatures passives. Pour l'acier, la variation de contrainte admissible est indépendante de la nuance du matériau. Le Code CSA-S6 [29] spécifie les valeurs suivantes :

- barres d'armatures droites, 125 MPa;
- torons de précontrainte droits, 125 MPa;
- barres de précontrainte droites, 70 MPa.

Ces limites sont contraignantes. Dans les exemples traités par Braike [13], le critère de fatigue était le plus limitatif. L'utilisation de torons gainés et graissés, libres de se déformer dans les gaines, permet d'éviter ce problème. Cet aspect est étudié expérimentalement et numériquement dans la présente étude.

3.3 GEOMETRIE DE REFERENCE

Tel que souligné dans les études précédentes, l'utilisation de géométries d'éléments et de concepts propres aux bétons non fibrés ne permet pas de tirer le meilleur avantage des propriétés mécaniques des BRF. Pour cette étude, le concept des sections en T avec dalle intégrée est maintenu. Cependant dans cette étude, l'épaisseur des âmes et de la dalle sont réduites alors que la configuration des torons et la disposition des étriers sont établies en considérant les caractéristiques propres des BRF.

La section de poutre de référence retenue est montrée sur la Figure 3.2. Il s'agit d'une poutre dont l'âme a une épaisseur nominale de 200 mm. Une forme évasée pourrait toutefois avantageusement être utilisée. Toutefois la géométrie de celle-ci dépend des choix du préfabricant relativement à l'inclinaison des âmes, à la largeur de celles-ci sous la dalle ou encore à la dimension de la partie inférieure de l'âme, et ce, selon la hauteur totale de la section. Le choix des diamètres de torons ou leur regroupement pourrait être des alternatives qui devront être considérées par l'industrie en fonction des limitations pratiques. Bien qu'une forme de section en T soit illustrée ici, les éléments préfabriqués pourraient, au choix, être construits en double T.

Deux niveaux d'aciers longitudinaux sont prévus : le niveau 1 (intermédiaire), équilibrant le poids propre de la poutre, et le niveau 2 (inférieur), permettant d'atteindre les critères de résistance selon les différents états limites. La configuration

des aciers de flexion et des armatures d'effort tranchant est également montrée sur la Figure 3.2. Cette disposition permet de satisfaire à la fois la résistance et de laisser le libre écoulement du BRF. L'utilisation d'un BRF permet également de regrouper les torons.

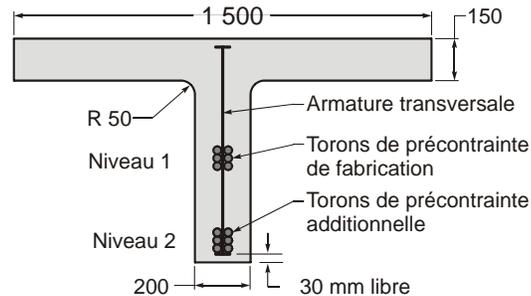


Figure 3.2 : Section de poutres en T de référence, torons de précontrainte et armatures passives

L'épaisseur de 150 mm pour la dalle est considérée comme étant une valeur minimale. La restrainte latérale offerte par les poutres et la faible distance libre entre les âmes permet de développer un effet d'arc qui sera favorable à la résistance.

3.4 PARAMETRES DE L'ETUDE EXPERIMENTALE

Compte tenu des défis à relever, deux aspects importants nécessitent des études expérimentales avant d'entreprendre un projet d'envergure sur les éléments préfabriqués en BRF : la mesure des propriétés mécaniques de BRF aptes à être utilisés dans des applications "ouvrage d'art" et la considération de la précontrainte non-adhérente en présence de BRF.

La mise au point de BRF autonivelants ayant les propriétés mécaniques recherchées pour l'utilisation dans des applications structurales constitue la première phase du programme de recherche expérimental réalisé.

La seconde phase consiste à l'étude expérimentale sur des poutres de taille comparable à celle des éléments préfabriqués visés pour les ponts, faites en BRF et précontraintes avec des torons gainés graissés. Le choix de ce type de précontrainte a été dicté par le fait que le comportement des poutres en BRF est fortement relié à la présence d'armature, en particulier en ce qui a trait à l'espacement des fissures. Les études précédentes constituent une source d'information fiable applicable aux torons adhérents ou aux armatures passives à haute résistance. Toutefois, aucune information n'était disponible sur le comportement des poutres en BRF ayant des torons non adhérents. Ainsi les informations recueillies avec la précontrainte non adhérente permettra de mieux modéliser le comportement de ce type de poutres

ce qui amènera à prédire avec plus de justesse le comportement des poutres en T en BRF.

Ces deux volets du programme expérimental sont décrits dans les deux prochains chapitres.

4. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR LES BRF

4.1 INTRODUCTION

Le chapitre 4 présente les détails du programme expérimental réalisé pour la mise au point et la mesure des propriétés mécaniques de BRF autonivelants destinés à la préfabrication d'éléments de ponts. Le programme est divisé en trois étapes :

- la mise au point des mélanges;
- la réalisation des essais de caractérisation;
- la détermination des propriétés mécaniques.

Ce chapitre présente le sommaire des résultats de ce programme. De plus amples informations sont disponibles dans Androuet [30], Voisin [31], et Tordjman [32].

4.2 MISE AU POINT DES MELANGES

4.2.1 BETONS DEVELOPPES ET OPTIMISATION

Le défi à relever lors de l'optimisation de ces BRF était la maniabilité des bétons. Les critères de maniabilité consistent en l'obtention d'un béton autoplaçant, stable et homogène. L'étalement au cône d'Abrams est alors fixé à 625 ± 75 mm avant l'insertion des fibres.

Pour ce projet, deux matrices cimentaires ont été développées au laboratoire de structures de l'École Polytechnique, avec des résistances nominales en compression respectivement de 50 et 70 MPa. Un ciment binaire avec de la fumée de silice du cimentier HOLCIM a été utilisé. Ces mélanges ont été optimisés en fonction de la quantité et du type de fibres à ajouter selon la méthode de Baron-Lesage [7, 33]. De cela résulte cinq types de bétons différents qui sont résumés au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Présentation des cinq BRF développés

	BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF50 1.0-60	BRF70 1.0-30	BRF70 1.5-30
Résistance nominale (MPa)	50	50	50	70	70
Type de fibres	Dramix 80/60	Dramix 80/60	Dramix 80/60	Dramix ZP305	Dramix ZP305
Quantité de fibres (kg/m³)	40	60	80	80	120
Pourcentage de fibres (%)	0.5	0.75	1.0	1.0	1.5

Deux types de fibres à crochets ont été utilisés dans ce projet : des fibres Dramix 80/60 pour les mélanges testant 50 MPa, ayant 60 mm de longueur et 0.75 mm de diamètre, pour un élançement de 80, et des fibres Dramix ZP305 pour les mélanges à 70 MPa, ayant une longueur de 30 mm et un diamètre de 0.55 mm pour un élançement de 55. Les fibres 80/60 sont utilisées dans les bétons de 50 MPa, car la matrice est moins dense que celle du 70 MPa pour laquelle la longueur d'ancrage des fibres 80/60 est trop importante. De plus, l'utilisation des fibres 80/60 dans des BRF très résistants entraîne une importante perte de maniabilité à cause de la plus grande compacité du squelette granulaire. Donc, l'utilisation de la ZP305 avec les bétons de 70 MPa est justifiée.

Pour comparer l'apport des fibres dans un BRF, chacun des mélanges contient une quantité de fibres différente, pour une même matrice. Ces pourcentages sont présentés au Tableau 4.1.

4.2.2 FABRICATION DES SPECIMENS

Les BRF utilisés pour la caractérisation mécanique et pour la fabrication des poutres ont été obtenus de bétons préparés à l'usine HOLCIM de Montréal et livrés au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique. Une fois arrivé, les tests de qualité (cône d'Abrams ASTM C143, L-Box, teneur en air ASTM C231, masse volumique ASTM C138 et mesure de la température ASTM C1064) sont réalisés avant l'ajout des fibres (Figure 4.1 et Figure 4.2). L'ajout des fibres a été fait à l'École Polytechnique (Figure 4.3). Il y a donc une première optimisation de la quantité d'adjuvant avant l'ajout des fibres. Une fois les fibres introduites, les mêmes tests sont répétés et permettent le dernier ajustement en adjuvants. Le mélange est ainsi adapté jusqu'à obtenir les qualités présentées plus haut, c'est à dire un étalement de 625 ± 75 mm au cône d'Abrams. Les principaux résultats des essais de conformité sont présentés au Tableau 4.2.



Figure 4.1 : Étalement au cône d'Abrams avant l'ajout des fibres



Figure 4.2 : Essai à la L-Box avant l'ajout des fibres



Figure 4.3 : Ajout des fibres et optimisation des quantités d'adjuvant à l'ÉPM

Tableau 4.2 : Propriétés à l'état frais des cinq BRF tel que livrés

Paramètre	BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF50 1.0-60	BRF70 1.0-30	BRF70 1.5-30
E/C	0.45	0.40	0.43	0.27	0.29
Étalement (mm)	560	690	580	615	690
Teneur en air (%)	N/D	0.5	2.9	1.5	1.1

4.3 PROPRIETES MECANIQUES EN COMPRESSION

Le Tableau 4.3 présente les résultats des propriétés mécaniques mesurées lors des essais de compression réalisés à différents intervalles. Les essais à la date la plus tardive correspondent aux essais sur poutres.

Tableau 4.3 : Propriétés à l'état durci des cinq BRF

Paramètre	BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF50 1.0-60	BRF70 1.0-30	BRF70 1.5-30
f'_c (MPa)	47 (29J)	56 (29J)	57 (28J)	81 (28J)	81 (28J)
f'_c (MPa)	47 (64J)	61 (76J)	65 (90J)	89 (60J)	94 (79)
f'_c (MPa)	46 (190J)	62 (198J)	62 (117J)	n/d	95 (189J)
E_c (GPa)	29 (29J)	28 (29J)	33 (28J)	34 (28J)	37 (28J)
E_c (GPa)	27 (64J)	30 (76J)	31 (90J)	32 (60J)	36 (79J)
E_c (GPa)	26 (190J)	28 (198J)	31 (117J)	n/d	38 (189J)
ν	0.25 (29J)	0.29 (29J)	0.24 (28J)	0.22 (28J)	0.23 (28J)
ν	0.22 (64J)	0.24 (76J)	0.22 (90J)	0.23 (60J)	0.25 (79J)
ν	0.22 (190J)	0.22 (198J)	0.21 (117J)	n/d	0.22 (189J)

4.4 CARACTERISATION EN TRACTION

4.4.1 TYPES D'ESSAIS

Trois types d'essais ont été utilisés pour déterminer les caractéristiques mécaniques en traction directe des BRF :

- l'essai de traction directe RILEM [34];
- l'essai sur prismes entaillés EN14651 [35];
- l'essai sur dalle ASTM C1550 [36].

Chacun de ces essais présente des avantages et des inconvénients. Les méthodes de calcul privilégiées dans les règles récentes utilisent pour les BRF adoucissants la résistance post-fissuration exprimée sous la forme d'une contrainte axiale en fonction de l'ouverture de fissures (Figure 2.1). L'essai de traction donne ainsi directement la propriété voulue des BRF. Les deux autres essais permettent de mesurer le comportement de la charge appliquée en fonction de la flèche. Un traitement numérique, appelé calcul inverse, permet d'obtenir les propriétés voulues. La Figure 4.4 résume de manière schématique ce processus alors que la Figure 4.5 présente la géométrie des différents spécimens d'essais standardisés.

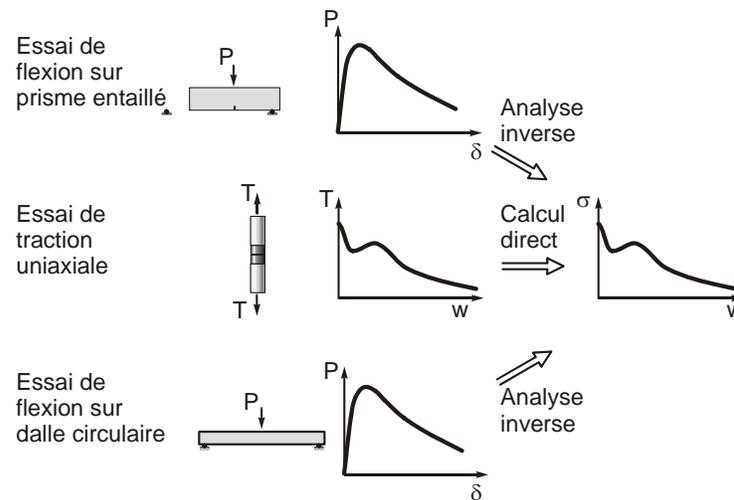


Figure 4.4 : Détermination des propriétés en traction directe des BRF

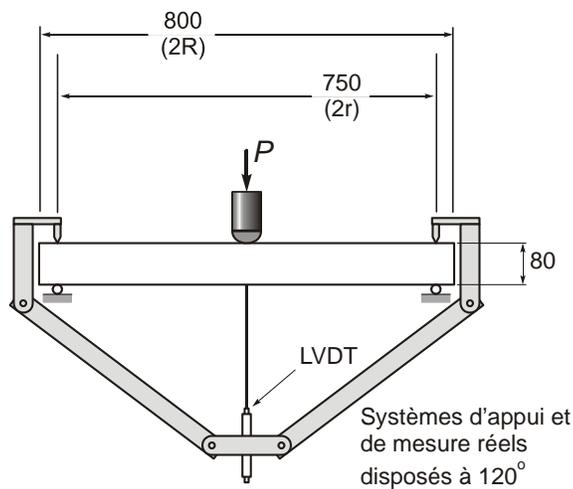
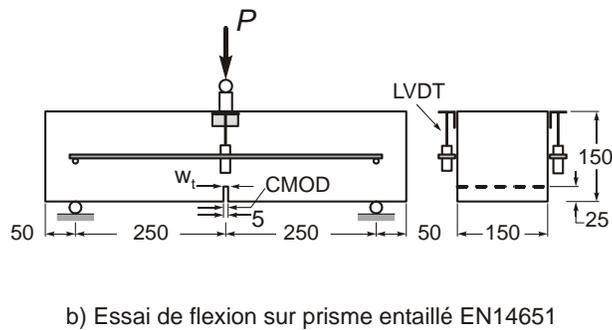
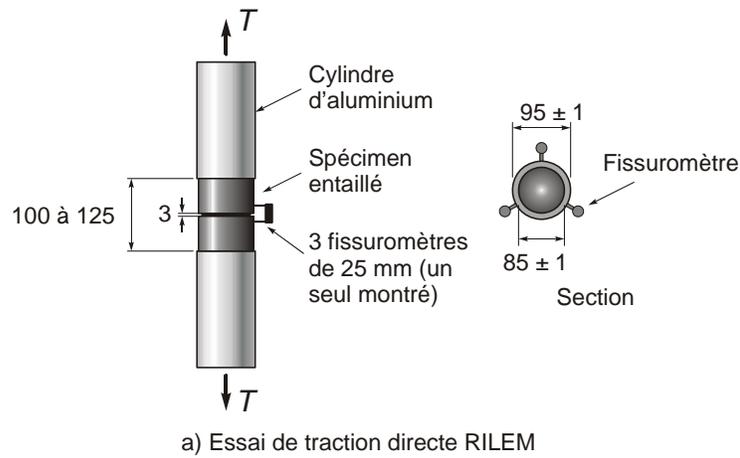


Figure 4.5 : Essais de caractérisation standardisés des BRF

4.4.2 ESSAIS DE TRACTION DIRECTE

L'essai de traction directe RILEM doit être réalisé sur des carottes prélevées sur l'élément de l'étude dans le sens de l'effort anticipé. Les propriétés ainsi obtenues sont considérées être représentatives de la réalité [19, 37]. Cette approche, quoique justifiable d'un point de vue de son réalisme, exige un effort de préparation considérable. Deux alternatives ont été proposées : des essais sur os coulés et des essais de flexion.

L'essai sur os utilisé dans ce projet a été développé à l'École Polytechnique de Montréal par Beurivage [38] dont la géométrie est montrée sur la Figure 4.6. La fabrication des os est simple car elle est faite dans des moules lors de la fabrication des spécimens. Toutefois les résultats des essais ne sont pas représentatifs de la réalité car lors de la fabrication, les fibres sont orientées dans le sens de l'écoulement dans le spécimen de sorte que les résultats constituent une borne supérieure et le mode de rupture observé peut être différent de celui du BRF réel.

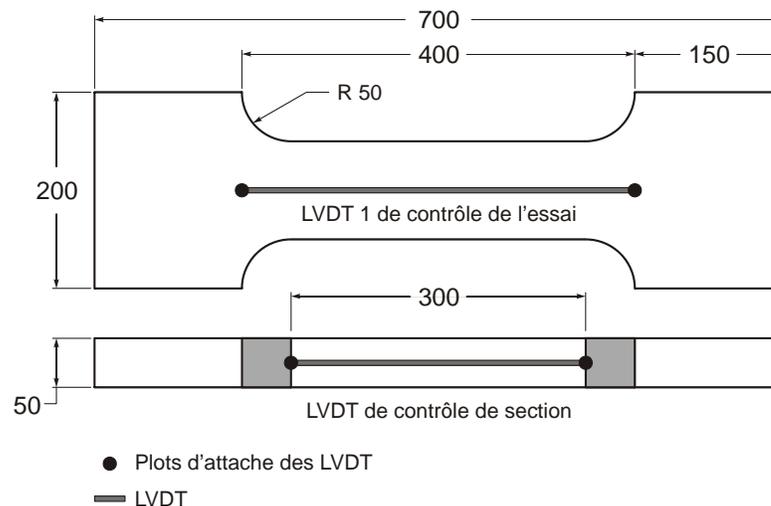


Figure 4.6 : Dimension des os et position des LVDT

Les essais de traction directe présentent deux inconvénients importants. Ils nécessitent l'utilisation d'équipements de laboratoire de haute gamme. Les essais doivent être pilotés de manière digitale en déplacement ou en ouverture de fissure à l'aide d'une presse rigide. Cet inconvénient fait que ces essais sont généralement limités à des centres de recherche disposant d'équipements à la fine pointe de la technologie. Le second inconvénient est la grande dispersion des résultats. Ceci est causé par la petite taille des spécimens et des surfaces de rupture engagées comparativement à la taille des éléments structuraux. Un nombre important d'essais doit être réalisé pour obtenir une valeur moyenne des propriétés qui est représentative alors que la dispersion doit être obtenue différemment.

4.4.3 ESSAIS DE FLEXION

Deux essais de flexion conviennent aux applications structurales : l'essai sur prisme entaillé et l'essai sur dalle circulaire. L'utilisation de ces essais nécessite la connaissance de la relation entre la réponse charge-flèche ($P-\delta$) et les propriétés exprimées en contrainte-ouverture de fissure ($\sigma-w$). Cette relation est disponible dans la littérature pour les prismes entaillés [38] alors que pour les dalles en BRF, ces relations ont été développées à l'École Polytechnique [40, 41]. Une fois les lois $P-\delta$ vs $\sigma-w$ connues, un algorithme de post-traitement permettant de faire un calcul inverse doit être utilisé afin de construire étape par étape la relation $\sigma-w$ à partir de la mesure expérimentale $P-\delta$. Ce processus itératif, illustré sur la Figure 4.7, a également été mis au point à l'École Polytechnique [42].

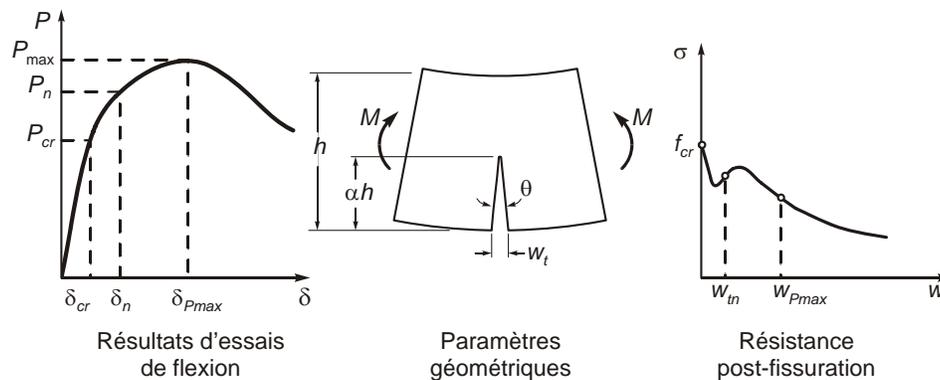


Figure 4.7 : Application du calcul inverse

Les essais de flexion présentent l'inconvénient que les propriétés sont influencées par le mode de fabrication car l'orientation des fibres des spécimens ne correspond pas nécessairement avec celui des éléments de structures. Toutefois l'essai sur dalle est considéré plus représentatif car les fibres s'orientent dans deux directions principales alors que pour le prisme celles-ci ont plutôt tendance à avoir une orientation préférentielle, un peu comme pour les os. Les prismes ont également la même problématique que les spécimens de traction directe quant à la dispersion des résultats, dû à la faible surface de rupture impliquée. Également les essais sur prismes doivent être pilotés de manière digitale en déplacement ou en ouverture de fissure. Cet inconvénient fait que ces essais sont généralement limités à des centres de recherche disposant d'équipements à la fine pointe de la technologie. Toutefois ces inconvénients ne s'appliquent pas aux essais sur dalles circulaires. Ceux-ci peuvent être réalisés avec un équipement de chargement peu coûteux et la taille des surfaces de rupture impliquées font en sorte que la dispersion des résultats est beaucoup plus faible que les autres essais et considérée comme plus représentative de la dispersion attendue dans les éléments structuraux réels.

4.4.4 APPROCHE PRIVILEGIEE

Compte tenu des commentaires précédents, il apparaît évident de favoriser les essais sur dalles circulaires. Comme le calcul inverse pour ce type d'essai n'est pas documenté dans la littérature, il a été décidé de réaliser les trois types d'essais, soit les os, les prismes entaillés et les dalles circulaires. Dans ce dernier cas, le dispositif d'appui utilisé à l'École Polytechnique déroge des exigences de la norme ASTM. Des appuis à rouleaux (Figure 4.8) laissant libre le déplacement radial ont développés par de Montaignac [5] qui a démontré qu'ils étaient essentiels pour avoir des résultats exploitables. La mesure de la flèche a été réalisée avec le dispositif développé par Bischoff [43] qui permet d'éliminer les mouvements verticaux des appuis (Figure 4.5).

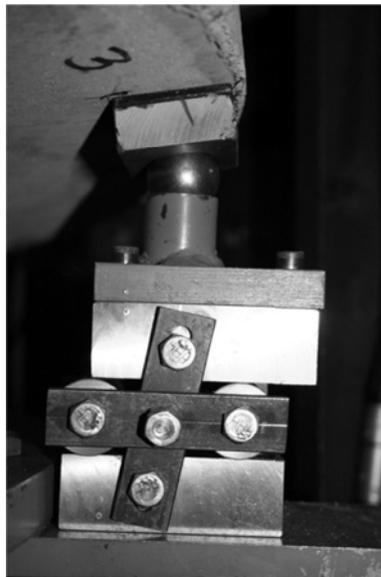


Figure 4.8 : Appuis à rouleaux développés pour les essais sur dalle circulaire [5]

4.5 RESULTATS DES ESSAIS DE CARACTERISATION

4.5.1 ESSAIS SUR OS

La moyenne des résultats de traction uniaxiale sur les os est présentée sur la Figure 4.9 directement en contrainte - ouverture de fissure ($\sigma-w$) pour chaque type de BRF.

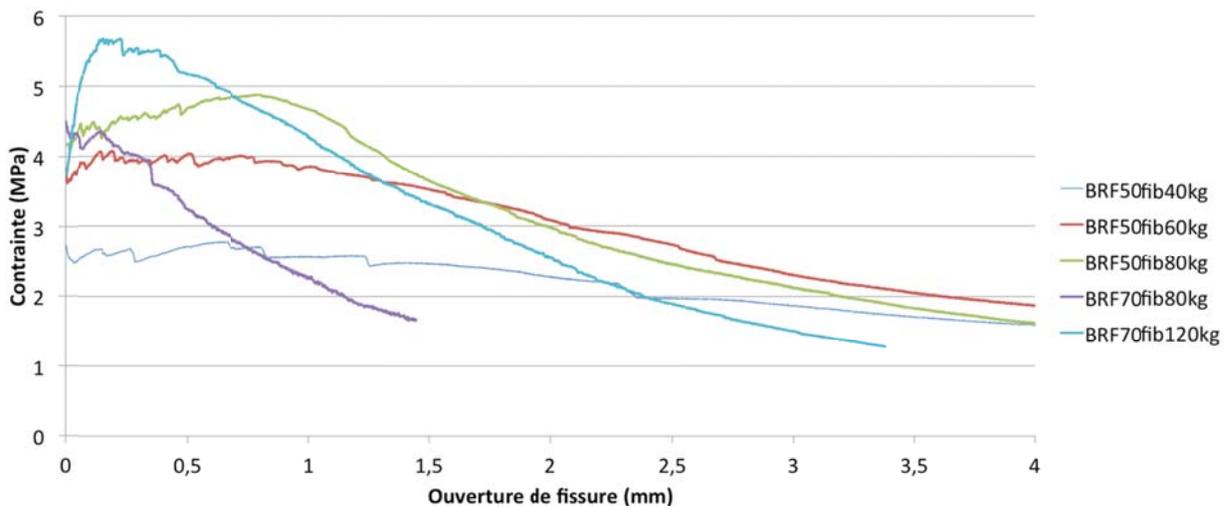


Figure 4.9 : Résultats des essais en traction directe sur les os

On constate sur les courbes un fort caractère écrouissant des spécimens d'os. Ceci est dû en grande partie à la multi fissuration de la matrice et à l'action des fibres d'acier. Le BRF70-1.5-30 (BRF70fib120kg) est le plus écrouissant, phénomène moins marqué ou absent pour les autres mélanges. On constate également que la phase post-fissuration épouse la même pente descendante pour les trois mélanges contenant des fibres 80/60, tandis que les deux mélanges contenant des fibres ZP305 présentent également une même pente après le pic. Ceci illustre que la phase adoucissante est caractérisée par la longueur d'ancrage des fibres. En effet, les fibres courtes se décrochent plus rapidement de la matrice, conduisant à une perte plus rapide de la résistance, alors que les fibres plus longues s'extirpent plus lentement.

4.5.2 ESSAIS SUR PRISMES ENTAILLÉS

Les mesures expérimentales des essais de flexion sur prismes entaillés sont d'abord présentées pour chacun des mélanges de la Figure A.1 à la Figure A.5 où la courbe rouge représente la moyenne normalisée. La Figure 4.10 présente la moyenne des résultats pour les cinq mélanges de BRF.

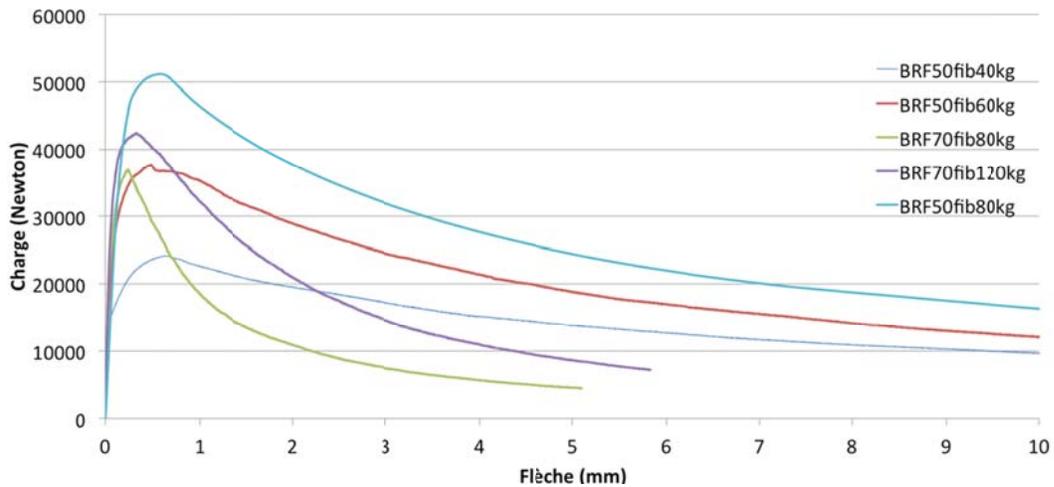


Figure 4.10 : Moyennes normalisées des résultats de flexion sur prisme

On constate que le BRF-50-1.0-60 (BRF50fib80kg8060) est le BRF le plus performant. Ceci est dû à l'action des fibres longues dans le béton qui permet au BRF d'avoir une grande phase écrouissante. Tout comme pour les essais de traction directe, on observe que les fibres ont une action sur la phase post-pic. Pour les trois BRF utilisant les fibres longues (80/60), la phase post-pic est très adoucissante contrairement aux deux autres BRF dont la phase post-pic est plus fragile. Tel qu'indiqué précédemment, ceci est dû à la longueur d'ancrage des deux types de fibres.

4.5.3 ESSAIS SUR DALLES CIRCULAIRES

Les mesures expérimentales des essais de flexion sur dalles circulaires sont d'abord présentées pour chacun des mélanges de la Figure A.6 à la Figure A.10 en annexe, où la courbe rouge représente la moyenne normalisée. La Figure 4.11 présente la moyenne des résultats pour les cinq mélanges de BRF.

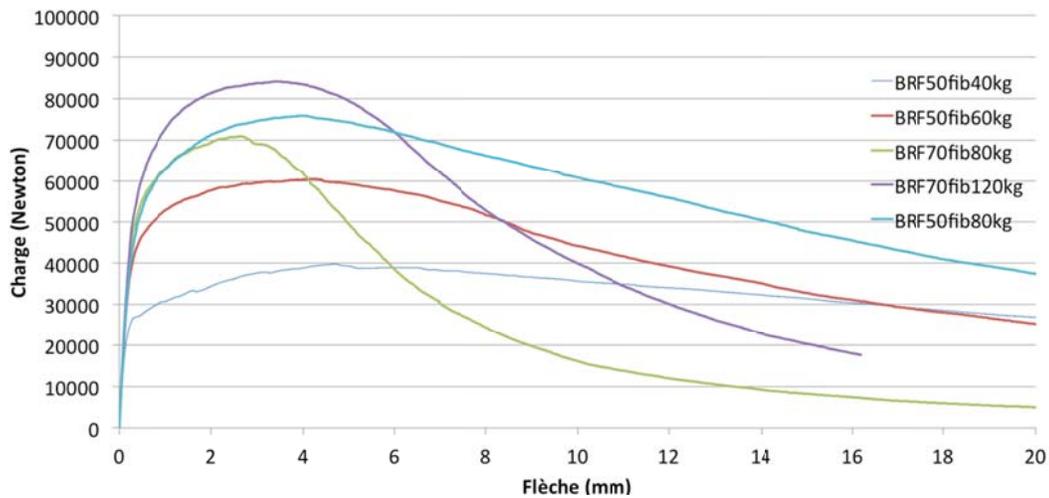


Figure 4.11 : Charge Flèche pour chaque type de BRF

On constate que le BRF70-1.5-30 (BRF70fib120kg) est le plus performant. Tout comme les deux autres types d'essais, on constate également que les fibres ont une action sur la phase post-pic. Pour les trois BRF qui utilisent les longues fibres (80/60), la phase post-pic est très adoucissante contrairement aux deux autres BRF dont la phase post-pic est plus fragile. Tel qu'indiqué précédemment, ceci est dû à la longueur d'ancrage des deux types de fibres.

4.5.4 CARACTERISTIQUES MECANIQUES EN TRACTION DIRECTE

Les résultats des essais de traction directe sur les spécimens d'os ainsi que les résultats du calcul inverse pour les essais de flexion sur dalle circulaire et sur prisme entaillé sont présentés de la Figure 4.12 à la Figure 4.16 pour chaque BRF.

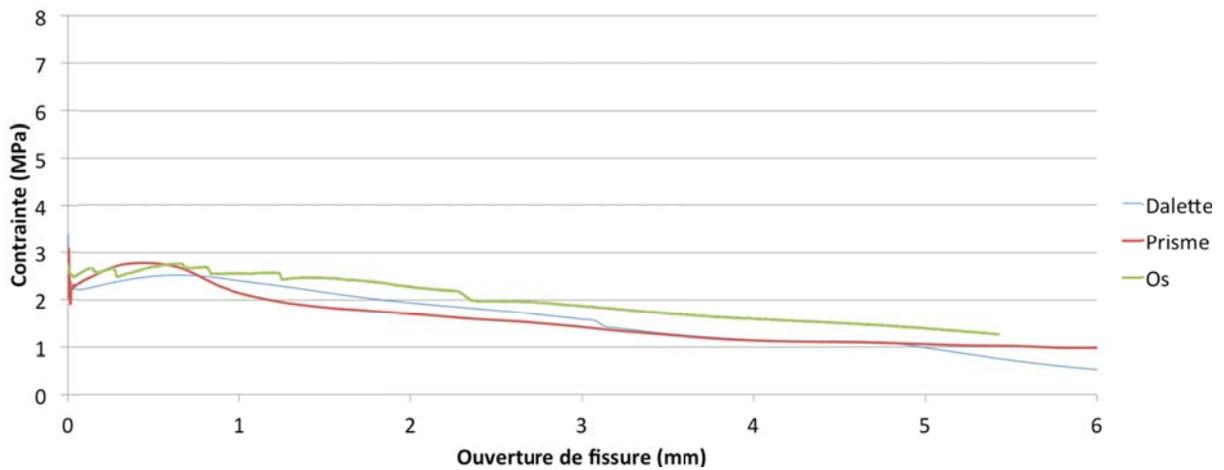


Figure 4.12 : Comparaison des essais de caractérisation – BRF50-0.5-60

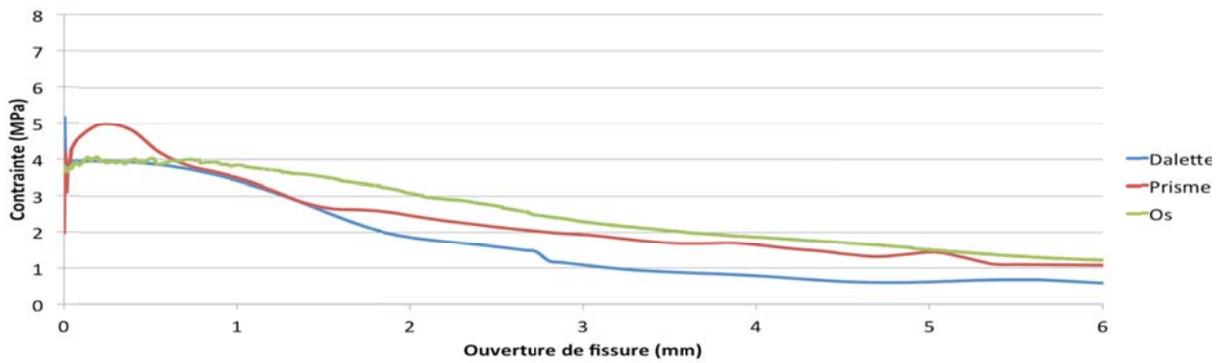


Figure 4.13 : Comparaison des essais de caractérisation – BRF50-0.75-60

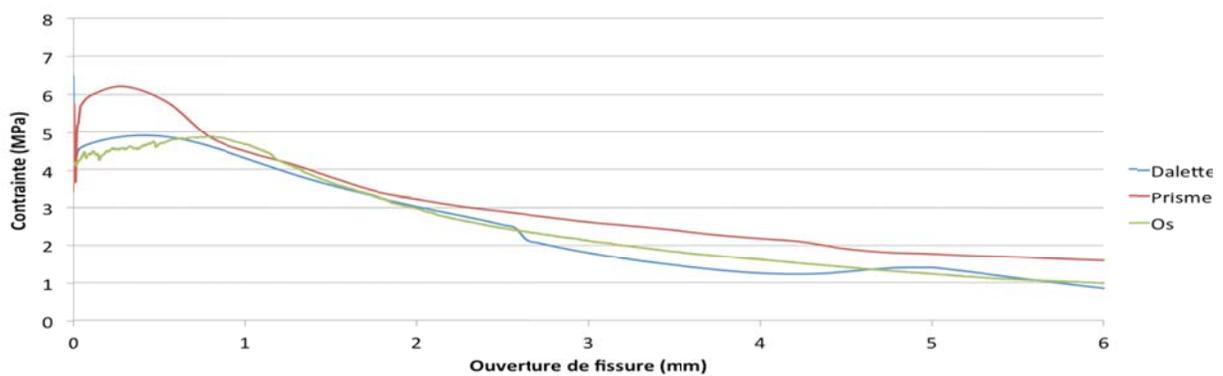


Figure 4.14 : Comparaison des essais de caractérisation – BRF50-1.0-60

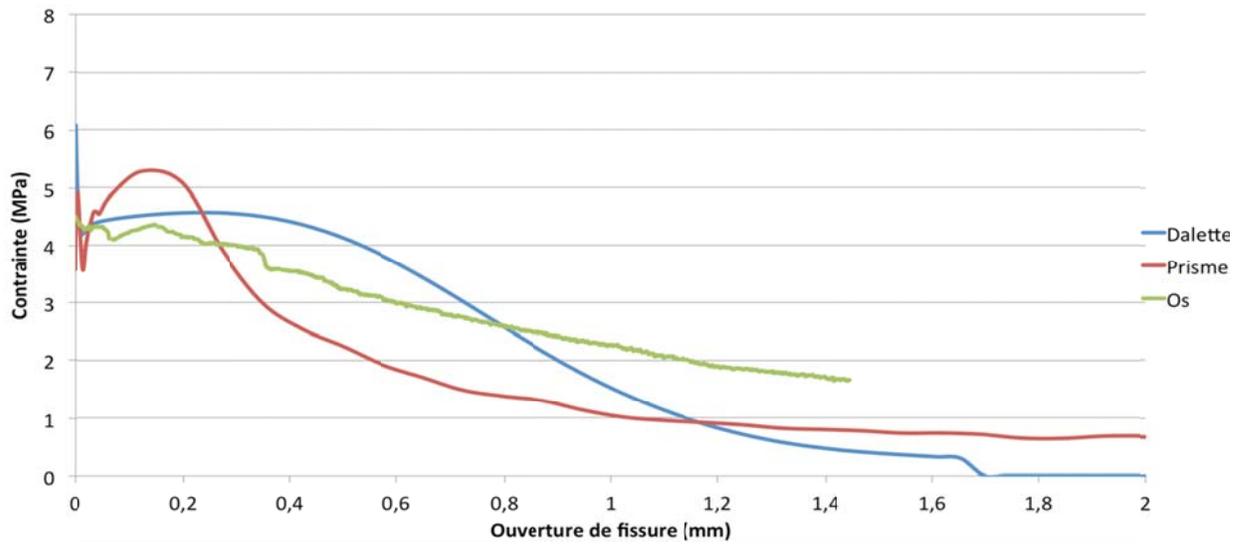


Figure 4.15 : Comparaison des essais de caractérisation – BRF70-1.0-30

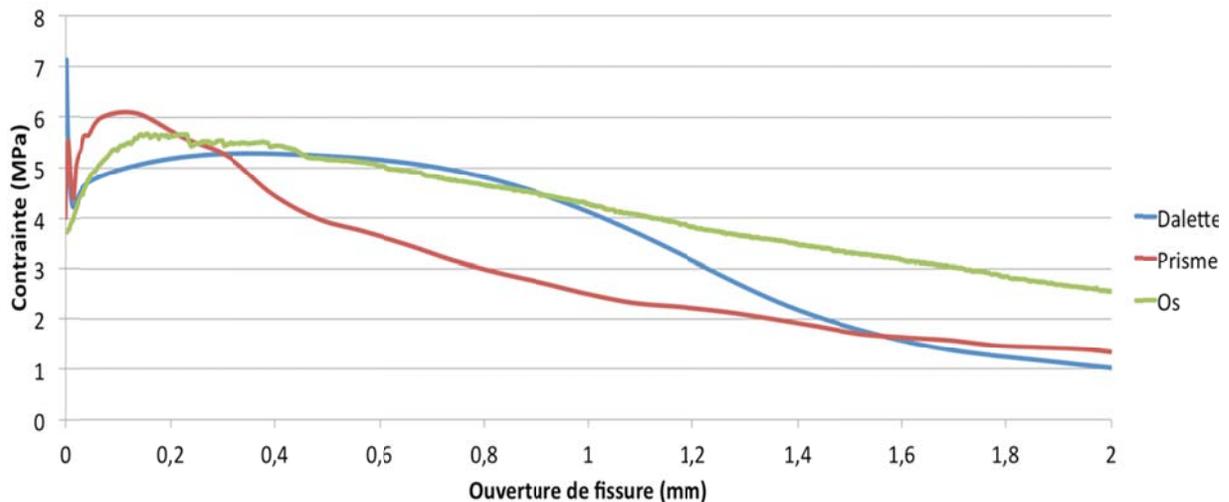


Figure 4.16 : Comparaison des essais de caractérisation – BRF70-1.5-30

Trois points importants ressortent de la comparaison des résultats de mesure des propriétés en traction directe :

1. Les résultats de prismes (courbes rouges) sont erronés pour les bétons riches en fibres. En effet, il est impossible que les BRF aient systématiquement une résistance supérieure à celle des essais de traction sur os. L'observation du comportement des prismes montre une multi-fissuration qui est causée par l'entaille (Figure 4.17). Ce phénomène rend les essais de flexion sur prismes entaillés mal adaptés aux mélanges performants. Ces résultats doivent être

rejetés. C'est d'ailleurs pour cette raison que les essais pour les BFUP sont réalisés sur des dalles ou des prismes en traction directe [27, 44, 45].

2. Les résultats sur dalles circulaires sont tout à fait acceptables. Seul un mélange donne une résistance supérieure aux essais sur os. Dans ce cas ce sont les essais sur os qui ont présenté une fissuration prématurée.
3. La résistance initiale des dalles est erronée et est due à l'algorithme de résolution qui est moins précis à de très faibles ouvertures de fissures.
4. Les résultats du calcul inverse sur dalle circulaire et sur prisme entaillé à une ouverture de fissure de 0.005 mm correspondent à ceux des essais de traction sur os. La résistance en traction directe peut être estimée égale à la résistance obtenue par calcul inverse sur dalles circulaires pour cette ouverture de fissure.

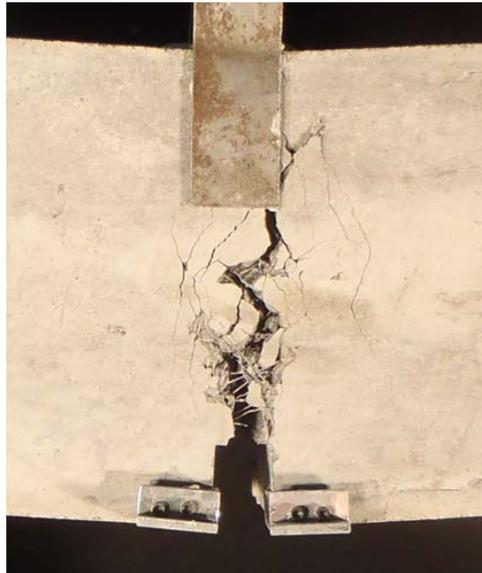


Figure 4.17 : Présence de multi-fissuration dans la zone de rupture

4.5.5 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES BRF

En service les ouvertures de fissures sont limitées à un maximum de 0.5 mm alors que la plastification de l'armature dans la zone tendue est associée généralement à des ouvertures de fissures de l'ordre de 1 et 2 mm [20]. Ceci correspond également à la plage anticipé d'ouvertures de fissures anticipée à l'ultime en cisaillement. Ainsi, trois propriétés sont importantes pour le calcul des éléments structuraux en BRF : la

résistance en traction dans la plage d'ouverture de fissure de 0 à 0.5 mm pour les conditions en service, la résistance en traction de 0.5 à 2.0 mm et la dispersion de la résistance dans ces mêmes zones. Bien que cela ait un impact moindre, la résistance en traction de la matrice est également un paramètre qui est requis.

Tel qu'indiqué précédemment, les essais sur dalles circulaires ont tendance à surestimer la résistance initiale des BRF. Pour cette raison, on ne peut utiliser directement la résistance à la fissuration obtenue des essais sur dalles circulaires. Par contre, les propriétés obtenues par calcul inverse une fois la fissuration amorcée sont jugées très satisfaisantes. Dans cette étude, il est proposé de considérer que la résistance en traction de la matrice est égale au maximum de la valeur spécifiée par le code CSA-S6 [29] ou de la résistance en traction du calcul inverse sur dalles circulaires pour les ouvertures de fissures égales à 0.005 mm. Le Tableau 4.4 présente les différentes valeurs mesurées et calculées, ainsi que le choix final préconisé pour les calculs qui seront réalisés par la suite. Il convient toutefois de noter qu'en conception, la valeur du code CSA-S6 devrait être retenue.

Tableau 4.4 : Résistance en traction de la matrice (MPa)

Mélange	BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF50 1.0-60	BRF70 1.0-30	BRF70 1.5-30
$f'_t = 0.4\sqrt{f'_c}$	2.71	3.15	3.15	3.77	3.90
$f'_t = \sigma_t (w=0)$	2.25	4.46	4.50	4.93	5.68
$f'_t = (w=0.005 \text{ mm})$	2.9	4.4	5.2	4.9	5.5
f'_t (choix)	2.9	4.4	5.2	4.9	5.5

Le Tableau 4.5 présente les résistances en traction directe obtenues du calcul inverse pour les cinq BRF alors que la Figure 4.18 illustre les propriétés post-fissuration de ces BRF. Ces valeurs seront utilisées plus loin dans ce rapport pour l'analyse des poutres faites avec ces matériaux. Ce tableau présente également la dispersion des résultats expérimentaux via le coefficient de variation de l'aire sous les courbes charge – flèche ($P-\delta$) pour deux valeurs de flèche. L'étude de Tordjman [32] a permis de déterminer que la flèche est environ égale au double de l'ouverture de fissure. Les dispersions des aires sous la courbe ont donc été déterminées pour deux flèches, 1.0 et 2.0 mm, correspondant à des ouvertures de fissures de 0.5 et 1.0 mm correspondant respectivement aux conditions en service et à l'ultime.

Tableau 4.5 : Résistance en traction des BRF

Mélange	BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF50 1.0-60	BRF70 1.0-30	BRF70 1.5-30
	Valeurs moyennes (MPa)				
f'_t	2.9	4.4	5.2	4.9	5.5
$\sigma_{0.02}$	2.3	3.9	4.3	4.3	4.3
$\sigma_{0.1}$	2.2	4.0	4.7	4.5	4.9
$\sigma_{0.3}$	2.4	4.0	4.5	4.5	5.2
$\sigma_{1.0}$	2.4	3.5	4.3	1.5	4.2
$\sigma_{2.0}$	1.9	1.9	3.0	0.5	1.0
	Coefficients de variation				
$CoV_{\delta=1mm} - ELS$	0.092	0.095	0.067	0.008	0.052
$CoV_{\delta=2mm} - ELU$	0.097	0.105	0.072	0.027	0.058
$CoV_{Moyenne}$	0.10	0.10	0.07	0.02	0.06

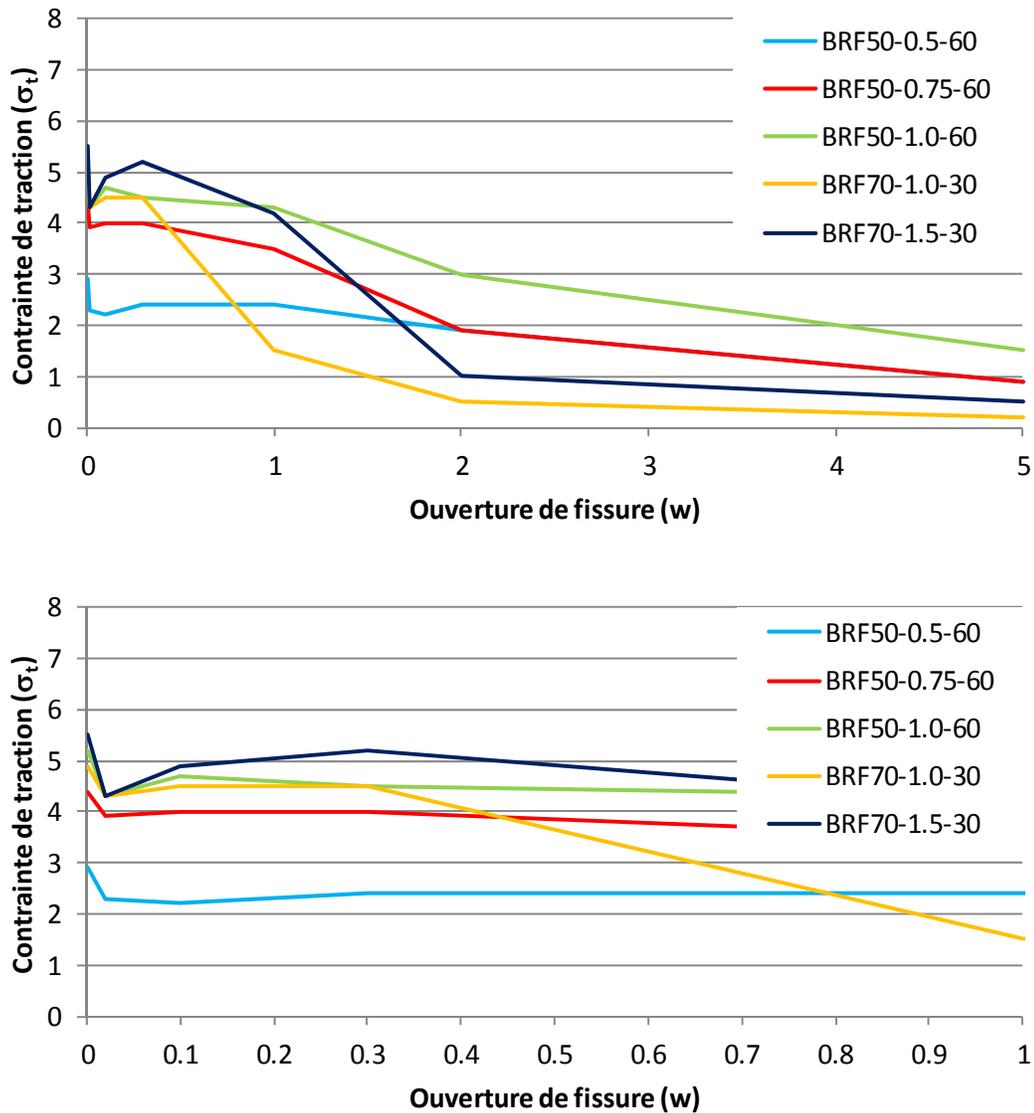


Figure 4.18 : Résistance en traction des BRF

4.6 CONCLUSIONS SUR LE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

Le programme expérimental permet d'arriver aux conclusions suivantes :

- des BRF autonivelants peuvent être fabriqués jusqu'à des dosages de 120 kg/m³ pour les fibres à crochets;
- les résistances mécaniques requises pour le calcul structural peuvent être obtenues par des essais de flexion et par l'algorithme de calcul inverse développé à l'École Polytechnique;

- les essais sur prismes entaillés surestiment la résistance des BRF requis pour des applications structurales et leur utilisation nécessite une certaine prudence, voire un rejet si de la fissuration multiple est observée durant les essais;
- les résultats des essais sur dalles circulaires se sont avérés justes en comparaison des essais de traction directe et peuvent être retenus pour les calculs structuraux;
- la faible dispersion des résultats des essais sur dalles circulaires sont probablement plus représentatifs de la dispersion des propriétés des BRF dans les éléments structuraux;
- la faible dispersion de la résistance post-fissuration des BRF à dosages élevés observés pour les dalles circulaires confirme le principe qui veut que pour des applications structurales des BRF à dosage élevés doivent être retenus;
- les essais sur dalles circulaires conviennent parfaitement pour les essais de contrôle de qualité des matériaux et une procédure en ce sens doit être développée.

5. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SUR LES POUTRES PRÉCONTRAINTES

5.1 INTRODUCTION

5.1.1 OBJECTIFS SPECIFIQUES

Les études expérimentales réalisées depuis 1996 à l'École Polytechnique sur des dalles [7 à 12] et plus récemment sur des poutres de grande taille [20] faites avec des BRF avec armatures adhérentes ont démontré la capacité des BRF à favoriser la multi-fissuration et à ainsi limiter l'ouverture des fissures à un niveau très faible à l'ELS. Les conclusions de ces études indiquent que les BRF permettent d'admettre la fissuration partielle à l'ELS sous certaines conditions. Par contre, les conclusions de l'étude théorique de Braïke [13, 14] mettent en évidence l'effet de la fatigue des torons du lit inférieur qui pouvait contrôler la conception des poutres en BRF pour lesquelles la fissuration est permise. Cependant l'utilisation de torons gainés graissés en fibre inférieure permet d'éviter ce problème. Toutefois aucune donnée expérimentale n'est disponible pour cette condition.

Les objectifs du programme expérimental étaient :

- de confirmer qu'il est possible de fabriquer des poutres de grande dimension avec des BRF autonivelants dans des conditions industrielles;
- de mesurer expérimentalement le comportement de poutres en BRF avec des torons non-adhérents uniquement, sachant qu'il s'agit d'une condition extrême;
- d'obtenir des données expérimentales permettant la validation des modèles numériques qui seront utilisés subséquemment;
- de valider l'utilisation dans les analyses des propriétés des BRF obtenues des essais sur dalles circulaires.

5.1.2 PROGRAMME D'ESSAIS

Ce chapitre présente les détails du programme d'essais au laboratoire visant la vérification expérimentale du comportement de poutres précontraintes faites de bétons renforcés de fibres (BRF) développés à l'École Polytechnique. Parmi les mélanges développés dans la première partie du projet, quatre ont été retenus pour la fabrication de quatre poutres, tel qu'indiqué au Tableau 5.1. Les mélanges ont été choisis pour couvrir une plage de résistance post-fissuration étendue afin de mettre en évidence la différence de comportement entre les différents BRF. La composition des quatre BRF est donnée au Tableau 4.1.

Tableau 5.1 : Mélanges de BRF utilisés pour les poutres du programme expérimental

Mélange	BRF50-0.5-60	BRF50-0.75-60	BRF70-1.0-30	BRF70-1.5-30 ⁽¹⁾
Date de fabrication	2011-08-03	2011-07-27	2011-10-13	2011-07-20

(1) : Résultats expérimentaux non exploitables

Seuls les résultats de trois poutres sont présentés dans ce rapport. En effet, une erreur de mise en place du BRF70-1.5-30 lors de la fabrication de la poutre a rendu impossible l'interprétation des résultats expérimentaux. Celle-ci ne sera donc pas considérée dans la partie expérimentale de ce rapport. Toutefois les résultats avec ce matériau ainsi que le BRF50-1.0-60 seront exploités numériquement.

5.2 FABRICATION DES SPECIMENS ET MONTAGE

5.2.1 FABRICATION DES POUTRES

Les poutres ont la même géométrie et la même configuration de renforcement actif. Chaque poutre contient 2 torons T15 gainés et graissés et aucune armature passive, de flexion ou d'effort tranchant. Les détails de la configuration des poutres sont illustrés à la Figure 5.1 alors que les détails des spécimens sont montrés sur la Figure 5.2.

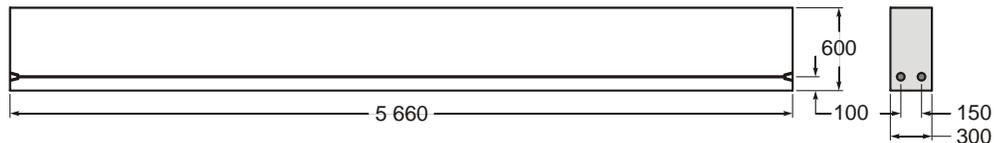


Figure 5.1 : Dimension des poutres

Les spécimens ont été fabriqués de juillet à octobre 2011 au laboratoire de Structures alors que les essais de flexion ont été réalisés en février 2012. Les bétons rencontraient les exigences d'un béton autoplaçant (Figure 5.3). Le Tableau 4.3 présente les résultats des essais des cylindres soumis à la compression.



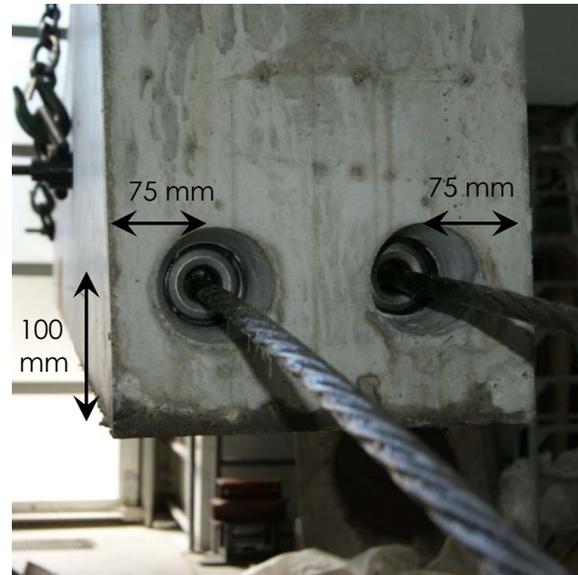
a) Coffrage 300 x 600 x 5700 mm



b) 2 torons T15 gainés et graissés



c) Système d'ancrages noyés



d) Position des torons

Figure 5.2 : Coffrage, position des torons et configuration des ancrages



a) Chute du béton au centre du spécimen de dalle circulaire



b) Coulée d'une poutre à partir de son extrémité Ouest avec des bétons autoplaçants

Figure 5.3 : Coulées des spécimens de caractérisation et d'une poutre

5.2.2 APPLICATION DE LA PRECONTRAINTE

Les caractéristiques des torons gainés et graissés T15 sont données au Tableau 5.2. Le système d'ancrage des torons est illustré sur la Figure 5.4. Grâce à ce système, les ancrages ont été noyés dans le béton. L'équipement utilisé pour mettre les torons en tension est montré sur la Figure 5.5. Le certificat de calibration du système du vérin mono-toron/manomètre/pompe utilisé indique que les tensions appliquées par le vérin étaient de 103 kN et 206 kN pour des pressions de 3000 psi et 6000 psi, respectivement. Suivant les recommandations du fabricant (Tableau 5.2), l'effort maximal à appliquer au toron lors de la mise en tension est de 209 kN.

Tableau 5.2 : Caractéristiques des mono-torons T15

Diamètre (mm)	Aire (mm ²)	Limite élastique (MPa)	Module de rupture (MPa)	Charge de rupture (kN)	Force de post-tension maximale (kN)
15.2	140	1675	1860	261	209

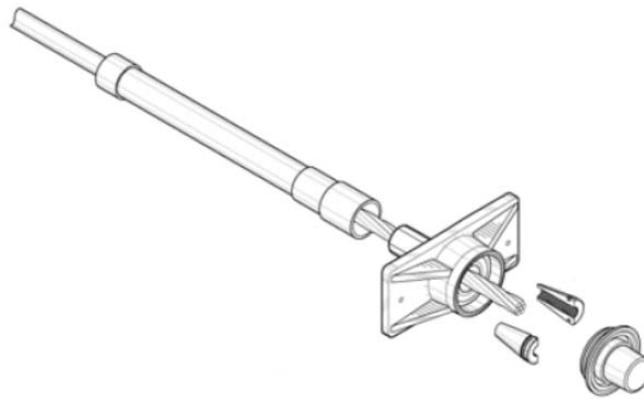
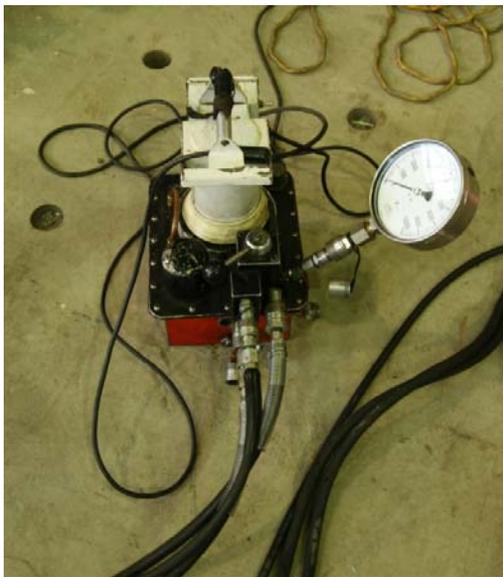


Figure 5.4 : Détails du système d'ancrage noyé



a) Pompe et manomètre calibré



b) Vérin mono-toron

Figure 5.5 : Équipement de post-tension

La force dans les torons a été mesurée à l'aide de cellules de charges placées à l'extrémité passive du toron lors de la mise en tension de ceux-ci. Le système de fixation des cellules de charge est montré sur la Figure 5.6. Les cellules sont restées en place lors des essais afin de mesurer la variation des efforts dans les torons. Quatre jauges de déformation de 50 mm de longueur ont été collées à mi-portée des poutres, deux sur chacune des faces inférieure et supérieure, à 75 mm des bords verticaux (Figure 5.7).



Figure 5.6 : Système de fixation des cellules de charge

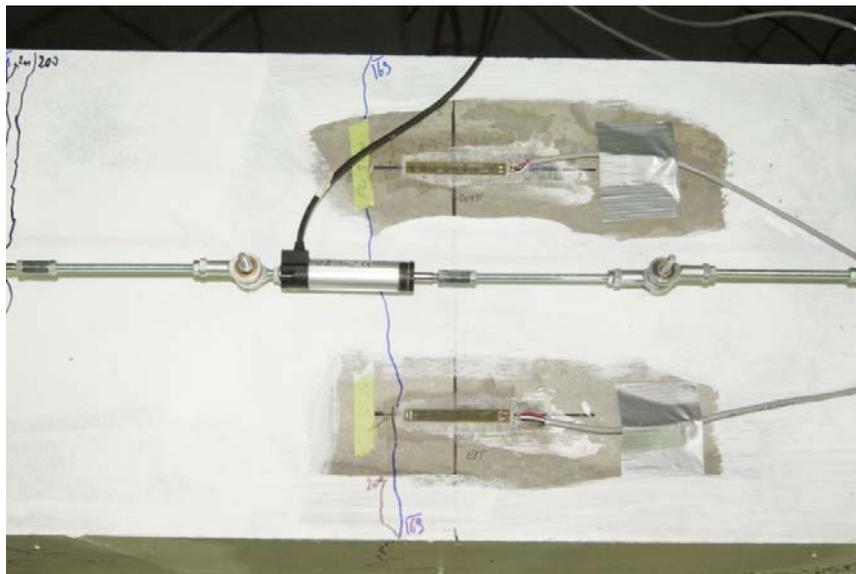


Figure 5.7 : Disposition des jauges de déformation sur les faces inférieure et supérieure

Les torons ont été mis en tension quelques jours avant l'essai de flexion. L'âge des bétons variait de 3 à 6 mois selon les poutres. La traction a été appliquée à l'extrémité Nord uniquement, à l'opposé des cellules de charge placées à l'extrémité Sud. La mise en tension s'est faite en deux paliers avec blocage de la clavette à chaque palier : 1^{er} palier à 3000 psi, puis second palier à 6000 psi.

5.2.3 MONTAGE

Les poutres ont été testées en flexion, avec une zone de moment constant. Afin de bien observer le processus de fissuration, les poutres ont été testées à l'envers (Figure 5.8). Les charges ont été appliquées aux extrémités par des vérins espacés de 5.0 m alors que les points d'appuis ont été placés dans la partie centrale, donnant une zone de moment constant de 2.0 m (Figure 5.9). Un système d'appuis à rouleaux et des vérins rotulés aux deux extrémités assuraient des conditions d'appui minimisant les restraints aux appuis (Figure 5.10).

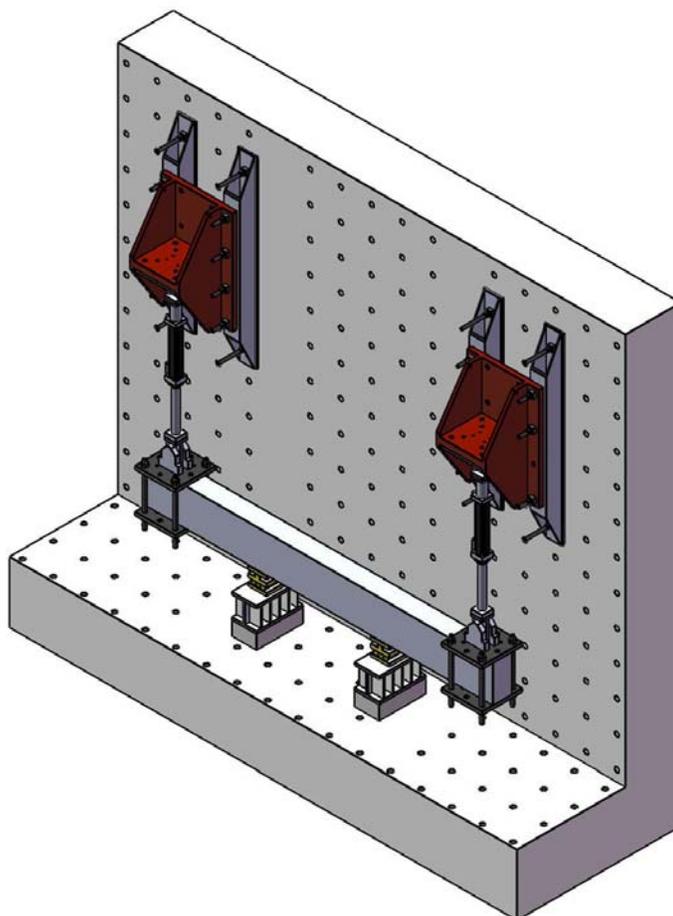


Figure 5.8 : Montage

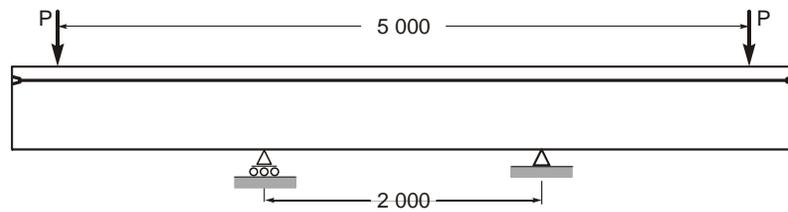


Figure 5.9 : Figure du montage

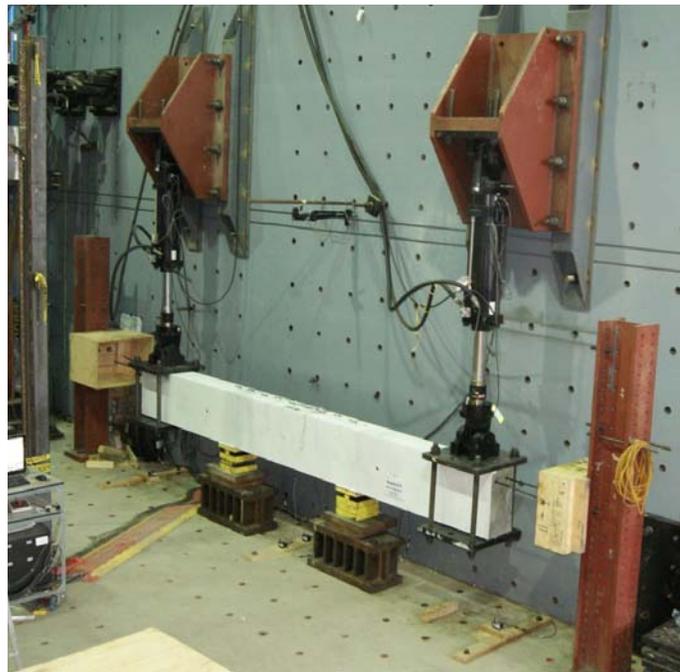


Figure 5.10 : Vue d'une poutre dans le montage

5.2.4 INSTRUMENTATIONS LORS DES ESSAIS

Tel qu'indiqué précédemment, des cellules de charge ont été utilisées durant les essais pour mesurer la force dans chaque toron (Figure 5.6). Les mesures des quatre jauges de déformation situées dans la section centrale des poutres ont également été enregistrées durant les essais (Figure 5.7).

Des capteurs de déplacement linéaires servant à mesurer l'ouverture des fissures ont été positionnés sur la face tendue des poutres. Ceux-ci étaient attachés à des tiges scellées dans le béton et distantes de 240 mm (Figure 5.11). Quatre cordes de déplacement mesuraient les flèches : une à chaque extrémité près des vérins, et deux autres à mi-portée, attachées à mi-hauteur de la poutre de part et d'autre de celle-ci (Figure 5.12).

La Figure 5.13 présente des vues d'ensemble de l'instrumentation disposée entre les appuis : 4 jauges de déformations collées à mi-portée sur les faces inférieure et supérieure, 9 capteurs de déplacement linéaire couvrant la face supérieure (tendue), 2 cordes de déplacement attachées à mi-portée.

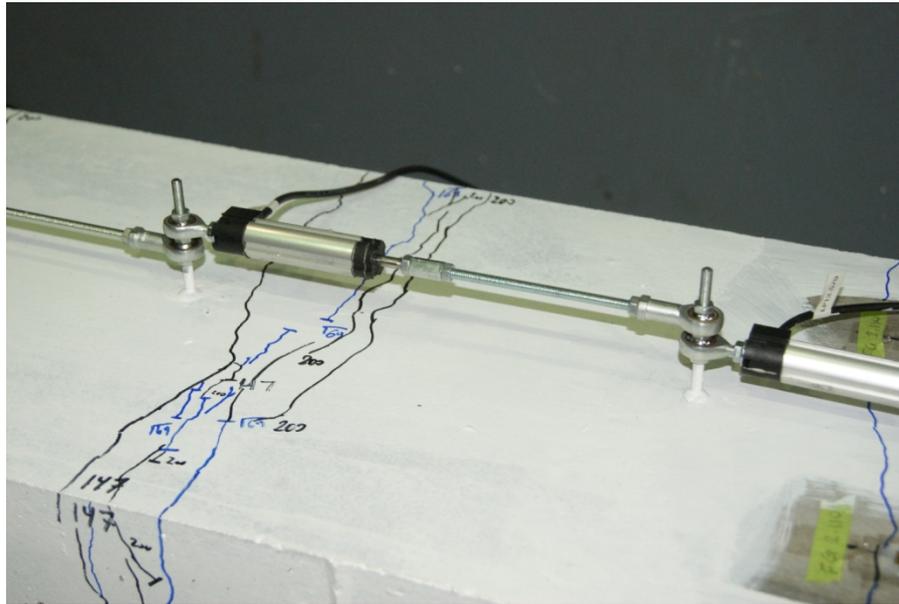


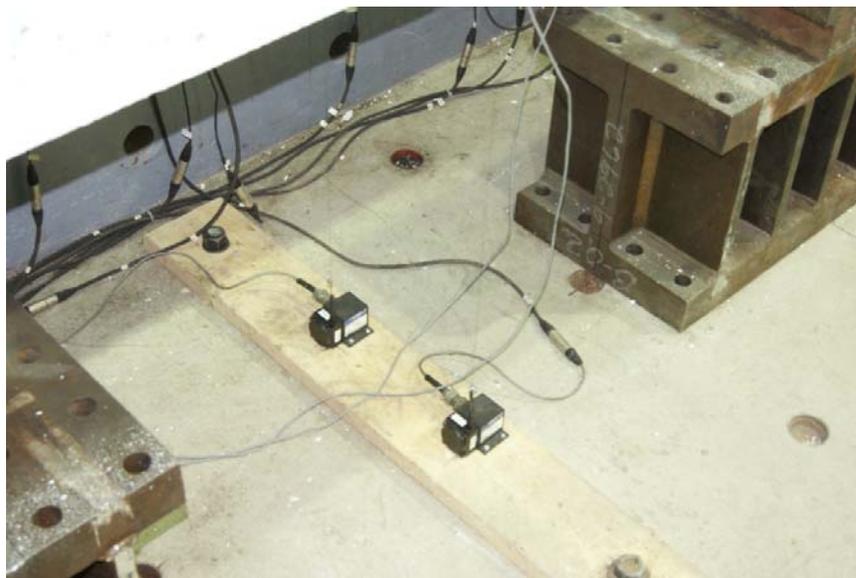
Figure 5.11 : Capteur de déplacement mesurant l'ouverture des fissures



a) Corde de déplacement Sud attachée au centre de la section



b) Corde de déplacement Nord attachée au centre de la section



c) Les 2 cordes de déplacement à mi-portée attachées à mi-hauteur de part et d'autre de la poutre

Figure 5.12 : Position des cordes de déplacement pour mesurer les flèches



a) Vue du haut



b) Vue de face

Figure 5.13 : Vues d'ensemble de l'instrumentation disposée entre les appuis

5.2.5 PROTOCOLE DE CHARGEMENT

Le chargement a été appliqué en pilotant le déplacement du vérin Sud à une vitesse constante égale à 0.02 mm/s alors que le vérin Nord appliquait la même charge que le vérin Sud.

Le chargement a été interrompu à intervalles réguliers jusqu'à l'apparition de la première fissure. Ces paliers de chargement de 50 kN (charge totale des deux vérins) étaient espacés de pauses de deux minutes. Après la détection de la première fissure, le chargement (déplacement des vérins) était interrompu à l'apparition de nouvelles fissures ou pour relever l'évolution des fissures. Les séquences de chargement obtenues pour chaque essai sont données en annexe.

5.3 RESULTATS EXPERIMENTAUX

L'ensemble des principaux résultats des trois essais sont présentés sur la Figure 5.14 ainsi qu'au Tableau 5.3. Ces résultats indiquent que les BRF ont présenté des résultats attendus, avec une résistance plus grande pour les BRF les plus fortement dosés. Les deux poutres faites avec des fibres longues présentent une flèche au pic plus élevée que la poutre faite avec des fibres plus courtes, ce qui est similaire aux observations faites sur les essais matériaux.

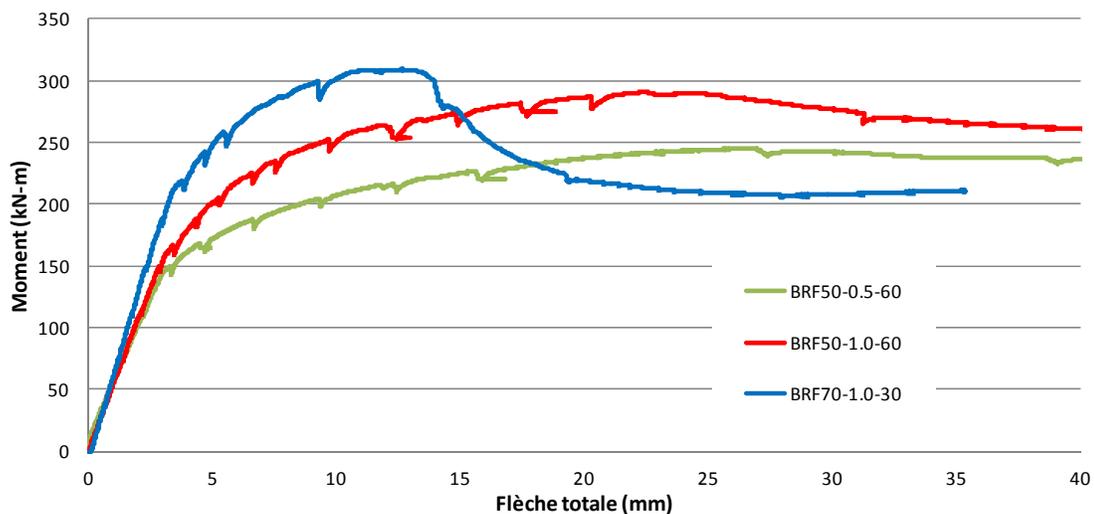


Figure 5.14 : Résultats moment – flèche totale pour l'ensemble des poutres

Tableau 5.3 : Sommaire des résultats des essais

Paramètre	Résultats		
Mélange	BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF70 1.0-30
Charge totale - 2P (kN)	326	387	412
Flèche au pic (mm)	28	22	13
Moment maximal (kN-m)	245	290	309
$M_{\text{Localisation}}$ (kN-m)	160	160	210
No. de fissures $w > 0.05$ mm	5	5	5
No. de fissures $w > 0.2$ mm	5	4	4
No. de fissures $w > 1$ mm	3	3	1
Espacement des fissures (mm)	± 300 à 500	± 250 à 400	± 200 à 300
Mode de fissuration	Localisé	Multiple	Multiple
Précontrainte initiale (kN)	144	142	144
Précontrainte à P_{max} (kN)	180	172	158
Précontrainte maximale (kN)	215	200	195

Les deux poutres avec des dosages plus élevés ont présenté une multi-fissuration qui était toutefois localisée au lieu d'être répartie (Figure 5.11), comme observé avec des armatures adhérentes [20]. À la charge maximale et au-delà, le comportement a cependant été gouverné par une seule fissure ce qui renforce l'idée que les essais matériaux doivent refléter les propriétés d'une fissure unique. De plus, on peut conclure que pour les applications où la multi-fissuration est souhaitée, comme dans le cas des ponts, les torons gainés graissés ou encore la précontrainte externe devraient être utilisés avec des armatures adhérentes à la fibre tendue afin d'initier le processus de multi-fissuration. Néanmoins, malgré l'utilisation de torons non-adhérents, les poutres ont toutes présenté un comportement ductile. L'espacement des fissures était moindre pour les BRF les plus performants. Les mesures d'ouverture de fissures et les photos montrant la répartition de celles-ci sont présentées de la Figure 5.15 à la Figure 5.20. Enfin, tel qu'indiqué au Tableau 5.3, on note un accroissement de la force de précontrainte dû à l'allongement de la zone tendue des poutres. D'autres résultats sont également présentés en annexe.

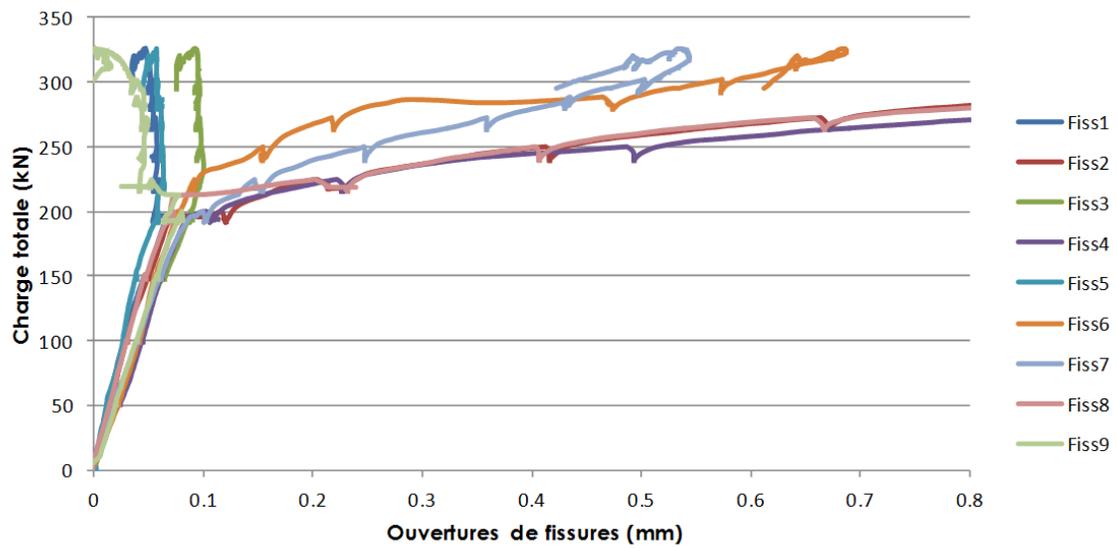


Figure 5.15 : BRF50-0.5-60 – Mesure de l'ouverture des fissures



Figure 5.16 : BRF50-0.5-60 – Vue d'ensemble du relevé des fissures

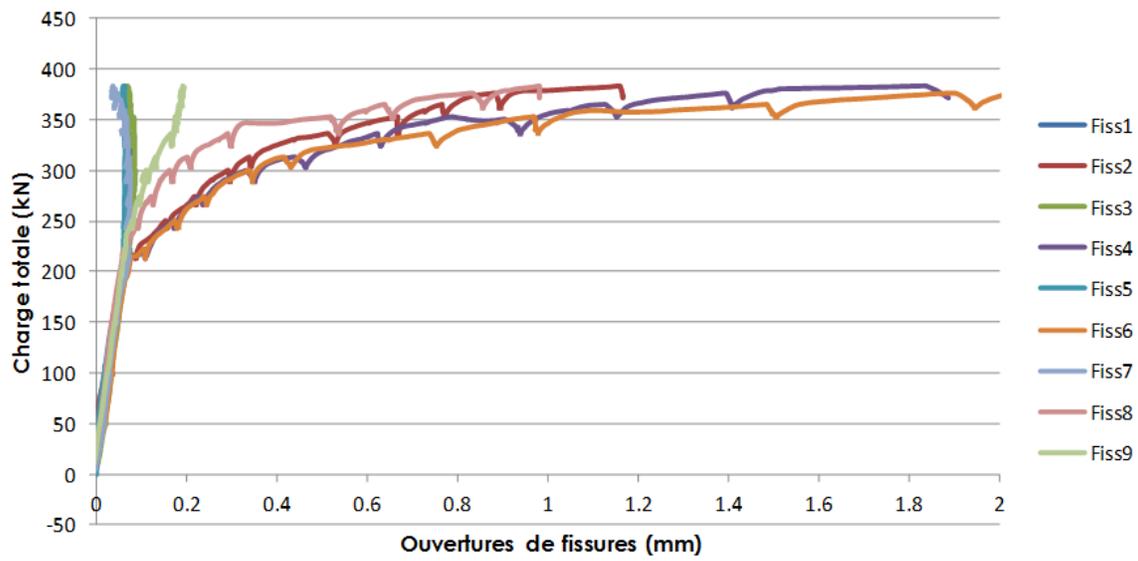


Figure 5.17 : BR50-0.75-60 – Mesure de l'ouverture des fissures



Figure 5.18 : BR50-0.75-60 – Vue d'ensemble du relevé des fissures

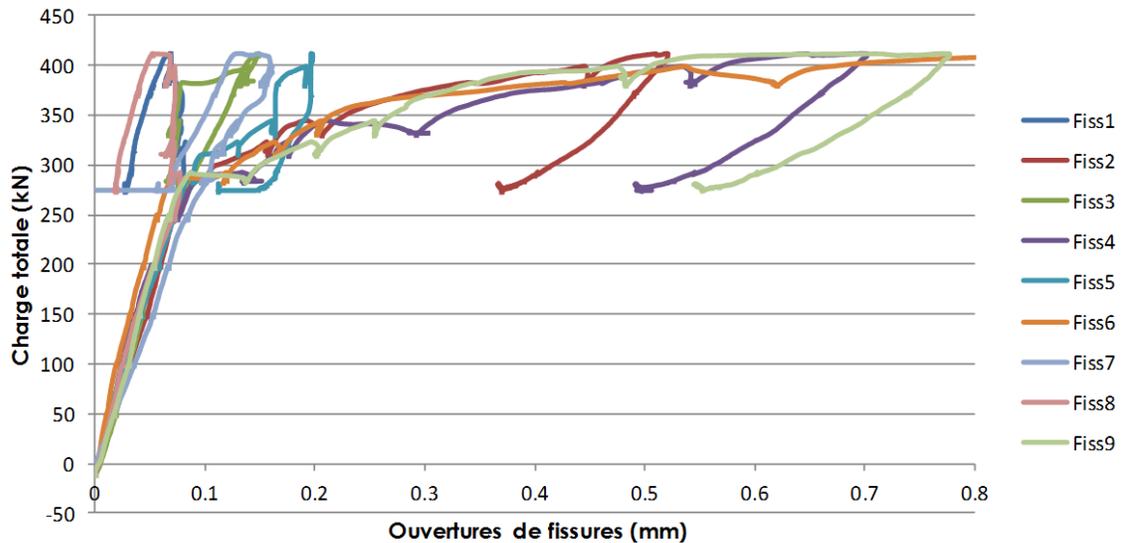


Figure 5.19 : BRF70-1.0-30 – Mesure de l'ouverture des fissures



Figure 5.20 : BRF70-1.0-30 – Vue d'ensemble du relevé des fissures

5.4 ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS

Les trois poutres du programme expérimental ont été analysées avec les logiciels ABAQUS [46] et EPM3D-v2 [47]. Des analyses ont également été réalisées avec les propriétés des deux autres BRF. Les propriétés en traction des BRF utilisés, tirées des valeurs expérimentales du Tableau 4.5, sont montrées sur la Figure 4.18. Cette série d'analyses vise à s'assurer que le modèle de béton arrive à bien reproduire la résistance et l'espacement des fissures dans le cas de poutres en BRF avec torons non adhérents. Il convient de noter que comme c'est une règle avec EPM3D, aucun

ajustement des propriétés des matériaux du modèle d'éléments finis n'a été réalisé à l'exception de la résistance post-fissuration qui a été ajustée pour prendre en considération la dispersion des propriétés des BRF.

La Figure 5.21, la Figure 5.22 et la Figure 5.23 illustrent la réponse charge-flèche des trois poutres du programme expérimental. Dans chaque cas, trois courbes sont présentées : (1) le résultat expérimental, (2) l'analyse avec les propriétés mesurées (Tableau 4.5) et (3) l'analyse avec les propriétés réduites d'environ un écart-type pour prendre en considération la dispersion des propriétés, soit respectivement 15, 10 et 5% pour les mélanges BRF50-0.6-60, BRF50-0.75-60 et BRF70-1.0-30. La Figure 5.24 compare entre elles les réponses charge-flèche des poutres faites avec les cinq BRF du programme expérimental alors que la Figure 5.25 présente les patrons de fissuration observés correspondants. Enfin le Tableau 5.4 compare les valeurs expérimentales et numériques.

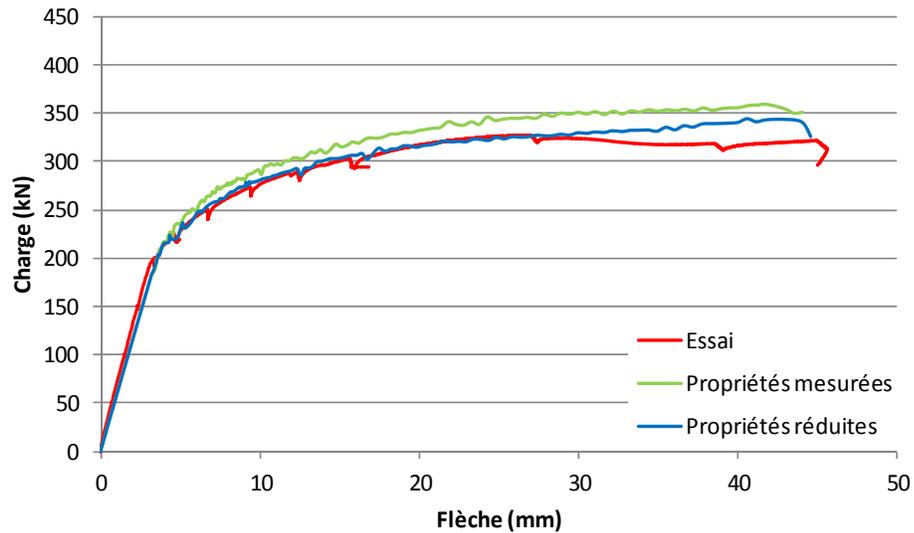


Figure 5.21 : Réponse charge-flèche – BRF50-0.5-60

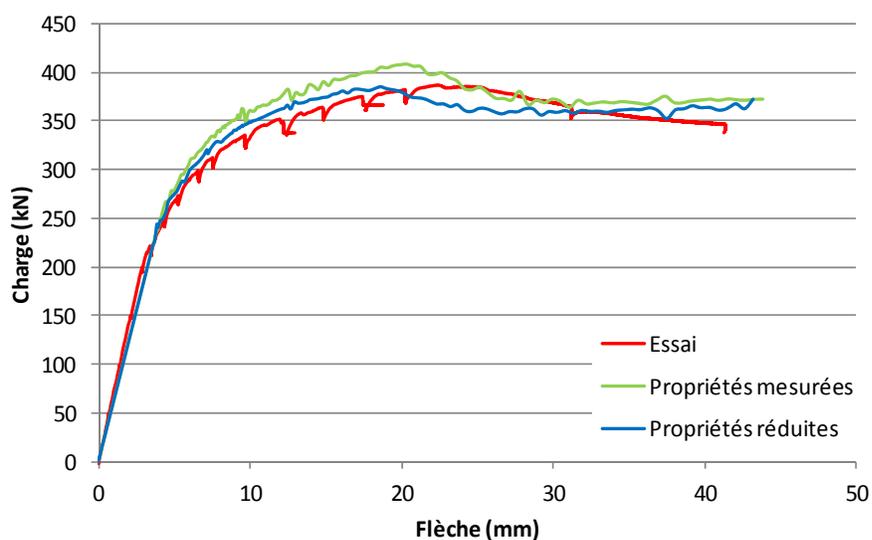


Figure 5.22 : Réponse charge-flèche – BRF50-0.75-60

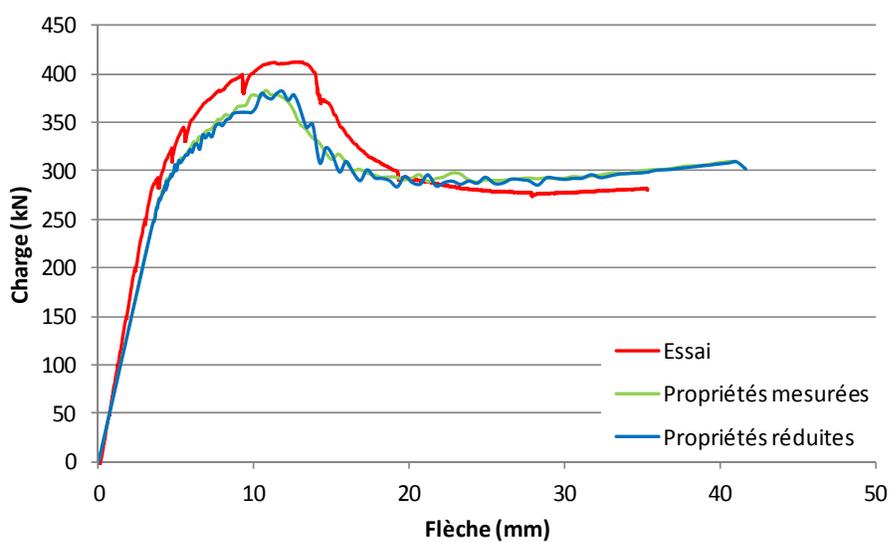


Figure 5.23 : Réponse charge-flèche – BRF70-1.0-30

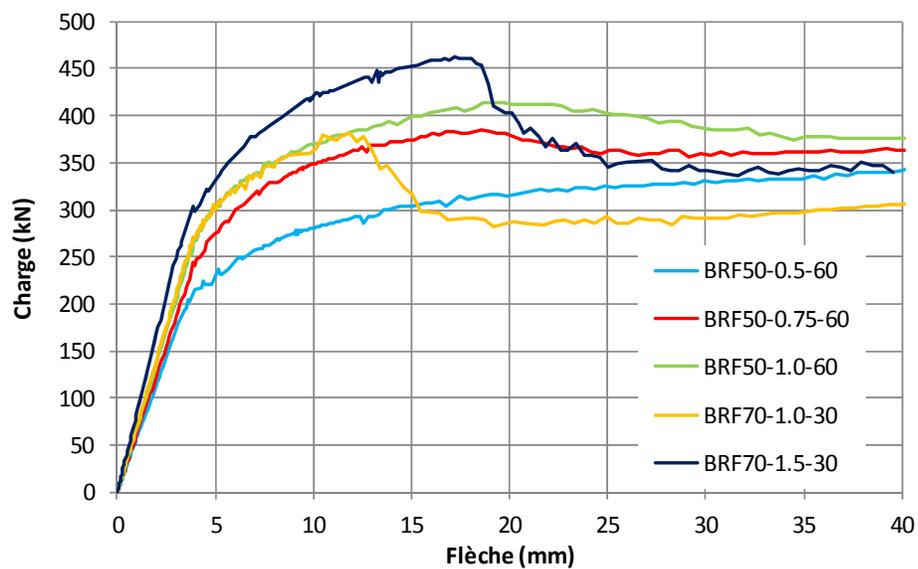
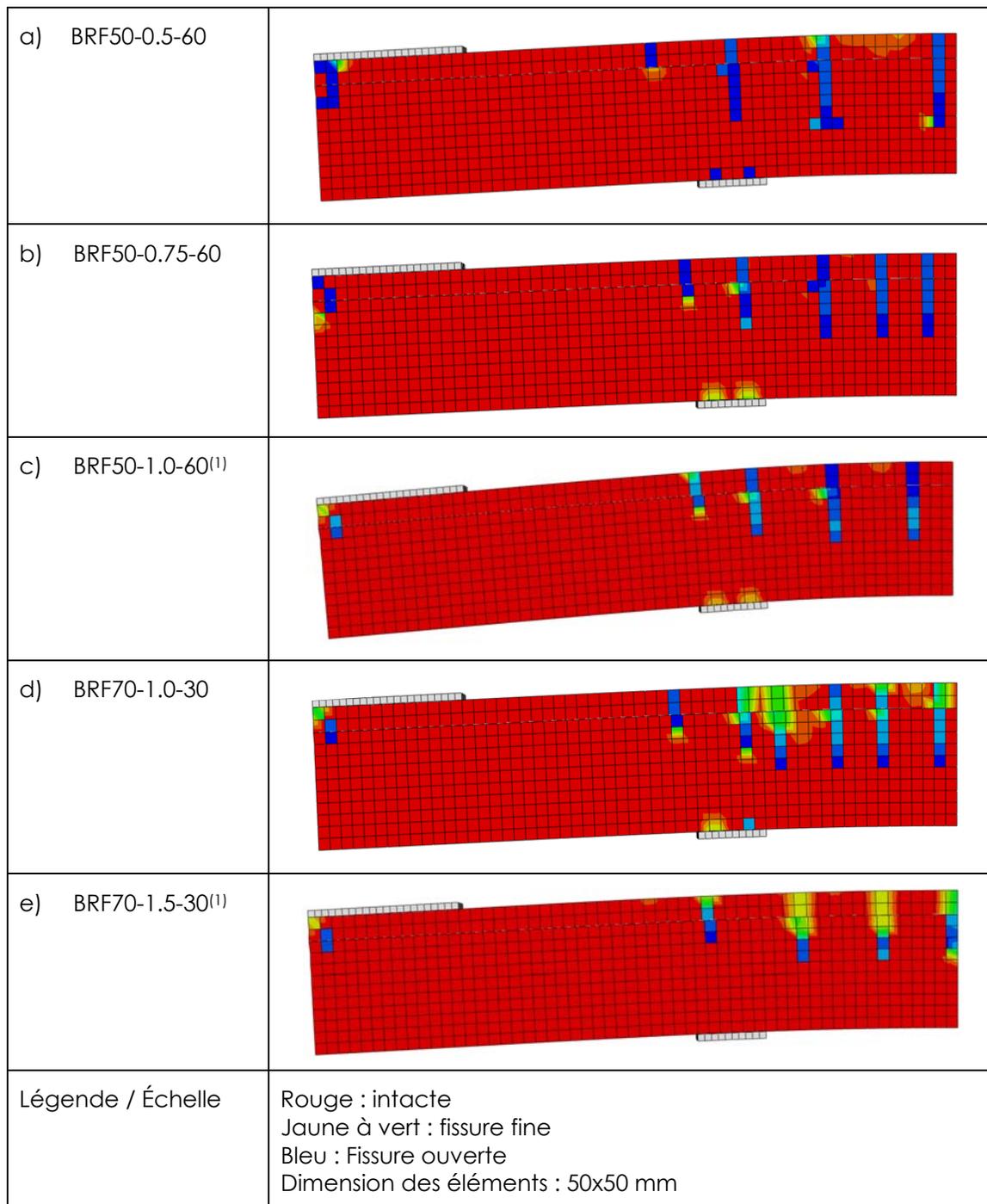


Figure 5.24 : Réponse charge-flèche des poutres en BRF



(1) : Poutres non testées

Figure 5.25 : Fissuration des poutres

Tableau 5.4 : Comparaison des mesures

Paramètre		Poutre		
Mélange		BRF50 0.5-60	BRF50 0.75-60	BRF70 1.0-30
Charge totale (kN) (propriétés réduites)	Essais	326	387	412
	Analyses	345	385	396
Espacement maximal des fissures (mm)	Essais	±500	±400	±300
	Analyses	500	350	250
Mode de fissuration	Essais	Localisé	Multiple	Multiple
	Analyses	Localisé	Localisé	Multiple

La comparaison des résultats analytiques et expérimentaux amène à conclure que le modèle par élément finis pour lesquelles les propriétés sont réduites d'un écart-type permet de prédire avec justesse le comportement des poutres en BRF en ce qui concerne la réponse charge-flèche, la résistance ultime ainsi que pour l'espacement des fissures en service et à l'ultime.

5.5 CONCLUSIONS SUR LE COMPORTEMENT DES POUTRES

Le programme expérimental sur les poutres permet d'arriver aux conclusions suivantes :

- des BRF autonivelants avec des dosages jusqu'à 1.5% (120 kg/m³) peuvent être fabriqués dans des conditions industrielles;
- la mise en place dans des coffrages des BRF autonivelants ne nécessite pas d'intervention externe (aucune vibration n'a été requise) et seule une vibration externe des coffrages serait acceptable si cela s'avérait nécessaire;
- les poutres précontraintes, même avec des torons non-adhérents, présentent une fissuration multiple et un comportement ductile;
- des dosages minimaux de 60 kg/m³ pour les fibres de 60 mm et de 80 kg/m³ pour les fibres de 30 mm sont requis pour permettre une multi-fissuration;
- des armatures adhérentes (précontraintes ou passives) devront être utilisées afin de permettre une multi-fissuration des poutres de ponts; les torons non-adhérents et les fibres ne permettent pas à eux seuls d'initier ce phénomène de multi-fissuration nécessaire pour assurer une faible ouverture des fissures en service.

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques permet de conclure que :

- les propriétés en traction directe du BRF en contraintes-ouverture de fissure ($\sigma-w$), obtenues des essais sur dalles circulaires traités avec l'algorithme de calcul inverse développé à l'École Polytechnique, sont représentatives des propriétés des BRF dans les poutres;
- les propriétés de traction directes doivent être réduites d'un écart type pour être représentatives des propriétés des BRF pour la détermination de la résistance ultime;
- l'utilisation d'une loi de béton contrainte-ouverture de fissure ($\sigma-w$), tel que retenu avec EPM3D, est essentielle pour la modélisation du BRF;
- le modèle de béton EPM3D permet de prédire avec justesse le comportement des poutres en BRF en ce qui concerne (i) la réponse charge-flèche, (ii) la résistance ultime, (iii) l'espacement des fissures en service, et (iv) l'ouverture des fissures à l'ultime.

6. CONCEPTION DE POUTRES EN T EN BRF

6.1 RAPPEL DES OBJECTIFS DU PROJET PRINCIPES DE CONCEPTION

Les principaux objectifs visés par la conception de poutres de ponts précontraintes préfabriquées en BRF avec dalle intégrée sont :

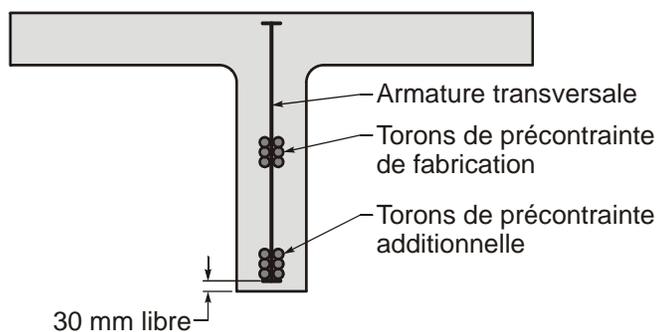
- d'accélérer la construction des ponts par l'usage accru de la préfabrication;
- d'intégrer une dalle aux poutres afin d'éliminer l'étape de coulée d'une dalle in situ;
- d'utiliser des matériaux durables, tant au niveau des conditions environnementales qu'au niveau du comportement mécanique;
- d'éliminer la fissuration des ponts.

La forme finale des poutres (épaisseur de la dalle, distance entre les âmes, épaisseur des âmes, poutres en T ou en double T, etc.) devra faire l'objet d'un projet subséquent réalisé conjointement avec l'industrie et le ministère des Transports.

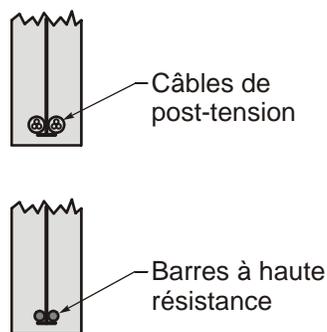
Toutefois, les études expérimentales et analytiques présentées aux chapitres précédents, combinées aux analyses déjà faites dans les projets précédents, permettent de faire les recommandations suivantes pour les options possibles de poutres en T ou en double T en BRF (voir Figure 3.2 et Figure 6.1).

1. Deux niveaux d'aciers principaux sont recommandés : des torons adhérents en pré-tension positionnés utilisés lors de la fabrication et des aciers principaux additionnels. L'utilisation de deux niveaux de précontrainte a pour objectif d'éliminer les problèmes de cambrure lors de l'entreposage des poutres, le premier niveau de précontrainte contrebalançant le poids propre de la poutre.
2. Trois types d'aciers principaux additionnels sont envisageables : (i) adhérents, précontraints par pré-tension (option traditionnelle) ou encore précontraints par post-tension avec gaine injectée, (ii) non-adhérents, précontraints par post-tension avec des torons gainés et graissés ou par post-tension extérieure, (iii) avec armatures passives de type haute résistance (barres de précontrainte non tendues lors de la préfabrication).
3. L'utilisation d'étriers n'est probablement pas essentielle mais il est recommandé d'utiliser des étriers à mi-épaisseur de l'âme.
4. Pour la dalle, seules des armatures passives transversales au tiers inférieur de la dalle seraient utilisées.
5. Un BRF présentant une résistance post-fissuration nominale de 2.5 MPa jusqu'à 1 mm d'ouverture de fissure (Figure 6.2), soit dans la plage d'intérêt en service,

doit être retenu. Ces propriétés nominales correspondent environ à celles obtenues pour les BRF50-1.0-60 et BRF70-1.0-30 une fois la dispersion de la résistance prise en considération. Le choix final du fibrage devra être établi ultérieurement. Toutefois, un béton de résistance en compression de 70 MPa devrait être retenu.



(a) Disposition type



(b) Alternatives

Figure 6.1 : Concept de poutre en T

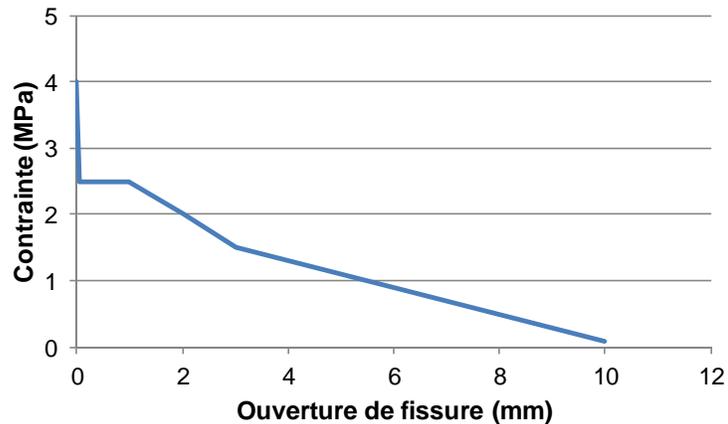


Figure 6.2 : Propriété nominale du BRF

Trois portées sont choisies : 15 m, 20 m et 30 m. Dans les deux premiers cas, l'option poutre avec une section en double T est possible. Toutefois, pour des questions de poids des poutres, l'option à 30 m est davantage applicable aux poutres en T. Dans le cas des poutres en T des joints coulés en place sont requis entre toutes les poutres. De plus, la stabilité des éléments préfabriqués en T est assurée par les diaphragmes aux appuis. Les sections types choisies pour chacune de ces trois portées sont montrées sur la Figure 6.3. La hauteur des poutres a été fixée arbitrairement à $L/25$, soit respectivement 600 mm, 800 mm et 1200 mm. Ces valeurs pourraient être optimisées dans une phase ultérieure.

La précontrainte de fabrication a été positionnée exactement à la hauteur nécessaire pour que le nombre de torons choisis équilibre exactement le poids propre de la poutre. La position de la précontrainte additionnelle a été fixée à 100 mm du bas de la poutre alors que dans le cas des armatures passives, elles ont été supposées à 60 mm de la fibre inférieure.

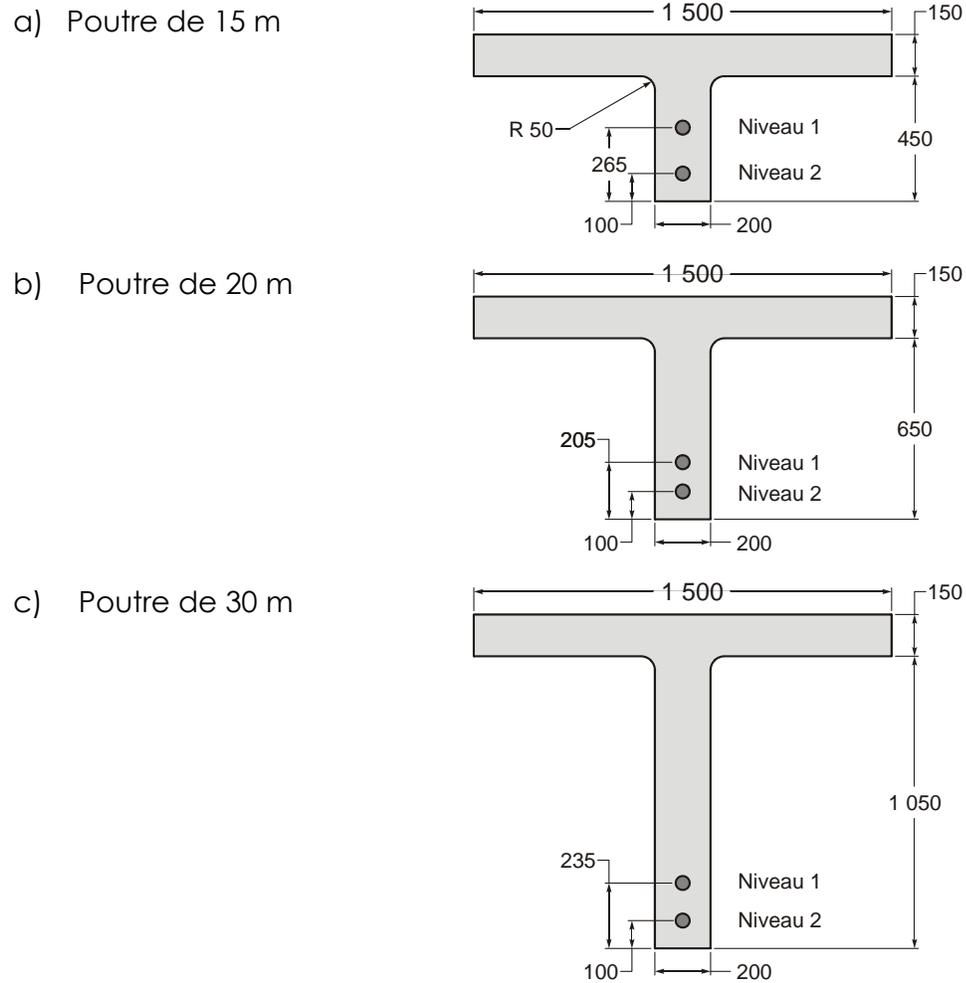


Figure 6.3 : Géométries proposées

6.2 CONCEPTIONS PRELIMINAIRES

Au total, 9 conceptions de poutres sont nécessaires, soit 3 alternatives pour chacune des 3 portées. Pour simplifier les calculs à ce stade préliminaire, le facteur d'essieu a été pris égal à 0.40 à l'ELS et à l'ÉLU, et 0.35 à l'ELF, et ce, pour toutes les portées. Les torons ont été assumés horizontaux. Une précontrainte effective de 1100 MPa a été retenue. Les coefficients de tenue du code CSA-S6 ont été appliqués. Pour le BRP, un coefficient de tenue de 0.75 a été appliqué. Cette valeur devra faire l'objet d'études plus approfondies. Toutefois les résultats d'études antérieures ainsi que les choix faits dans les guides et normes récentes [9, 27, 28], convergent vers une valeur plus élevée du coefficient de tenue que celle retenue dans cette étude.

La conception des aciers additionnels pour chacune des 9 poutres a été faite avec le logiciel AIS-v3.0 [48]. Une fois la quantité de précontrainte adhérente de

fabrication déterminée, l'armature additionnelle est obtenue avec comme objectif de rencontrer les limites de résistance à l'ÉLU. La solution était considérée satisfaisante dans une plage de $\pm 2\%$, les torons étant incrémentés par sauts de 140 mm^2 alors que des multiples de 100 mm^2 ont été utilisés pour les armatures. Même si ces valeurs ne représentent pas nécessairement des cas réels, il a été choisi d'utiliser des valeurs assez près des critères de conception vu le contexte exploratoire de l'exercice réalisé. Les résultats sont donnés au Tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Conception préliminaire - AIS

Paramètre		Portée (m)		
		15	20	30
Nombre de torons de fabrication (niveau 1)		6	6	10
Moment ELS (kN-m)		750	1300	2800
Moment ÉLU (kN-m)		1220	2030	4290
Torons non adhérents (Niveau 2)	Nombre	10	11	12
	$w_{max-ELS}$ (mm)	s/o	s/o	s/o
	$\Delta\sigma_{max-ELF}$ (MPa)	s/o	s/o	s/o
Torons adhérents (Niveau 2)	Nombre	6	7	7
	$w_{max-ELS}$ (mm)	0.1	0.1	0.1
	$\Delta\sigma_{max-ELF}$ (MPa)	160 ⁽¹⁾	40	65
Barres de précontrainte passives (Niveau 2)	Aire (mm^2)	1600	1900	2100
	w_{D-ELS} (mm)	<0.01	0	0
	$w_{max-ELS}$ (mm)	0.5	0.5	0.2
	$\Delta\sigma_{max-ELF}$ (MPa)	185 ⁽¹⁾	260 ⁽¹⁾	240 ⁽¹⁾

(1) : Hors norme

Les résultats des analyses avec AIS indiquent dans le cas de précontrainte non-adhérente que le nombre de torons requis est supérieur à celui du cas avec précontrainte adhérente. Toutefois ce type de construction n'est pas affecté par les problèmes de fissuration, tant pour le contrôle de la fissuration elle-même que pour la variation de contrainte dans les torons. En effet, comme ce type de précontrainte

est moins efficace, la quantité requise pour atteindre une résistance ultime suffisante fait en sorte que les poutres ne fissurent pas en service.

En contrepartie, les torons adhérents sont plus efficaces à l'ultime et un nombre moins élevé est requis. Toutefois cela amène une certaine fissuration et des variations de contraintes en service dans les torons. Ces aspects devront être considérés avec soin si cette option est retenue.

Enfin, l'option avec des barres de précontrainte passives peut être attrayante du point de vue simplicité de fabrication. Cependant, les variations de contraintes à l'ELF et la fissuration importante en service devront faire l'objet d'études expérimentales plus approfondies.

La vérification sommaire des états limites de vibration pour les trois longueurs proposées semble indiquer que ces sections ne permettent pas de respecter la limite de $L/800$ spécifiée par le Ministère par un ratio d'environ 2. Cela implique que des sections ayant un rapport L/h plus faible que celui sélectionné devront être utilisées ou encore que la forme de la section devra être changée afin d'en augmenter l'inertie.

La conception des poutres pourrait également être telle que la traction ne soit pas permise en service, même sous charge vives. Cela demanderait plus de torons mais aurait l'avantage d'éviter des problèmes de fatigue des torons et du BRF, tout en assurant une plus grande durabilité. Il est possible que le respect des critères de flèches fasse en sorte que la fissuration ne soit plus un critère qui gouverne la conception.

6.3 ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DES POUTRES

Les 9 options présentées à la section précédente ont fait l'objet d'une vérification additionnelle par éléments finis. Les résultats sont présentés sur la Figure 6.4, la Figure 6.5 et la Figure 6.6 respectivement pour les portées de 15, 20 et 30 m. Il convient de noter que les analyses ont été faites avec des coefficients de tenue égal à l'unité.

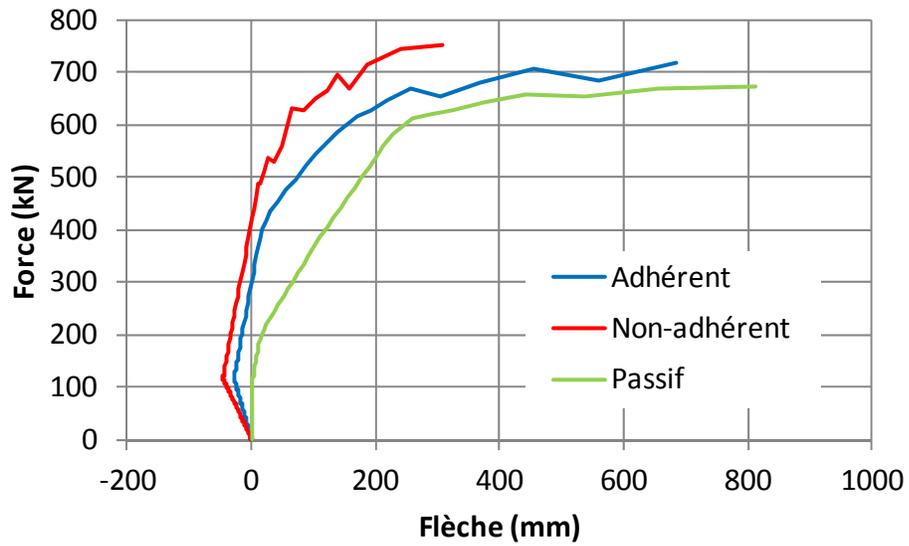


Figure 6.4 : Comportement des poutres de 15 m

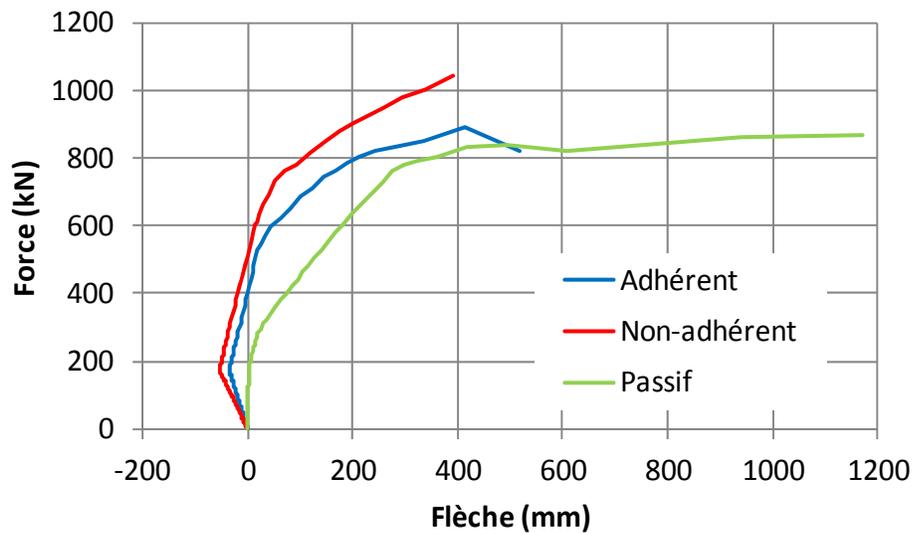


Figure 6.5 : Comportement des poutres de 20 m

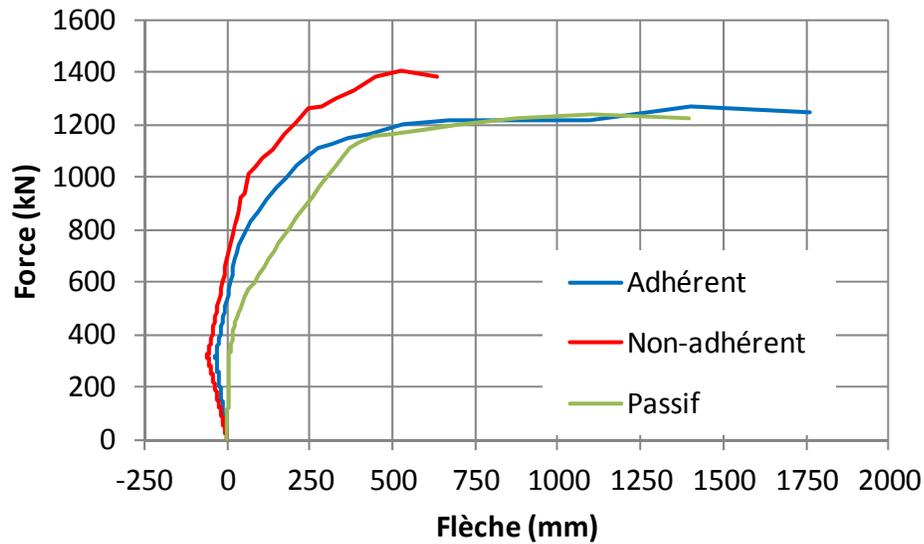


Figure 6.6 : Comportement des poutres de 30 m

Les résultats obtenus sont conformes aux attentes. Les poutres avec précontrainte non-adhérente présentent une cambrure négative plus importante due au plus grand nombre de torons, alors que la condition sans précontrainte additionnelle présente une flèche nulle avant l'application des charges. L'espacement des fissures obtenu des analyses est similaire dans tous les cas. Enfin les poutres avec armatures adhérentes présentent une plus grande ductilité à l'ultime que les poutres avec armatures non-adhérentes. Toutefois la ductilité de ces dernières atteint des valeurs qui excèdent plus de 1/10 de la portée.

7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS DE L'ÉTUDE

7.1 CONCLUSIONS

7.1.1 CHOIX DES MATERIAUX

Dans le domaine des ouvrages d'art exposés aux conditions rigoureuses comme celles retrouvées au Québec, l'état des connaissances nous amène aux conclusions suivantes :

- pour les ouvrages soumis à des efforts (mécaniques, thermiques, cycles de gel et dégel, etc.) comme les ponts, la fissuration est inévitable et amènera la détérioration des meilleurs bétons, sauf s'ils sont convenablement dosés en fibres;
- les bétons renforcés de fibres (BRF) à haute et ultra haute performance (BFHP et BFUP) offrent des propriétés mécaniques élevées;
- l'utilisation des BRF ou des BFUP permet d'éliminer la fissuration des ouvrages, d'améliorer la durabilité de ceux-ci et de réduire leurs poids et dimensions;
- les BRF et encore plus les BFUP, présentent une durabilité nettement supérieure aux bétons non fibrés même à haute performance qui en font des matériaux très avantageux pour des ouvrages d'art soumis à des conditions environnementales sévères, tels les ponts en présence de sels fondants;
- lorsqu'on considère le cycle de vie d'un ouvrage, l'utilisation de BRF a de fortes chances d'amener une réduction des coûts directs de construction et d'entretien, et ce, sans même inclure les coûts sociaux reliés aux travaux de réparation sur les ouvrages existants.

7.1.2 UTILISATION INDUSTRIELLE DES BRF ET DES BFUP

Le programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet, ainsi que les programmes expérimentaux précédents réalisés en conditions industrielles, permettent d'arriver aux conclusions suivantes :

- des BRF et BFHP autonivelants avec des macro-fibres (à crochets, de plus de 25 mm de longueur) peuvent être fabriqués et mis en place en conditions industrielles jusqu'à des dosages de 120 kg/m³;
- des BFUP autonivelants avec des méso-fibres (droites, de 10 à 20 mm de longueur) peuvent être fabriqués et mis en place en conditions industrielles jusqu'à des dosages de 320 kg/m³;
- la résistance en traction directe des BRF requise pour le calcul structural peut être obtenues par des essais de flexion;

- les essais sur dalles circulaires peuvent être retenus pour le contrôle de la qualité en condition industrielle.

7.1.3 CHOIX DE POUTRES PRECONTRAINTES PREFABRIQUEES EN BRF AVEC DALLE INTEGREE

Le choix de poutres de ponts précontraintes préfabriquées avec dalle intégrée permet :

- d'accélérer la construction des ponts par l'usage accru de la préfabrication;
- d'intégrer une dalle aux poutres afin d'éliminer l'étape de coulée d'une dalle in situ.

L'utilisation du BRF permet de :

- simplifier la disposition des torons, des torons droits non défléchis peuvent être utilisés;
- considérer des nouveaux concepts plus efficaces comme une combinaison de torons adhérents, de torons non-adhérents et d'armatures conventionnelles;
- positionner les armatures de cisaillement au centre des âmes;
- réduire l'épaisseur de la dalle sauf pour la poutre de rive;
- réduire les armatures de la dalle.

De plus, la disponibilité des BFUP permet de :

- mettre en place des joints longitudinaux au niveau de la dalle, à mi-distance entre les poutres, assurant une continuité structurale entre les éléments préfabriqués de résistance et durabilité supérieures à celles d'une dalle en BHP coulée en place.

7.1.4 CRITERES DE CONCEPTION DES POUTRES

Les critères de conception portent sur quatre aspects :

- les propriétés mécaniques en traction du BRF choisi doivent être équivalentes à celles des mélanges à 80 kg/m³ utilisés dans le cadre de cette étude;
- la fissuration n'est pas permise dans les poutres sous les charges permanentes, déformations imposées et charges soutenues;
- la fissuration pourrait être permise en service en présence des charges routières;

- l'ouverture admissible pour les fissures sera fixée selon le type d'armature présente à la fibre tendue des poutres pour des considérations de durabilité et de fatigue.

7.2 RECOMMANDATIONS

Il est recommandé de réaliser un programme d'étude élaboré sur la conception de poutres en T préfabriquées faites de torons adhérents utilisés lors de la fabrication, de torons gainés et graissés additionnels mis en tension lors de la livraison des poutres, et possiblement d'une quantité minimale d'armatures conventionnelles. Les essais doivent obligatoirement être réalisés sur les poutres de grande taille, la profondeur de 800 mm étant fort probablement la dimension optimale. Les paramètres à l'étude doivent inclure :

- le choix d'un BRF répondant aux exigences de résistance et aux contraintes de préfabrication;
- le comportement en service;
- le comportement à l'ÉLU en flexion;
- le comportement de la dalle à tous les états limites;
- le comportement des joints longitudinaux de la dalle à tous les états limites.

Les aspects de préfabrication devront être discutés au préalable, les essais devront idéalement être réalisés à partir des dimensions optimisées.

7.3 CONSIDERATIONS ADDITIONNELLES

Il est envisageable de concevoir des poutres pour lesquelles aucune fissuration ne serait permise sous les charges des services, incluant les charges routières. Cela permettrait d'avoir une précontrainte centrée sous les charges permanentes, éliminant les effets du fluage, et l'utilisation d'armatures passives pour respecter les états limites ultimes si nécessaire. Une telle conception rendrait également plus facile la fabrication des poutres alors que le respect d'autres critères comme le contrôle des flèches pourrait être plus facile à respecter. Il est probable que les sections aient un rapport L/h un plus faible que celui retenu dans ce projet.

7.4 CONCLUSION GENERALE

L'utilisation des BRF dans les ouvrages d'art peut fort probablement amener la réduction des coûts de fabrication et des coûts initiaux de construction. Toutefois, le gain maximal proviendra certainement de la grande durabilité des éléments et la réduction importante, voire l'élimination, des opérations de maintenance dans le

futur. C'est au niveau du cycle de vie que le gain sera fort probablement considérable.

Cependant, les gains seront quantifiables uniquement lorsque des essais sur des éléments réels seront réalisés. Il importe qu'une étude approfondie soit entreprise.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient pour leur support financier : le ministère des Transports du Québec, le CRSNG et le FQRNT (CRIB). Les entreprises Bekaert, Holcim, Euclid et Béton Brunet sont grandement remerciées pour leurs dons et leur collaboration. Enfin les auteurs tiennent à remercier toutes les personnes qui de près ou de loin ont contribué à cette étude, dont en particulier M. Maxime Forget qui a collaboré aux analyses des ponts en double T.

RÉFÉRENCES

1. Massicotte, B., Rochon-Massicotte, B et Conciatori, D. 2010. État des connaissances sur la préfabrication des ponts en béton. Rapport SR10-09, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
2. PCI NORTHEAST 2010. Northeast Extreme Tee (NEXT) Beams.
3. Rossi, P. 1998. Les bétons de fibres métalliques. Presses de l'ENPC, France.
4. Parant, E., Rossi, P. 2004. New cement composites for thin structural products. ACI Special Publication SP-224: Thin reinforced cement-based products and construction systems, 89-100.
5. De Montaignac, R. 2011. Dimensionnement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques : du matériau à la structure. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
6. Naaman, A.E., Reinhardt, H.W. 1996. High performance fibre reinforced cement composites 2 (HPRCC 2). Proceedings of the Second International RILEM Workshop, 292-329.
7. Dzeletovic N., 1998. Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
8. Moffatt K., 2001. Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
9. Bélanger, A. 2000. Conception des dalles de pont avec armature réduite et fibres d'acier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
10. Nolet, S. 2002. Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par des surcharges routières en fonction de la rigidité du système structural du tablier. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
11. Bastien, D. 2004. Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de ponts. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
12. Massicotte, B., Vachon, D., Moffatt, K. 2004. Comportement des dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Rapport EPM/GCS-2004-03, École Polytechnique de Montréal.
13. Braike, S. 2007. Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra-haute performance. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
14. Braike, S., Massicotte, B. and Charron, J.-P. 2006. Design of prestressed concrete bridges made with high to ultra high performance fibre reinforced concrete. 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges, Montreal, August 2006.
15. Massicotte, B., Filiatrault, A., Mossor, B. and Tremblay, S. 1999. Compressive strength and ductility of steel fiber reinforced concrete columns. ACI Special Publication SP-182: Structural applications of fiber reinforced concrete, 163-180.
16. Massicotte, B., Bischoff, P. H., 2000. Fibre reinforced concrete: a structural perspective. Proceeding of the Fifth RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete, Lyon, France, September 13-15, 2000, 193-202.

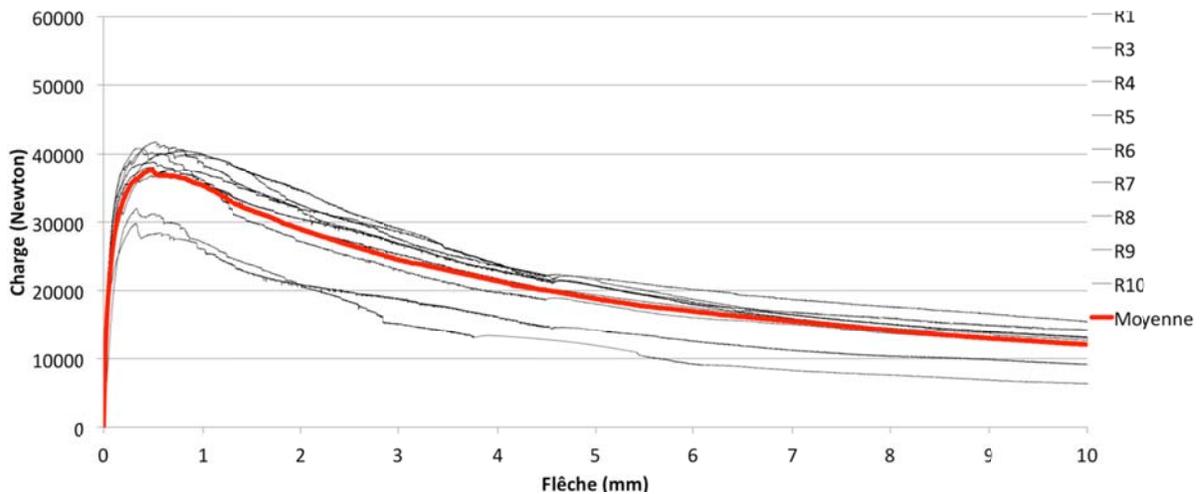
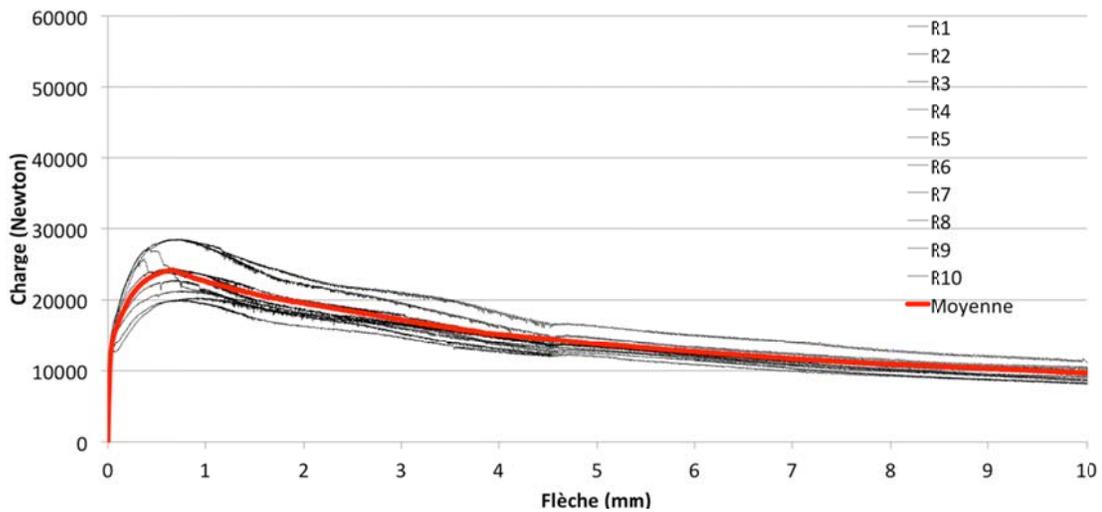
17. Moffatt, K. and Massicotte, B. Design of continuous SFRC bridge decks for serviceability criteria. Proceeding of the Sixth RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete, Varrena, Italia, September 20-22, 2004, 1173-1182.
18. Massicotte, B. 2004. Implementing SFRC design into North American codes: application to a building floor. Invited paper to the International Workshop on the Advanced in Fibre Reinforced Concrete, Bergamo, Italia, September 24-25, 73-80.
19. De Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., Nour, A. 2012. Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, Vol. 45, 609-622.
20. De Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P. 2012. Design of SFRC structural elements: flexural behaviour prediction. *Materials and Structures*, Vol. 45, 623-636.
21. Desmettre, C., Charron, J.-P., 2012. Towards elaboration of design criteria at serviceability of fiber reinforced concrete structures. *ACI SP-280: Advances in FRC durability and field applications*, 1-10.
22. Desmettre, C., Charron, J.-P., 2011. Water permeability of reinforced concrete with and without fiber under static and constant loads, *Cement and Concrete Research*. Soumis pour publication.
23. Desmettre, C. 2011. Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal.
24. Massicotte, B., Forget, M., Conciatori, D. 2012. Développement de ponts en béton entièrement préfabriqués – Conception d'un nouveau type de poutres. Rapport SR12-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
25. MTQ 2012. Plans du pont projeté. Direction des Structures, Québec.
26. AFREM, 1995. Recommandations sur les méthodes de dimensionnement, les essais de caractérisation, de convenance et de contrôle. *Éléments de structures fonctionnant comme poutres*".
27. AFGC 2002. Bétons fibrés à ultra-haute performance. Recommandations provisoires. Association Française de Génie Civil.
28. FIB, 2012. Model Code 2010. International Federation for Structural Concrete, Switzerland.
29. CSA 2011. Code canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
30. Androuet, C., Tordjman, F., Poncelet, N., Massicotte, B., Charron, J.-P., 2011. Développement de quatre bétons renforcés de fibres métalliques. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
31. Voisin ...
32. Tordjman, F. 2012. Caractérisation mécanique en traction des bétons renforcés de fibres. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
33. Rossi, P., Harouche, N. Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre reinforced concretes used in reinforced concrete structures, *Materials and Structures*. 23, 1990, pp. 256-266.

34. RILEM, "RILEM TC 162-TDF: test and design methods for steel fiber reinforced concrete: Uni-axial tension test for steel fiber reinforced concrete", *Materials and structures*, vol.34, January-February 2001, pp 3-6.
35. EN 14651 2004. "Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)", European Committee for Standardization, Brussels.
36. ASTM C 1550, 2008. "Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber-Reinforced Concrete (Using Centrally-Loaded Round Panel) ", ASTM, West Conshohocken, Pa.
37. Casanova, P., Rossi, P. 1997. "Analysis and design of steel fiber reinforced concrete beams", *ACI structural Journal*, , p. 595-602.
38. Beurivage, F. 2009. Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
39. Zhang, J., and Stang, H. 1998. Application of stress crack width relationship in predicting the flexural behavior of fiber-reinforced concrete", *Journal Cement and Concrete Research*, 28(3), 439-452.
40. Nour, A., Massicotte, B., 2007. Use of tension softening diagrams for predicting the post-cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete panels, *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, Catania, Italy, Eds: Carpinteri, A., Gambarova, P., Ferro, G. and Plizzari, G., June 2007, 1533-1540.
41. Nour, A., Massicotte, B., De Montaignac, R. and Charron, J.-P. 2011. Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using a stochastic model: Application for predicting the flexural behaviour of round panels using stress crack opening diagrams. *Journal Cement and Concrete Research*, Vol. 41, No. 9, pp 964-974.
42. Nour, A., Massicotte, B., de Montaignac, R., Charron, J.-P. 2012. Inverse analysis procedure for the characterisation of softening diagrams for FRC beams and panels. Session I-4 Cracking behaviours. SSCS2012, Aix-en-Provence, France, May 29-June 1st.
43. Bischoff, P. 2005. Deflection measuring device for round panel tests. University of New-Brunswick, Fredericton, Canada.
44. Baby, F. 2012. Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure. Université Paris-Est.
45. Parant, E. 2003. Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères: fatigue, choc, corrosion. Thèse de doctorat, ENPC, France.
46. ABAQUS, 2011. Analysis User's Manual Version 6.11-1, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
47. Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2007. "EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures", Rapport SR07-10, École Polytechnique de Montréal.
48. Massicotte, B., Bédard, S., Braïke, S., Conciatori, D. 2012. Analyses inélastique des structures – AIS-V3.0. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.

49. De Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., Nour, A. 2012a. Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, Vol. 45, 609-622.

ANNEXE 1 – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES BRF

Cette annexe présente les résultats des essais de flexion pour la caractérisation des BRF.



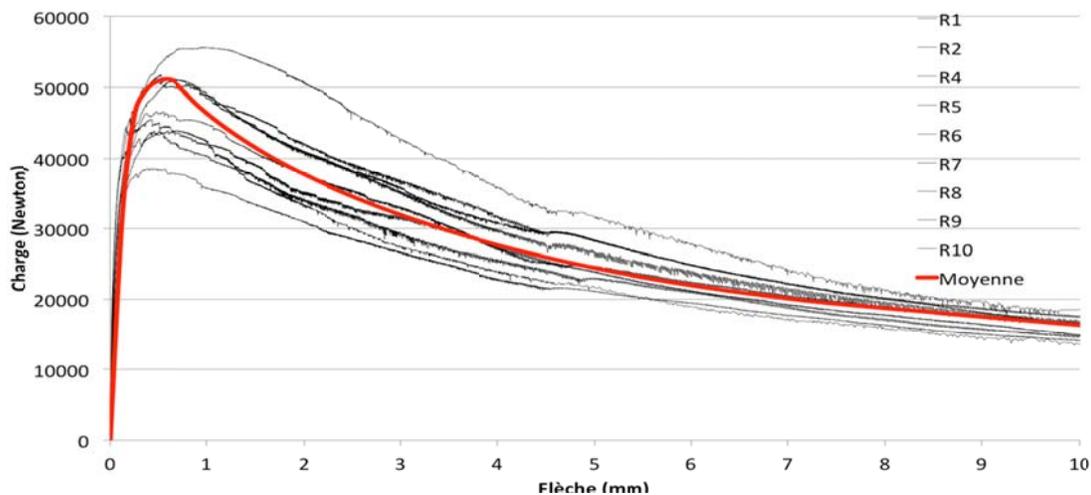


Figure A.3 : Résultats de flexion sur prisme – BRF50-1.0-60

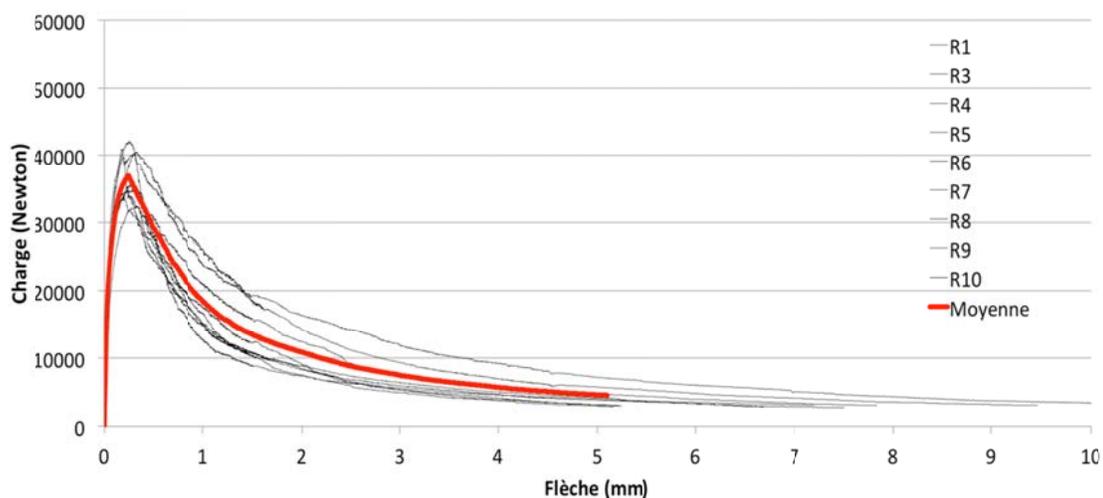
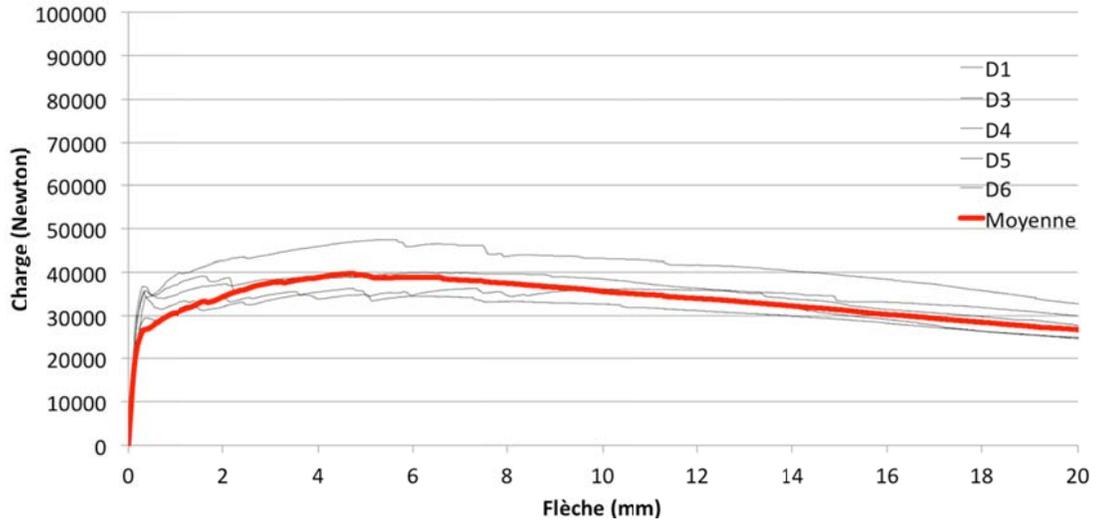
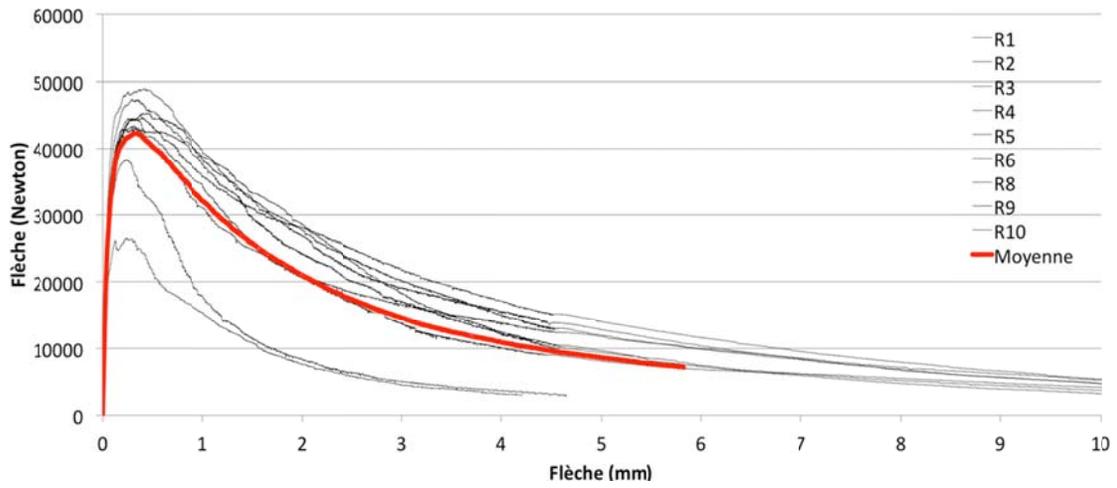


Figure A.4 : Résultats de flexion sur prisme – BRF70-1.0-30



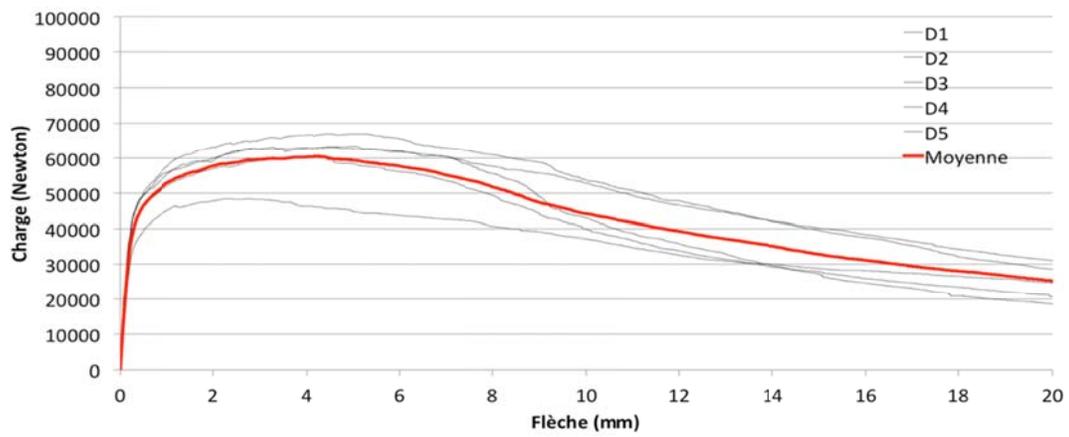


Figure A.7 : Résultats de flexion sur dalle circulaire – BRF50-0.75-60

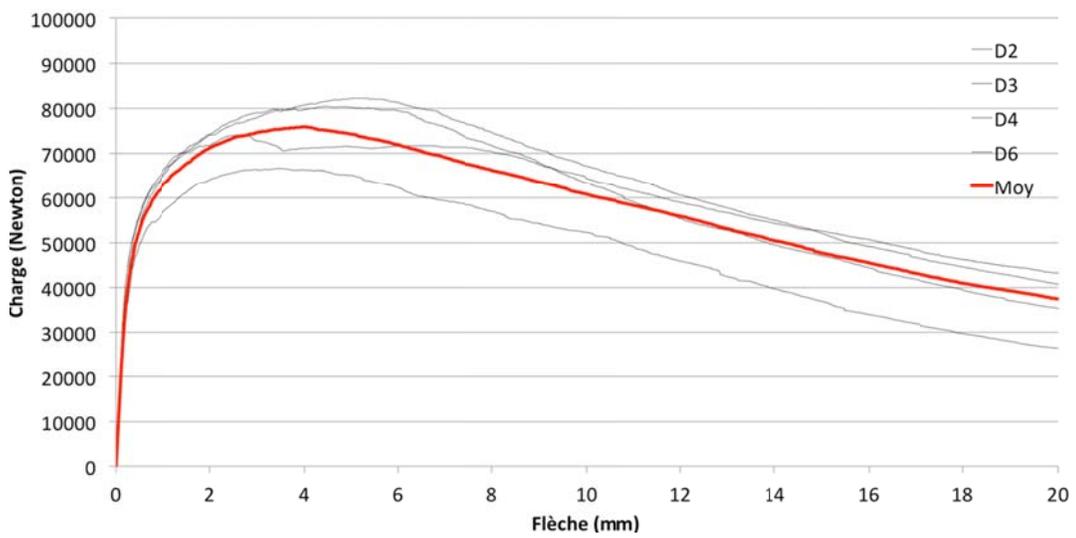


Figure A.8 : Résultats de flexion sur dalle circulaire – BRF50-1.0-60

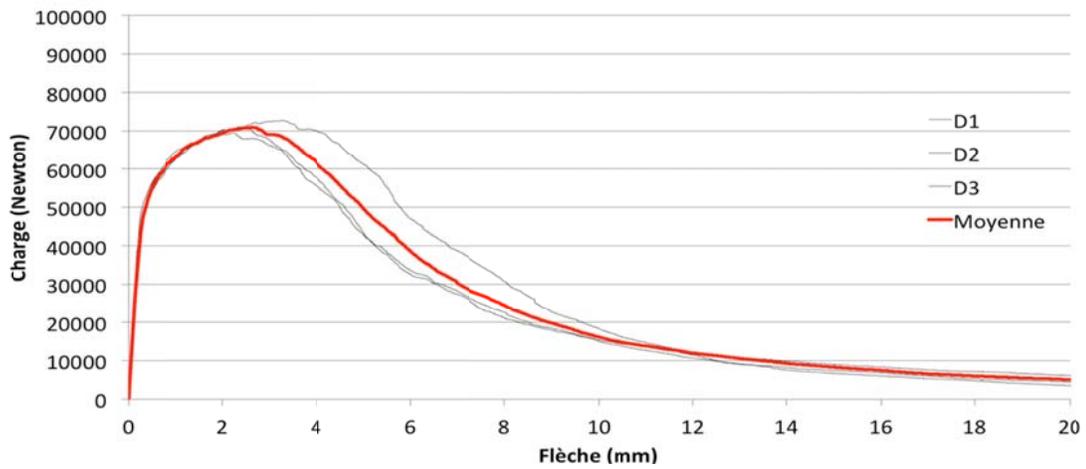


Figure A.9 : Résultats de flexion sur dalle circulaire – BRF70-1.0-30

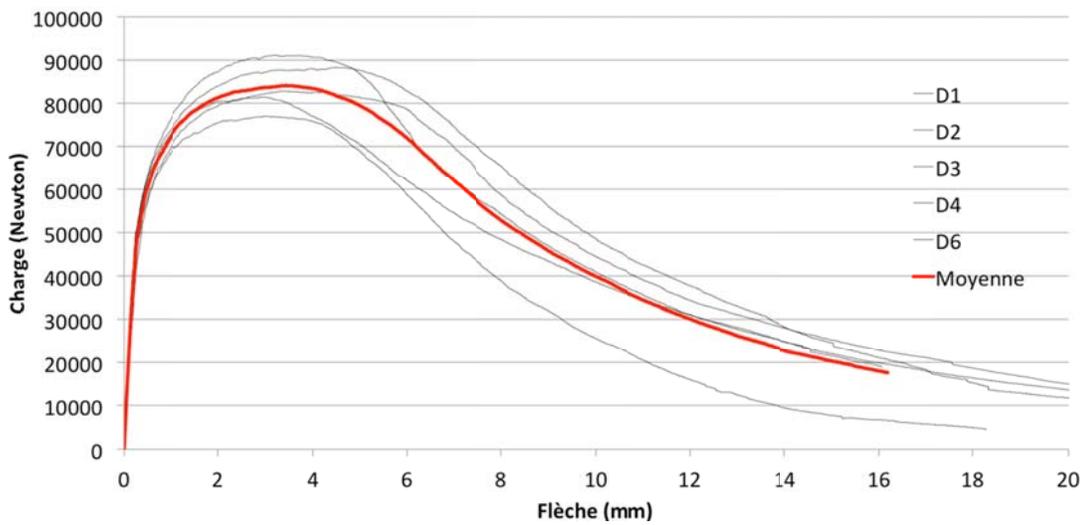


Figure A.10 : Résultats de flexion sur dalle circulaire – BRF70-1.5-30

ANNEXE 2 – RÉSULTATS DES ESSAIS SUR LES POUTRES

POUTRE - BRF50-0.5-60

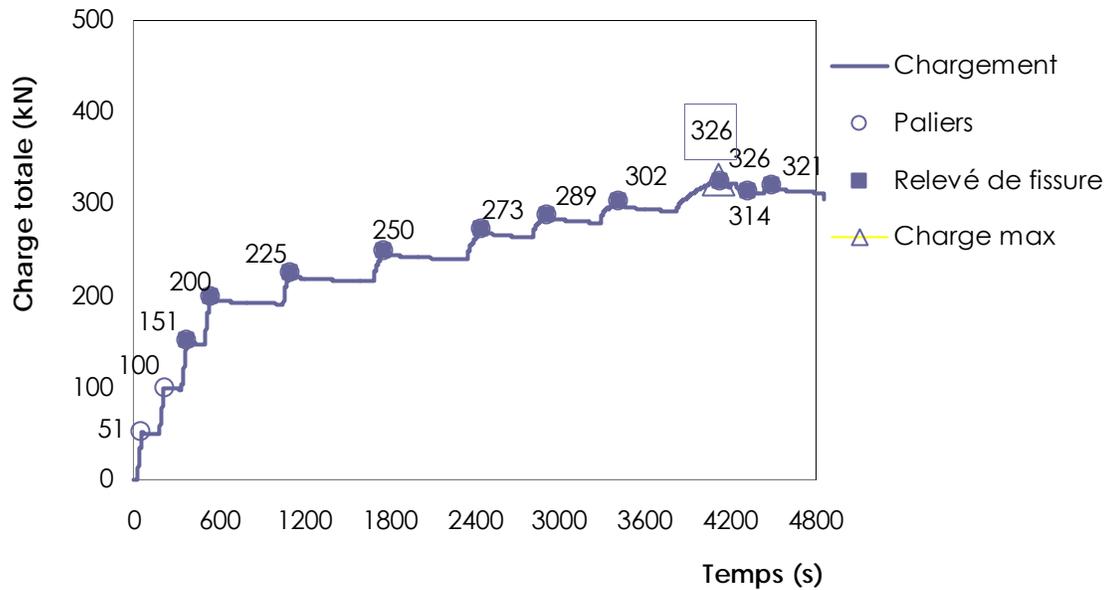


Figure A.11 : BRF50-0.5-60 – Séquence de chargement et arrêts

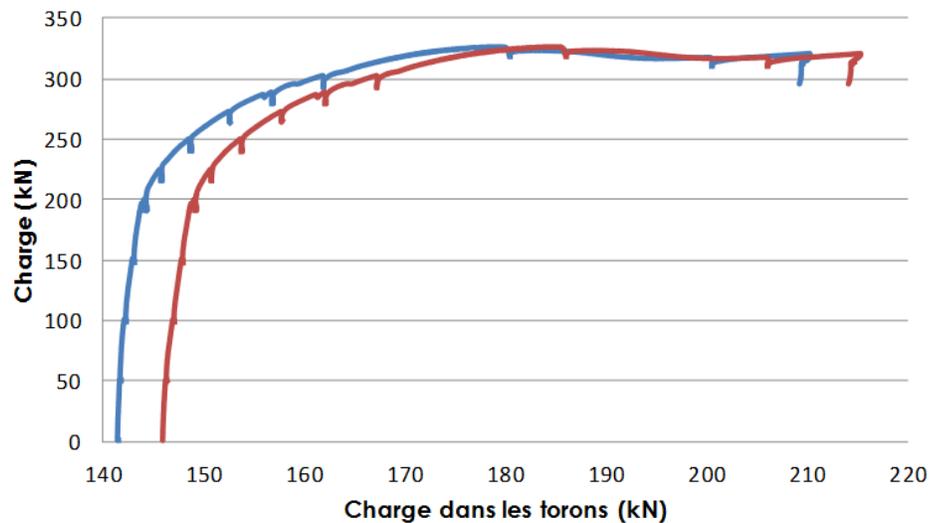
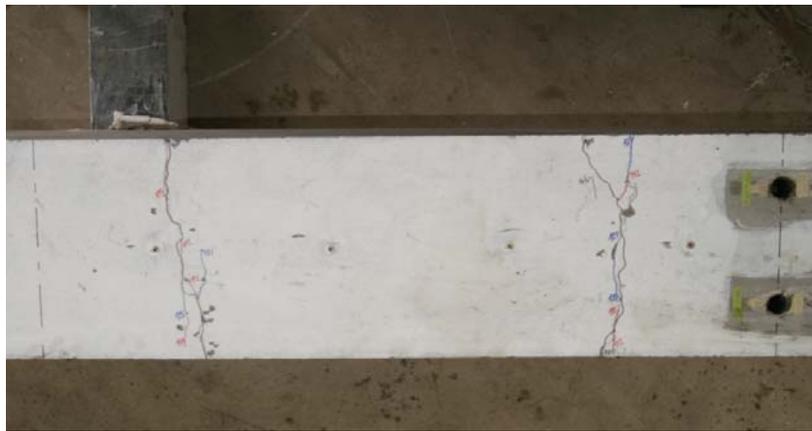
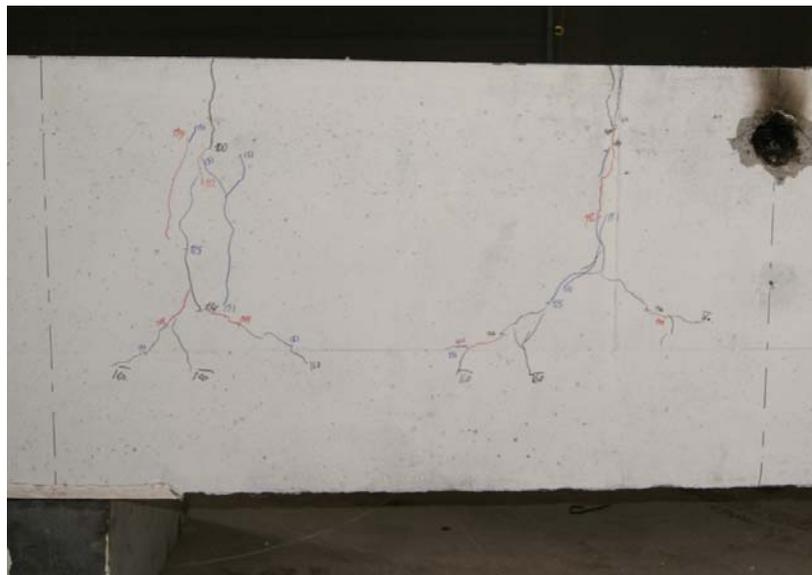


Figure 7.12 : BRF50-0.5-60 – Mesure de la variation de force dans torons



a) Vue de la face tendue



b) Vue de côté

Figure 7.13 : BR50-0.5-60 – Relevé de fissures sur le tronçon Centre-Sud

POUTRE - BRF50-0.75-60

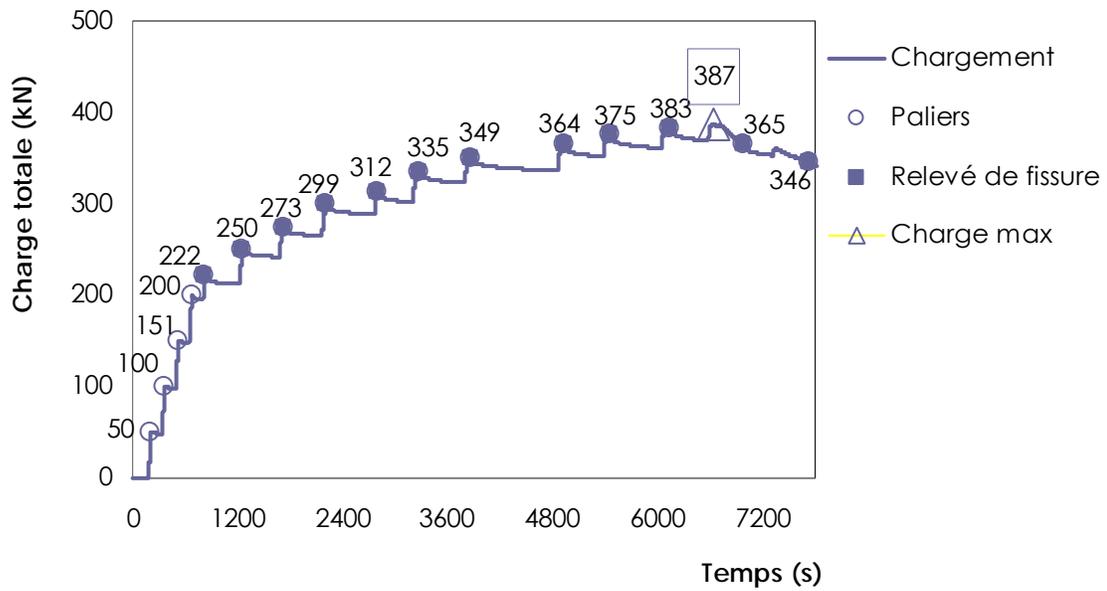


Figure A.14 : BRF50-0.75-60 – Séquence de chargement et arrêts

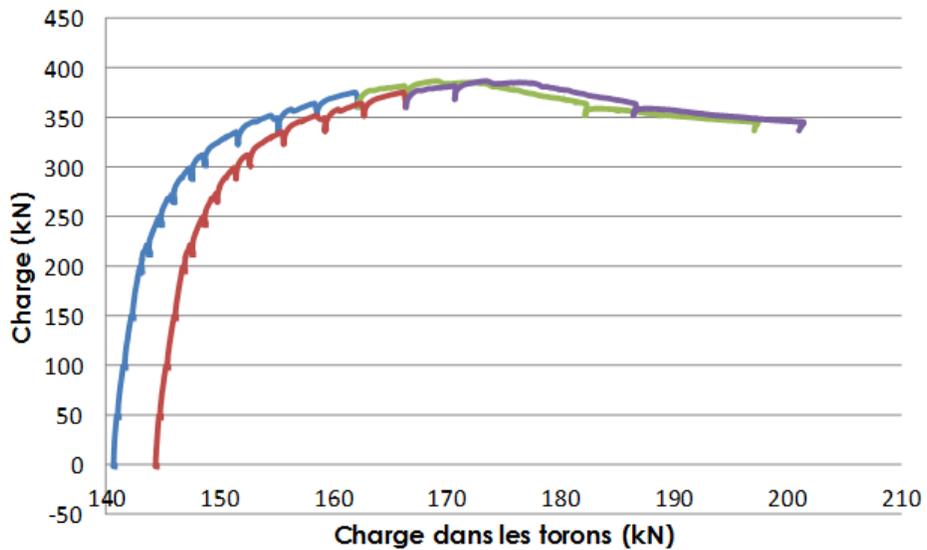
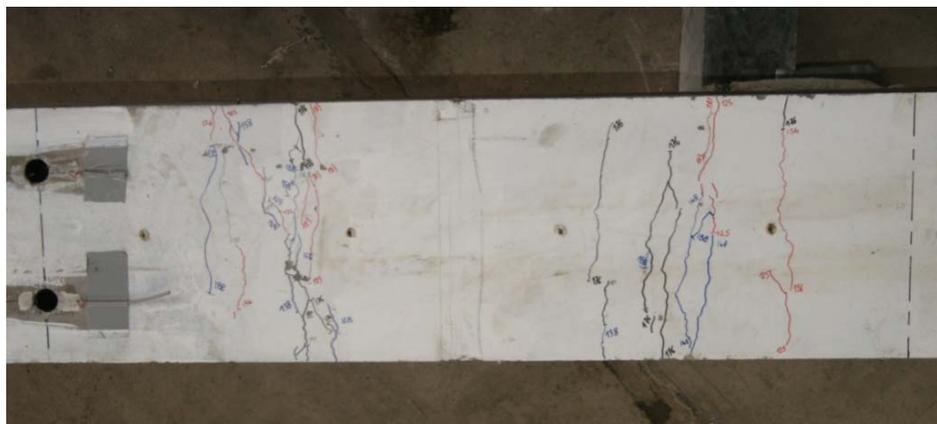
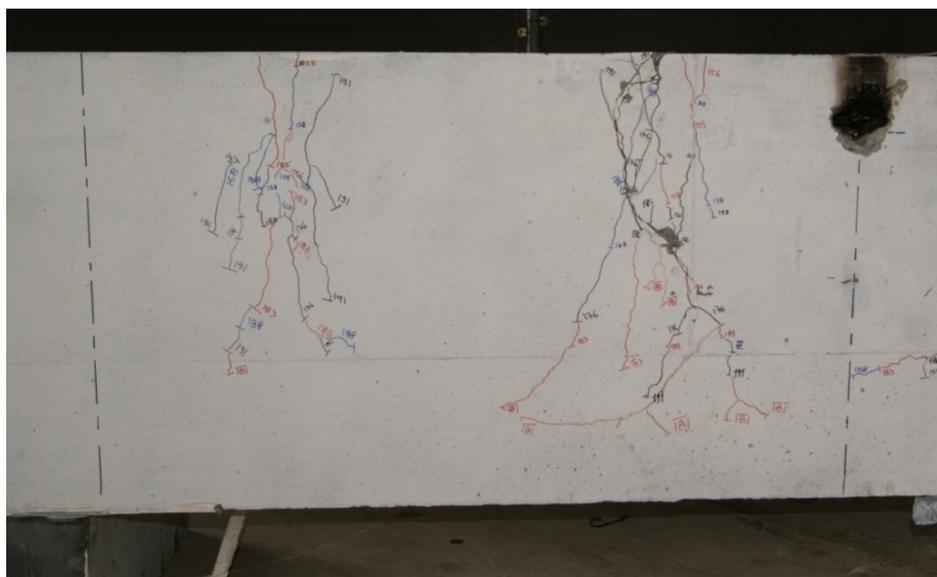


Figure 7.15 : BRF50-0.75-60 – Mesure de la variation de force dans torons



a) Face tendue



b) Vue de côté

Figure 7.16 : BRF50-0.75-60 – Relevé de fissures sur le tronçon Centre-Sud

POUTRE – BRF70-1.0-30

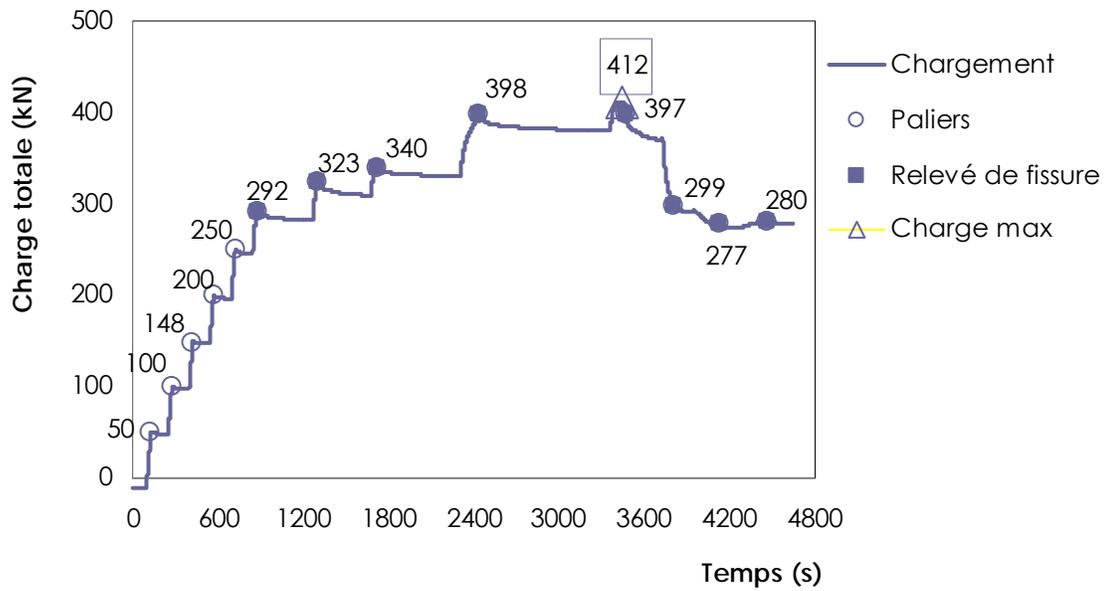


Figure A.17 : BRF70-1.0-30 – Séquence de chargement et arrêts

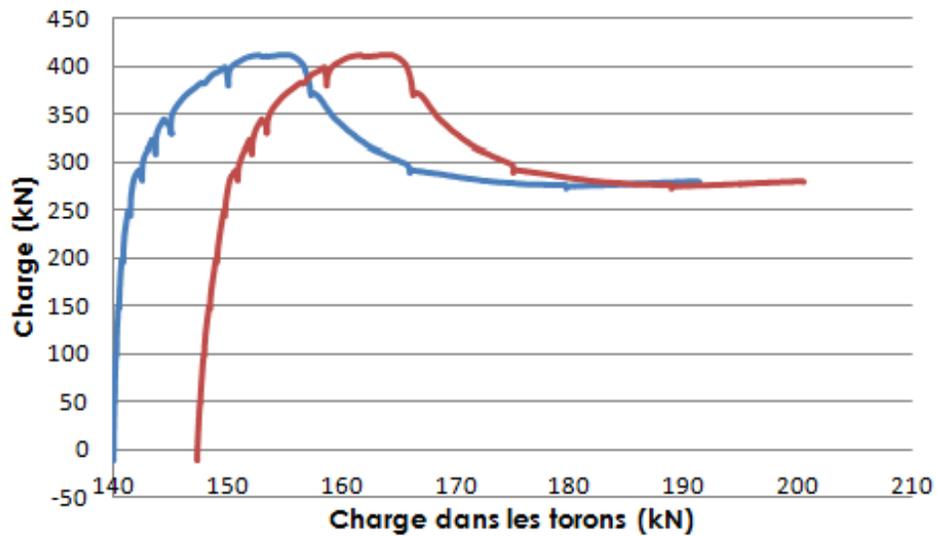
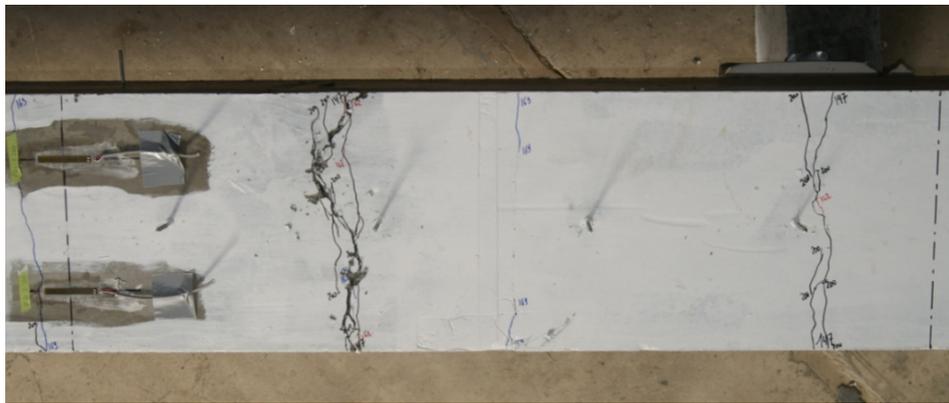
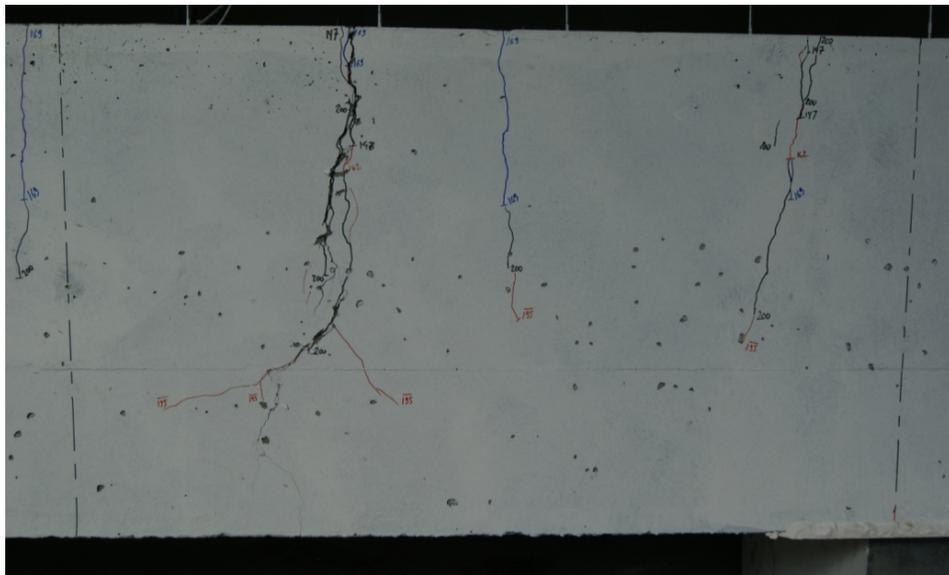


Figure 7.18 : BRF70-1.0-30 – Mesure de la variation de force dans torons



a) Vue de la face tendue



b) Vue du côté

Figure 7.19 : BR70-1.0-30 – Relevé de fissures sur le tronçon Centre-Sud