

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION DE DALLES DE PONTS AVEC
ARMATURE RÉDUITE ET BÉTON DE FIBRES D'ACIER

ANNE BELANGER
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
JANVIER 2000



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*

Our file *Notre référence*

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-53553-3

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION DE DALLES DE PONTS AVEC
ARMATURE RÉDUITE ET BÉTON DE FIBRES D'ACIER

présenté par: BÉLANGER Anne

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D, membre et directeur de recherche

M. BERNARD Daniel, B.Sc., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier spécialement mon directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, pour son précieux support et les nombreux échanges enrichissants.

De plus, le travail soigné et le grand dévouement de l'équipe technique du laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal composée de M. Gérard Degrange, chef du laboratoire, et de MM. Denis Fortier, Patrice Bélanger et Roland Dumontet, techniciens, ont été grandement appréciés. La participation des auxiliaires de recherches des étés 1998 et 1999 a également été d'une grande aide ainsi que la collaboration, de près ou de loin, des étudiants gradués.

Je remercie également Mme Lina Fragapane qui a grandement contribué au projet et avec qui il fut un plaisir de travailler. Un merci spécial s'adresse à MM. Martin Leclerc et Sylvain Bédard pour leur aide en informatique. M. Sylvain Bédard a également participé aux opérations de carottages, ce qui fut apprécié.

Je tiens à souligner la collaboration de tous les intervenants qui ont participé aux constructions des deux dalles de ponts et à la confection des spécimens: ministère des Transports du Québec, ministère des Affaires municipales, la ville de St-Jérôme, Bekaert, Novocon, Lafarge, Demix, Béton Central, Industries AL13, Dessau-Soprin, Simard et Beaudry, Grandmont et Fils, les Laboratoires Bétonsol et le Laboratoire de Béton.

Je remercie le Fonds pour la formation de chercheurs et l'aide à la recherche (FCAR), le Conseil de recherche en sciences naturelles et génie (CRSNG) et le ministère des Transports du Québec pour leur soutien financier.

Enfin, je tiens à remercier M. Richard Maranda qui m'a supporté jusqu'à la fin et qui m'a bien aidé tout au long du projet.

RÉSUMÉ

L'objectif général du projet de recherche est d'utiliser du béton de fibres d'acier dans les dalles de ponts afin d'augmenter leur durabilité tout en gardant leur niveau de fiabilité structurale. Une réduction de la quantité d'armature permettrait de diminuer les problèmes liés à la corrosion de ces dernières tandis que l'ajout de fibres d'acier permettrait de contrôler la fissuration tout en augmentant la résistance flexionnelle de la dalle. Ce mémoire met donc en place les éléments pour permettre la conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier.

Afin d'assurer la faisabilité de la mise en place de béton haute performance à haut dosage en fibres d'acier (80 kg/m³), deux constructions de dalles de ponts ont été réalisées et se sont déroulées avec succès : la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme et une portion de la dalle du pont sur la route 138 à Maskinongé.

Des essais de flexion statiques et de fatigue ont été effectués sur des spécimens de dalles de béton haute performance avec fibres d'acier (BHPFA) et de béton haute performance (BHP) sans fibres. Ces spécimens comportaient différentes configurations d'armatures. Ces essais ont démontré que les spécimens de BHPFA offraient une résistance flexionnelle de l'ordre de 50% à 100% supérieure à celles des spécimens de BHP. Également, la fissuration était mieux contrôlée sur les spécimens de BHPFA. En fatigue, les spécimens de BHPFA offraient de meilleures performances, soit des rigidités flexionnelles plus élevées et plus constantes. La résistance flexionnelle des bétons fibrés à la rupture ne semblait pas affectée par les cycles de fatigue.

De plus, des essais de caractérisation du matériau, soit des essais de flexion RILEM et des essais de traction directe, ont permis d'établir le comportement postfissuration en traction du BHPFA.

Enfin, les résultats des essais de cette étude ont permis de corroborer des modèles de calculs. Le meilleur modèle, soit celui utilisant le programme M-Psi, a été utilisé afin de calculer les moments nominaux des spécimens de dalles et les moments résistants de dalles provenant d'une banque de données. Les moments des dalles de la banque de données ont également été calculés à l'aide d'une méthode simplifiée. À partir de ces calculs et d'une méthode statistique utilisant des valeurs de paramètres tirées de la littérature, il a été possible de déterminer un coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres d'une valeur de 0.75 pour les calculs de résistance à la flexion. La valeur de ce coefficient reste toutefois à confirmer par des études plus élaborées au niveau des paramètres impliqués dans la méthode de dérivation du coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres.

ABSTRACT

The main purpose of this project is to use steel fibre reinforced concrete in the construction of bridge decks, in order to increase durability while at the same time ensuring the necessary structural strength. A reduction in the amount of conventional reinforcement would reduce corrosion problems, while the addition of steel fibres would control cracks and would also increase the flexural strength. This thesis sets the basis to design steel fibre reinforced concrete bridge decks with reduced amount of conventional reinforcement steel.

To ensure the feasibility of casting high performance concrete with large amounts of fibres (80 kg/m³), two bridge decks have been built with success: the deck of Cascades bridge located in St. Jérôme and a portion of the deck of the bridge located on road 138 in Maskinongé.

Static and fatigue bending tests have been completed on high performance concrete slab specimens with steel fibres (HPCSF) and on high performance concrete without fibres (HPC). These specimens were provided with different reinforcement patterns. Tests have shown that HPCSF specimens exhibit higher flexural strength (50% to 100% higher) when compared with HPC specimens. Crack control was also improved for the HPCSF specimens. Fatigue tests on the HPCSF specimens had better performances in regard to their flexural stiffness and strengths. Their stiffness was higher and appeared more constant. Moreover, their flexural strength did not seem to be affected by fatigue.

In addition, test methods were completed to evaluate the post-cracking tensile behaviour of HPCSF: RILEM bending test and uniaxial tensile test.

Finally, the bending test results have corroborated the analytical models. The best model, in computer program M-Psi, was used to evaluate the nominal moments in the slab specimens and to establish the resisting moments of slabs from a database. Moments in the slabs predicted by the database have also been calculated by a simplified method. From these calculations and from a statistical method using parameter values from literature, it has been possible to determine a resistance factor ϕ_f for fibres of 0.75. Nevertheless, this value has to be validated by more exhaustive studies on the parameters involved in the method used to derive the resistance factor ϕ_f for fibres.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xiv
LISTE DES FIGURES	xvi
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xxi
LISTE DES ANNEXES	xxix
 CHAPITRE 1 : INTRODUCTION	1
1.1 Conception actuelle des dalles de ponts	1
1.2 Problématique	2
1.3 Objectifs du projet de recherche	4
1.4 Contenu du mémoire	6
 CHAPITRE 2 : LE BÉTON DE FIBRES D'ACIER DANS LES ÉLÉMENTS FLÉCHIS: ÉTAT DES CONNAISSANCES	9
2.1 Développement du béton de fibres.....	9
2.1.1 Historique	9
2.1.2 Formulation du béton de fibres	10
2.2 Avantages d'un béton de fibres.....	12

2.3	Essais de caractérisation	14
2.3.1	Essai de flexion 4 points.....	14
2.3.2	Essai de flexion sur prisme entaillé (RILEM)	16
2.3.3	Essai de traction uniaxiale	17
2.4	Méthodes de dimensionnement proposées pour tenir compte de l'apport des fibres dans la capacité flexionnelle d'un béton armé.....	19
2.4.1	Détermination de la réponse postfissuration d'un béton de fibres.....	20
2.4.2	Calcul de la capacité flexionnelle d'un béton fibré.....	26
2.5	Fatigue	31
CHAPITRE 3 : CONSTRUCTION DE DALLES DE PONTS EN BÉTON HAUTE PERFORMANCE AVEC FIBRES D'ACIER		32
3.1	Contexte.....	32
3.1.1	Caractéristiques du BHPFA utilisé pour ces dalles de ponts.....	33
3.1.2	Coulées de convenance.....	34
3.1.3	Contrôle du BHPFA en chantier	35
3.2	Construction de la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme.....	41
3.2.1	Description du pont	41
3.2.2	Déroulement des coulées de convenance et de la coulée de la dalle du pont.....	42
3.2.3	Résultats relevés lors des coulées de convenance et de la coulée de la dalle.....	45
3.2.4	Spécimens fabriqués lors de ces coulées	49
3.2.5	Instrumentation du pont.....	51
3.3	Construction d'une portion de la dalle de Maskinongé.....	51
3.3.1	Description du pont	52
3.3.2	Déroulement des coulées de convenance et de la coulée de la dalle du pont.....	53
3.3.3	Résultats relevés lors des coulées de convenance et de la coulée de la dalle.....	55
3.3.4	Spécimens fabriqués lors de ces coulées	60
3.3.5	Instrumentation du pont.....	60

3.4 Discussion.....	61
CHAPITRE 4 : ESSAIS DE FLEXION SUR DES SPÉCIMENS DE DALLES	63
4.1 Mise en œuvre d'un mélange optimal pour la fabrication de spécimens	63
4.1.1 Développement du mélange en laboratoire	64
4.1.2 Préparation du mélange en usine	66
4.1.3 Propriétés mécaniques des bétons fabriqués.....	69
4.2 Fabrication des spécimens de dalles.....	71
4.2.1 Description des spécimens.....	71
4.2.2 Explication du choix de ces spécimens	75
4.3 Essais de flexion statiques sur dalles.....	77
4.3.1 Procédure expérimentale	77
4.3.2 Résistance flexionnelle des dalles mesurées expérimentalement	83
4.3.3 Mesures de l'ouverture des fissures lors des essais de flexion.	94
4.4 Essais de fatigue sur dalles	102
4.4.1 Procédure expérimentale	102
4.4.2 Résultats de ces essais de fatigue	110
4.5 Sommaire.....	115
CHAPITRE 5 : ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX	117
5.1 Essais de flexion RILEM.....	117
5.1.1 Description des spécimens.....	118
5.1.2 Procédure expérimentale	118
5.1.3 Résultats de ces essais de flexion RILEM.....	121
5.2 Essais de traction directe	132
5.2.1 Description des spécimens.....	132
5.2.2 Procédure expérimentale	137
5.2.3 Résultats de ces essais de traction directe	142

5.3	Sommaire.....	153
CHAPITRE 6 : ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET DÉTERMINATION D'UN COEFFICIENT DE TENUE ϕ_r POUR LES FIBRES		
156		
6.1	Calculs de la résistance postfissuration en traction σ_{tu} du béton fibré.....	156
6.1.1	Calculs de la contrainte σ_{tu} selon l'équation de Swamy et al. (1993).....	157
6.1.2	Calculs de la contrainte σ_{tu} selon la méthode proposée par le comité RILEM (1999)	160
6.1.3	Calcul de la contrainte σ_{tu} avec les résultats des essais de traction directe..	166
6.2	Calculs de la capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles de BHPFA	170
6.2.1	Calcul de M_{Max} avec l'équation de Filiatrault et Massicotte (1998).....	170
6.2.2	Calcul de M_{Max} avec le programme M-Psi de Massicotte (2000).....	174
6.2.3	Comparaisons entre les capacités flexionnelles obtenues analytiquement et expérimentalement	175
6.3	Validation des essais de flexion RILEM	180
6.3.1	Validation des résultats des prismes avec fibres à crochets	181
6.3.2	Validation des résultats des prismes avec fibres droites à bouts aplatis	183
6.4	Détermination d'un coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres	185
6.4.1	Calcul de la courbe caractéristique σ_{tu} -w obtenue des essais de traction directe	185
6.4.2	Calculs des moments nominaux avec le programme M-Psi de Massicotte (2000) pour les dalles testées en flexion.....	190
6.4.3	Calculs des moments résistants à l'aide d'une méthode simplifiée pour des dalles provenant d'une base de données.....	191
6.4.4	Méthode statistique	194
6.4.5	Coefficient de tenue ϕ_r obtenu	199
6.4.6	Discussion.....	201
6.5	Sommaire.....	202

CHAPITRE 7 : CONCLUSION	204
7.1 Rétrospective	204
7.2 Recommandations	208
7.2.1 Construction des dalles de ponts	208
7.2.2 Essais de caractérisation	209
7.2.3 Coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres	211
7.2.4 Conception des dalles de ponts avec armature réduite et fibres d'acier	212
7.3 Études complémentaires	214
RÉFÉRENCES	217
ANNEXES	224

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1	Caractéristiques d'un béton de type XIII-A selon le CCDG (1997).....	33
Tableau 3.2	Propriétés des fibres utilisées.....	34
Tableau 3.3	Classes de maniabilité des maniabilimètres EPM-I et EPM-II.....	36
Tableau 3.4	Mélanges des coulées relatives au pont des Cascades à St-Jérôme.....	45
Tableau 3.5	Mesures sur le béton frais et observations relevées lors des 2 coulées de convenance du pont de St-Jérôme.....	46
Tableau 3.6	Mesures et observations sur le béton de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme.....	48
Tableau 3.7	Mesures sur le béton durci des coulées relatives au pont des Cascades de St-Jérôme.....	49
Tableau 3.8	Spécimens fabriqués ou prélevés lors des coulées relatives au pont des Cascades de St-Jérôme.....	50
Tableau 3.9	Mélanges utilisés pour des coulées relatives au pont de Maskinongé.....	56
Tableau 3.10	Mesures prises sur le béton frais et observations relevées à certaines coulées relatives au pont de Maskinongé.....	57
Tableau 3.11	Mesures sur le béton frais de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé.....	58
Tableau 3.12	Mesures sur le béton durci de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé.....	59
Tableau 3.13	Spécimens fabriqués ou prélevés lors des coulées relatives au pont de Maskinongé.....	60
Tableau 4.1	Mélange de BHPFA formulé en laboratoire par le fournisseur de béton ...	64
Tableau 4.2	Mesures prises sur le béton frais du mélange optimal.....	65
Tableau 4.3	Paramètres de durabilité du BHPFA formulé le fournisseur de béton.....	65
Tableau 4.4	Mélanges des bétons fabriqués en usine les 2 juin 1998 et 17 juin 1998 ...	68
Tableau 4.5	Mesures prises sur les bétons frais fabriqués en usine.....	69
Tableau 4.6	Propriétés mécaniques des bétons fabriqués en usine.....	70
Tableau 4.7	Géométrie des spécimens et propriétés des matériaux.....	73
Tableau 4.8	Identification des spécimens de dalles.....	74

Tableau 4.9	Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 15M-bas.....	84
Tableau 4.10	Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 20M-bas.....	86
Tableau 4.11	Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 20M-centre	88
Tableau 4.12	Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 20M-haut.....	90
Tableau 4.13	Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 15M-bas avec fibres droites à bouts aplatis.....	92
Tableau 4.14	Chargements appliqués aux spécimens pour les tests en fatigue	109
Tableau 4.15	Contraintes induites dans les armatures si on considère les spécimens comme étant tous en BHP sans fibres.....	114
Tableau 5.1	Spécimens testés pour les essais de flexion RILEM	118
Tableau 5.2	Vitesses de l'ouverture de la fissure au niveau de l'entaille suggéré par l'AFREM.....	142
Tableau 6.1	Résistance postfissuration des BHPFA calculée avec l'équation de Swamy et al. (1993).....	160
Tableau 6.2	Capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles évaluée avec l'équation de Filatrault et Massicotte (1998)	173
Tableau 6.3	Capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles évaluée avec le programme Massicotte M-Psi (2000)	175
Tableau 6.4	Résistance flexionnelle obtenue analytiquement et expérimentalement ..	176
Tableau 6.5	Moyennes, écart-types et coefficients de variation des rapports $M_{Max,essai} / M_{Max,modèle}$ des méthodes de calculs utilisant le programme M-Psi	177
Tableau 6.6	Valeurs du coefficient de student $k(n)$ selon le nombre d'essais n	188
Tableau 6.7	Moments nominaux calculés pour les dalles testées en flexion	191
Tableau 6.8	Valeurs des paramètres choisis pour les dalles de tabliers constituant la base de données	192

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Essai de flexion 4 points.....	15
Figure 2.2	Essai de flexion sur prisme entaillé (RILEM)	16
Figure 2.3	Essai de traction uniaxiale	19
Figure 2.4	Courbe contrainte-déformation en traction pour les fibres à crochets	21
Figure 2.5	Courbe contrainte-déformation en traction d'un béton de fibres selon le comité Rilem.....	22
Figure 2.6	Détermination de la flèche δ_{Fu} sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion RILEM.....	23
Figure 2.7	Zones $D_{BZ,2,I}^f$ et $D_{BZ,2,II}^f$ représentant les capacités d'absorption d'énergie sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion RILEM24	
Figure 2.8	Zones $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ représentant les capacités d'absorption d'énergie sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion RILEM24	
Figure 2.9	Schéma des contraintes et déformations d'une section de poutre en béton armé avec fibres d'acier	27
Figure 2.10	Diagramme caractéristique contrainte-ouverture de la fissure.....	29
Figure 3.1	Fonctionnement du maniabilimètre EPM de l'École Polytechnique.....	36
Figure 3.2	Maniabilimètre EPM-I	37
Figure 3.3	Maniabilimètre EPM-II	37
Figure 3.4	Séparateur de fibres utilisé au pont de St-Jérôme.....	39
Figure 3.5	Séparateur de fibres DFM utilisé au pont de Maskinongé	40
Figure 3.6	Géométrie du pont des Cascades à St-Jérôme	41
Figure 3.7	Vue du pont des Cascades à St-Jérôme	42
Figure 3.8	Finition de la dalle du tablier du pont des Cascades à St-Jérôme.....	44
Figure 3.9	Géométrie du pont de Maskinongé	52
Figure 3.10	Vue du pont de la route 138 à Maskinongé.....	53
Figure 3.11	Finition de la dalle du pont de Maskinongé	55
Figure 4.1	Coulée du BHPFA chez les Industries AL13 pour la fabrication des spécimens de dalles.....	67

Figure 4.2	Schéma de la disposition des armatures de chacun des spécimens de dalles et leur numérotation	72
Figure 4.3	Conditions de chargement des spécimens de dalles selon les applications visées	76
Figure 4.4	Photo du montage expérimental de l'essai de flexion.....	78
Figure 4.5	Schéma du montage expérimental de l'essai de flexion	79
Figure 4.6	Fixation de la corde du potentiomètre au rouleau du dessus de la dalle	81
Figure 4.7	Micromètre à cadran mesurant le tassement à l'appui	81
Figure 4.8	LVDT mesurant le tassement à l'appui	82
Figure 4.9	Fixation des LVDT sous la dalle pour la mesure de l'ouverture des fissures	82
Figure 4.10	Essais de flexion sur dalles comportant des barres 15M en bas	85
Figure 4.11	Essais de flexion sur dalles comportant des barres 20M en bas	87
Figure 4.12	Essais de flexion sur dalles comportant des barres 20M au centre.....	89
Figure 4.13	Essais de flexion sur dalles comportant des barres 20M en haut	91
Figure 4.14	Essai de flexion sur la dalle de la 2 ^{ème} coulée de convenance de.....	93
Figure 4.15	Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 15M en bas	96
Figure 4.16	Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 20M en bas	98
Figure 4.17	Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 20M au centre	99
Figure 4.18	Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 20M en haut	100
Figure 4.19	Spécimens de dalles de BHP testés en flexion statique	101
Figure 4.20	Spécimens de dalles de BHPFA testés en flexion statique.....	101
Figure 4.21	Chargement en fatigue appliqué aux spécimens de dalles	104
Figure 4.22	Rigidité flexionnelle des spécimens de dalles	112
Figure 5.1	Photo du montage expérimental de l'essai de flexion RILEM.....	119
Figure 5.2	Schéma du montage expérimental de l'essai de flexion RILEM.....	120
Figure 5.3	Essai de Flexion RILEM sur prismes de la 1 ^{ère} coulée de convenance de St-Jérôme ..	122
Figure 5.4	Essais de flexion RILEM sur prismes de la 2 ^{ème} coulée de convenance de St-Jérôme	123

Figure 5.5	Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme	124
Figure 5.6	Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé	125
Figure 5.7	Essai de Flexion RILEM sur prismes de la 1 ^{ère} coulée de convenance de St-Jérôme	128
Figure 5.8	Essais de flexion RILEM sur prismes de la 2 ^{ième} coulée de convenance de St-Jérôme	129
Figure 5.9	Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme	130
Figure 5.10	Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé	131
Figure 5.11	Opérations de carottage des spécimens pour la traction directe	133
Figure 5.12	Dalle avec fibres droites à bouts aplatis carottée pour les éprouvettes 25 à 30 de l'essai de traction	134
Figure 5.13	Une des extrémités de la dalle de la 2 ^{ième} coulée de convenance de St-Jérôme carottée pour l'essai de traction directe	134
Figure 5.14	Spécimen de dalle 20 carottée pour les éprouvettes 1 à 12 et spécimen de dalle 21 carottée pour les éprouvettes 13 à 24 de l'essai de traction directe	135
Figure 5.15	Éprouvettes carottées pour les essais de traction directe	137
Figure 5.16	Montage expérimental de l'essai de traction directe	138
Figure 5.17	Croquis de la position de l'instrumentation	140
Figure 5.18	Instrumentation utilisée lors de l'essai de traction directe	141
Figure 5.19	Résultats de l'essai de traction directe de l'éprouvette 15	144
Figure 5.20	Courbe tronquée des résultats de la carotte 15 et débutant à la contrainte maximale	146
Figure 5.21	Résultats des essais de traction directe sur les carottes de fibres à crochets	148
Figure 5.22	Résultats des essais de traction directe sur éprouvettes avec fibres à crochets, regroupés par 5 carottes	150
Figure 5.23	Résultats des essais de traction directe sur les carottes de fibres droites avec bouts aplatis	152

Figure 6.1	Régions $D_{BZ,2,I}^f$ et $D_{BZ,2,II}^f$ servant au calcul de σ_{tu} du BHP avec fibres à crochets pour la méthode proposée par le comité RILEM	161
Figure 6.2	Régions $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ servant au calcul de σ_{tu} du BHP avec fibres à crochets pour la méthode proposée par le comité RILEM	161
Figure 6.3	Courbe de la contrainte en traction en fonction de la déformation pour le BHP avec fibres à crochets	163
Figure 6.4	Régions $D_{BZ,2,I}^f$ et $D_{BZ,2,II}^f$ servant au calcul de σ_{tu} du BHP avec fibres droites à bouts aplatis pour la méthode proposée par le comité RILEM ..	164
Figure 6.5	Régions $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ servant au calcul de σ_{tu} du BHP avec fibres droites à bouts aplatis pour la méthode proposée par le comité RILEM ...	164
Figure 6.6	Courbe de la contrainte en traction en fonction de la déformation pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis	166
Figure 6.7	Courbe de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets	167
Figure 6.8	Courbe de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis.	167
Figure 6.9	Courbe simplifiée de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de fissure pour un BHP avec fibres à crochets....	169
Figure 6.10	Courbe simplifiée de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de fissure pour un BHP avec fibres droites à bouts aplatis.....	169
Figure 6.11	Courbes des moments calculés par le programme M-Psi et obtenus expérimentalement pour le BHP avec fibres à crochets.....	181
Figure 6.12	Courbes des moments calculés par le programme M-Psi et obtenus expérimentalement pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis.....	184
Figure 6.13	Écarts-types des résultats obtenus des essais de traction directe selon divers regroupements d'éprouvettes	186
Figure 6.14	Écart-type moyen des résultats pour différents regroupements et courbe de tendance	187
Figure 6.15	Courbe caractéristique de la contrainte σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets.....	189
Figure 6.16	Courbe caractéristique simplifiée de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de fissure pour un BHP avec fibres à crochets	190

Figure 6.17	Schéma des contraintes et des forces dans une section de dalle de tablier de pont en béton armé avec fibres d'acier	193
Figure 6.18	Schéma de la définition de la probabilité de rupture P_F et de l'indice de probabilité β	195
Figure 6.19	Graphique de l'indice de fiabilité β en fonction du rapport des charges $L/(D+L)$ pour un coefficient de tenue $\phi_f = 0.75$	200

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACI :	American Concrete Institute
AFREM :	Association Française de Recherches et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions
ASTM :	American Society for Testing and Materials
BHP :	Béton haute performance
BHPFA :	Béton haute performance avec fibres d'acier
BNQ :	Bureau de normalisation du Québec
CSA :	Canadian Standards Association
CCDG :	Cahier des charges et devis généraux
CHBDC :	Canadian Highway Bridge Design Code
DFM :	séparateur de fibres Degrange-Fortier-Massicotte
FAD :	Coefficient d'amplification dynamique à appliquer aux charges vives lors de la conception des ponts et prescrit dans la norme canadienne des ponts (CSA S6-2000)
JSCE :	Japan Society of Civil Engineers
HPC :	High performance concrete
HPCSF :	High performance concrete with steel fibers
LCPC :	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LVDT :	Capteur de déplacement
MTQ :	Ministère des Transports du Québec
NBP :	Norsk Betongforening (Norwegian Concrete Association) Publication
NF :	Normalisation française
RILEM :	Rassemblement International des Laboratoires d'Essais et des Matériaux
S/P :	Rapport sable sur pierre
S-N :	Courbe de l'écart de contraintes permis en fonction du nombre de cycles de chargement
d/h :	Rapport de la distance entre le centre de gravité de l'armature tendue sur la profondeur d'une section de dalle

A_s :	Aire de l'armature tendue
A_s' :	Aire de l'armature comprimée
$D_{BZ,2,I}^f$: $D_{BZ,2,II}^f$	Capacités d'absorption d'énergie correspondant à l'influence des fibres qui se calculent à l'aide des aires sous la courbe charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion Rilem allant de δ_{Fu} à δ_2
$D_{BZ,3,I}^f$: $D_{BZ,3,II}^f$	Capacités d'absorption d'énergie correspondant à l'influence des fibres qui se calculent à l'aide des aires sous la courbe charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion Rilem allant δ_{Fu} à δ_3
E :	Module élastique du matériau
$E_{moyenne}$:	Énergie moyenne des courbes σ - w , c'est-à-dire l'aire sous la courbe entre deux ouvertures de fissures, soit w_i qui dépend des conditions d'essai et w_m qui correspond à w_{max}
E^*	Énergie caractéristique calculée à partir d'un diagramme contrainte-ouverture de la fissure obtenu d'un essai de traction uniaxiale
E_x :	Module élastique de la section non fissurée d'une poutre (couche supérieure de la poutre)
F_2 :	Force calculée à l'aide des aires des zones $D_{BZ,2,I}^f$ et $D_{BZ,2,II}^f$ sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion Rilem
F_3 :	Force calculée à l'aide des aires des zones $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion Rilem
F_u :	Sur la courbe charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion Rilem, charge la plus élevée dans l'intervalle compris entre la charge à 0 mm de flèche et la charge interceptée en traçant une droite parallèle à la pente initiale passant par 0.05 mm de flèche.
I :	Inertie de la section
K :	Rigidité de l'élément P est la charge appliquée, Δ est la flèche verticale,
L :	Longueur d'une portée en mm ou charges vives
L_A :	Distance entre le point de lecture du « clip gauge » et la ligne perpendiculaire joignant les deux LVDT
$L_{anneau-LVDT}$:	Distance entre l'intérieur de l'anneau vis-à-vis le « clip gauge » et la ligne perpendiculaire joignant les deux LVDT
L_b :	Distance de base prise pour la lecture des LVDT

$\bar{L}$:	Facteur d'espacement concernant le réseau de bulles d'air du béton durci (selon CSA A23.1M)
M :	Moment appliqué
M_0 :	Moment de préfissuration de la dalle
M_b :	Moment résistant du béton
M_{ext} :	Moment extérieur appliqué
M_f :	Moment résistant des fibres ou moment pondéré provoqué par les charges
M_L :	Moment causé par la charge vive qui est, pour les ponts, la charge de camion de design
M_{Next} :	Moment dû à l'effort normal extérieur
$M_{nominal}$:	Moment résistant nominal
M_{max} :	Moment maximal atteint
M_r :	Résistance flexionnelle pondérée de l'élément
M_s :	Moment résistant calculé avec la méthode simplifiée applicable au béton armé avec fibres d'acier
M_{ult} :	Résistance flexionnelle ultime
$M_{\psi 1}$:	Moment nominal d'une dalle de béton armé calculé à l'aide du programme M-Psi de Massicotte (2000)
$M_{\psi 12}$:	Moment nominal d'une dalle de béton armé et fibré calculé à l'aide du programme M-Psi de Massicotte (2000)
N_b :	Effort normal repris par le béton
N_{ext} :	Effort normal extérieur appliqué
N_f :	Effort normal par les fibres
P :	Charge appliquée
P_0 :	Charge de préfissuration de la dalle
P_F :	Probabilité de rupture d'un ouvrage ou d'un élément
P_{max} :	Charge maximale atteinte
P_{min} :	Charge minimum atteinte
P_{ult} :	Charge ultime
R :	Résistance de l'ouvrage ou de l'élément
R_1 :	Résistance d'une dalle offerte par l'armature

R_2	Résistance d'une dalle offerte par les fibres
R_f	Résistance nominale de la dalle
S	Charges appliquées à l'ouvrage ou à un élément
S_f	Charges pondérées appliquées à la dalle
S_i	Charge extérieure appliquée
V_i	Coefficients de variation d'une fonction i
a	Hauteur du bloc équivalent de béton comprimé
c	Position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée
b	Largeur d'une section en mm
d	Distance entre la fibre la plus comprimée le centre de gravité de l'armature tendue
d'	Distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité de l'armature comprimée
d_f	Diamètre de la fibre
f_c	Résistance à la compression du béton
$f_{ctk,max}$	Résistance caractéristique du béton fibré en traction uniaxiale
$f_{eq,2}$	Résistance flexionnelle équivalente permettant de caractériser le comportement postfissuration du béton fibré calculée à l'aide des aires des zones $D_{BZ,2,I}^f$ et $D_{BZ,2,II}^f$ sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion Rilem
$f_{eq,3}$	Résistance flexionnelle équivalente permettant de caractériser le comportement postfissuration du béton fibré calculée à l'aide des aires des zones $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion Rilem
f_y	Limite élastique de l'acier
f_s'	Contrainte atteinte dans l'armature comprimée
f_{tu}	Résistance postfissuration en traction du béton fibré
h	Hauteur d'une section en mm
h_{eq}	Profondeur équivalente d'une poutre de béton de fibres à utiliser lorsque la déformation en traction excède 1,0%

h_f :	Profondeur de la fissure
h_{sp} :	Distance entre le dessus du prisme Rilem et le fond de son entaille
j_f :	facteur multiplicatif de la distance d entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité de l'armature tendue permettant d'estimer le bras de levier ($d - a/2$) pour une dalle en fatigue
j_u :	facteur multiplicatif de la distance d entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité de l'armature tendue permettant d'estimer le bras de levier ($d - a/2$) pour une dalle à l'ultime
k_f :	Facteur d'adhérence selon le type de fibres
$k(n)$:	Coefficient de student pour un fractile de 5% ou 10% selon le cas et dépendant du nombre d'essais
l_c :	Longueur critique de la fibre qui correspond à un optimum d'énergie dissipée par l'arrachement
l_f :	Longueur de la fibre
s :	Écart-type d'un échantillon
s_{mov} :	Écart-type moyen d'un échantillon
w :	Ouverture d'une fissure
w_f, w_m :	Bornes d'ouverture de fissure
w_{centre} :	Ouverture de la fissure de l'entaille au centre de l'éprouvette
w_{clip} :	Ouverture de la fissure de l'entaille lue par le « clip gauge »
w_{LVDT1} :	Ouverture de la fissure de l'entaille lue par un des capteurs de déplacement LVDT
w_{LVDT2} :	Ouverture de la fissure de l'entaille lue par le second capteur de déplacement LVDT
w_{max} :	Ouverture maximale permise pour une fissure selon l'application donnée
w^* :	Ouverture de fissure approchée de l'ouverture de fissure réelle, donnée par le LVDT après traitement
y_t :	Ordonnée où est atteinte la contrainte de fissuration par rapport à l'axe neutre
z :	Fonction équivalent à $(\ln(R) - \ln(S))$

Δ :	Flèche verticale
α_o :	Coefficient d'orientation des fibres
α_l :	Facteur d'efficacité de longueur de fibres qui dépend du module de cisaillement de la matrice, de la quantité de fibres incorporées, et de l'espacement moyen des fibres ou facteur défini dans la norme de béton A23.3-94
α_b :	Facteur d'efficacité d'adhérence des fibres
α_i :	Coefficient de pondération associée à une charge
β :	Indice de fiabilité
β_1 :	Facteur défini dans la norme de béton A23.3-94
χ :	Courbure de la partie non fissurée d'une poutre (couche supérieure de la poutre)
χ_e :	Courbure présente dans la zone non perturbée de la poutre, soit la courbure élastique
χ_m :	Courbure maximale au droit de la fissure
δ :	Ouverture de fissure lue par les instruments comprenant la déformation élastique du béton
δ_1 :	Rapport de la moyenne d'une variable sur la variable nominale
δ_2 :	Flèche correspondant à δ_{Fu} additionné de 0.65 mm sur la courbe charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion RILEM
δ_3 :	Flèche correspondant à δ_{Fu} additionné de 2.65 mm sur la courbe charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion RILEM
δ_{cr} :	Ouverture de la fissure de la fin de la première portion linéaire sur le graphique charge-ouverture de fissure
δ_{Fu} :	Sur la courbe charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion Rilem, flèche correspondant à la charge la plus élevée (F_u) dans l'intervalle compris entre la charge à 0 mm de flèche et la charge interceptée en traçant une droite parallèle à la pente initiale passant par 0.05 mm de flèche
ϕ_1 :	Coefficient de tenue de l'armature
ϕ_2, ϕ_f :	Coefficient de tenue des fibres

ϕ_c :	Coefficient de tenue du béton défini dans la norme de béton A23.3-94 ou dans la norme des ponts S6-2000
ϕ_i :	Coefficient de tenue d'un matériau i
ϕ_s :	Coefficient de tenue de l'acier défini dans la norme de béton A23.3-94 et dans la norme des ponts S6-2000
ϕ_s' :	Coefficient de tenue de l'acier comprimé défini dans la norme de béton A23.3-94
ϕ_{anneau} :	Diamètres intérieurs des anneaux plastiques utilisés pour les essais de traction directe
ϕ_{carotte} :	Diamètre de la carotte
γ :	Facteur permettant d'établir la proportion de la résistance de la dalle reprise par l'armature
λ_{RI} :	Facteur de fibres tenant compte de son élanement, du pourcentage de fibres, et du facteur de fibres
θ :	Rotation présente entre la couche supérieure et inférieure du modèle de poutre composée de deux couches assemblées de Casanova (1996)
ρ_f :	Pourcentage en volume de fibres
ρ_s :	Pourcentage en volume d'acier
σ :	Contrainte dans un élément
σ^* :	Contrainte permettant de calculer la contrainte caractéristique calculée à l'aide de la contrainte moyenne et de l'écart-type moyen de la courbe moyenne obtenue des résultats des essais de traction directe
σ_b :	Contrainte reprise par le béton
σ_{cr} :	Contrainte de fissuration en traction
σ_f :	Contrainte reprise par les fibres
σ_{fu} :	Résistance en traction des fibres
σ_{moy} :	Contrainte moyenne calculée à partir de la courbe σ_{tu} -w moyenne
σ_n :	Contrainte normale
σ_i :	Écart-type d'une fonction i
σ_{tu} :	Contrainte postfissuration en traction du béton de fibres
τ ou τ_b :	Résistance à l'adhérence due aux fibres

ν :	Coefficient de Poisson du matériau
αh :	Hauteur de la fissure
Δf :	Longueur de la zone perturbée autour de la fissure et égale à deux fois la hauteur de la fissure
ΔM :	Différence de moments appliqués
ΔP :	Différence de charge appliquées
Δy :	Flèche correspondant à la résistance élastique
$\Delta \sigma$:	Écart de contraintes

LISTE DES ANNEXES

	page
Annexe A - Calculs des courbes de béton armé et calculs des rigidités théoriques des spécimens de dalles testés en flexion	223
Annexe B - Courbes des résultats provenant des essais de traction directe selon différents regroupements de carottes.....	229
Annexe C - Calculs des capacités flexionnelles des spécimens de dalles testés en flexion.....	234
Annexe D - Paramètres de la méthode de dérivation du coefficient de tenue ϕ_F pour les fibres.....	243

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Conception actuelle des dalles de ponts

Les dalles de ponts sont généralement conçues en béton armé où les aciers d'armature ont pour fonction de reprendre les efforts causés principalement par les charges routières. Dans la norme S6-88, la quantité d'armature est calculée à l'aide de relations empiriques qui assument que la dalle travaille essentiellement en flexion simple, dans le sens transversal. Comme la dalle repose sur des poutres et est, par conséquent, continue sur les appuis, ces hypothèses de calculs mènent à la nécessité de deux lits d'armatures, soit un lit inférieur pour reprendre les moments positifs en travée et un lit supérieur pour reprendre les moments négatifs vis-à-vis les appuis. Des aciers d'armature sont également disposés dans le sens longitudinal de la dalle afin de contrôler la fissuration issue principalement des changements volumiques comme le retrait, les variations thermiques saisonnières et les gradients thermiques et, dans le cas des ponts continus, pour reprendre les efforts de flexion longitudinaux. Deux lits doubles d'armature sont donc présents dans la dalle. Cette quantité d'acier représente environ 0.6% sur chaque face dans la direction transversale et le 2/3 de cette valeur dans la direction longitudinale.

Pourtant, des recherches récentes (Cao et al., 1996; Moffatt, 2000) montrent que les efforts sont moindres dans les dalles que ceux prévus traditionnellement. En effet, les efforts auraient plutôt une répartition bidirectionnelle plus importante que ne l'assume la méthode empirique, ce qui entraîne une atténuation des efforts dans le sens transversal. De plus, il a été démontré que les dalles travaillent souvent comme des arcs surbaissés (Mufti et al., 1993). Par conséquent, la dalle se retrouve surtout en compression et les

moments de flexion sont réduits. Enfin, le fait de considérer la surface réelle d'application des charges de roues des véhicules vient également diminuer les efforts. Pour ces raisons, les calculs liés à la conception des dalles de ponts mènent à des quantités surabondantes d'armature, particulièrement pour les lits supérieurs lorsqu'il ne s'agit pas de régions en porte-à-faux. Également, une grande quantité d'armature n'est présente dans la dalle que pour contrôler la fissuration. Toutefois, la conception des dalles de ponts actuelles s'avère être sécuritaire et présente un bon niveau de fiabilité structurale.

1.2 Problématique

Malgré cette fiabilité structurale, un problème subsiste au niveau de la durabilité des dalles. En effet, la durabilité des dalles de ponts construites dans le passé n'a pas été à la hauteur des attentes. Le problème est en fait attribuable à la corrosion des aciers d'armature, d'où l'éclatement du béton et une moins bonne efficacité de l'armature pour reprendre les efforts. Puisque le béton est un matériau poreux, il permet l'infiltration de l'eau et des agents corrosifs sur une certaine épaisseur de la dalle. Pour diminuer les dommages qui peuvent être ainsi causés à l'armature, il a été convenu d'éloigner l'acier d'armature de la surface du béton. Cependant, en augmentant le recouvrement des aciers, un moins bon contrôle de la fissuration est engendré. Par conséquent, l'ouverture des fissures est favorisée et ainsi facilite l'infiltration de l'eau jusqu'à l'armature.

Puisque le remplacement et la réparation des dalles de ponts représentent la moitié des coûts d'entretien des ponts du réseau québécois (Massicotte et al., 1999), de nouvelles façons de construire des dalles plus performantes sont recherchées. L'utilisation du béton haute performance (BHP) s'avérerait être une avenue intéressante puisque ce type de béton est plus étanche et donc assure une meilleure protection de l'armature. Par contre, le

BHP fissure souvent de façon plus abondante à cause d'une moins grande relaxation du matériau et à un retrait aussi ou plus important qu'un béton ordinaire puisque le retrait endogène est plus grand (de Larrard, 1999). Étant donné que la corrosion des armatures sera concentrée au droit des fissures plutôt que d'être répartie sur toute la surface des barres, une rupture des barres en ces endroits est donc plus susceptible de se produire.

D'autres approches ont été envisagées telles l'emploi d'une membrane étanche, l'utilisation de barres d'armature en acier recouvertes d'époxy ou galvanisées, ou encore l'utilisation de barres d'armature en matériaux composites. Les barres d'armature recouvertes d'époxy ou galvanisées sont résistantes à la corrosion mais ne diminuent pas la fissuration de la dalle. Le béton est donc tout de même endommagé. Pour leur part, les matériaux composites sont généralement résistants mais ont le désavantage d'avoir un comportement fragile et un module élastique plus petit, ce qui entraîne des problèmes au niveau de la flèche et de la fissuration. Certains chercheurs (Mufti et al., 1993; Newhook et Mufti, 1996; Newhook et al., 1996) ont même proposé d'éliminer complètement l'acier d'armature pour le remplacer par des tirants d'acier situés sous la dalle afin de garantir l'effet d'arc. Un pont a été construit en Nouvelle-Écosse selon ce concept. Étant donné qu'aucun acier n'est présent, ce système suscite de nombreuses préoccupations. En effet, aucun mécanisme secondaire n'est possible en cas de catastrophe. Ce système requiert donc une certaine prudence avant que soit démontré sa fiabilité. Également, des fibres de polypropylène, à raison de 5 kg/m^3 , sont présentes dans cette dalle sans armature. Le module élastique de ces fibres, 65 fois plus petit que celui de l'acier, est trop petit pour permettre aux fibres d'avoir une rigidité adéquate afin de contrôler la fissuration et d'agir au niveau structural.

La solution proposée dans ce mémoire est d'utiliser un béton haute performance avec fibres d'acier. Les fibres d'acier vont permettre d'assurer le contrôle de la fissuration et ainsi de pouvoir éloigner l'acier d'armature de la surface. Également, puisque les fibres dans le béton offrent un accroissement de la résistance en flexion, la quantité d'armature

reprenant les efforts peut être diminuée. Toutefois, étant donné que les fibres sont en acier, une interrogation demeure au niveau de la corrosion de ces fibres. Il a été démontré que pour un béton non fissuré, le béton protégeait bien les fibres et que cette protection dépendait de la compacité de la matrice (Rossi, 1998). En effet, lorsque le béton fibré a été optimisé et que sa matrice est alors plus compacte, aucun problème de corrosion des fibres ne survient. En fait, seules les fibres en surface pourraient corroder mais les oxydes et hydroxydes formés sont en si petites quantités à cause de la petite section de la fibre qu'ils n'induisent pas de contraintes suffisantes pour fissurer la matrice. Par contre, lorsqu'une fibre traverse une fissure ouverte, les recherches n'ont pas encore établi de relations directes entre l'ouverture de la fissure et le degré de corrosion. Il ne semble pas y avoir de problèmes pour de faibles ouvertures de fissures (Morse et al., 1977; Casanova, 1996) mais aucune valeur d'ouverture limite n'a été prescrite à ce jour. Une étude approfondissant le sujet est en cours à l'École Polytechnique de Montréal (Dakpo, 2000).

L'utilisation structurale du béton de fibres est encore limitée au Canada. Effectivement, jusqu'à récemment, aucun devis n'existait sur le béton de fibres afin de réglementer le dosage, la mise en œuvre et les essais de caractérisation du matériau. Toutefois, ce devis a enfin été rédigé au Québec en 1998. Les fibres d'acier sont également peu employées aux États-Unis pour la construction de bâtiments et de ponts parce que ces applications structurales ne sont pas encore reconnues par l'ACI.

1.3 Objectifs du projet de recherche

L'objectif général du projet de recherche est donc d'utiliser du béton de fibres d'acier dans les dalles de ponts afin d'augmenter leur durabilité tout en gardant leur niveau de fiabilité structurale. L'armature conventionnelle est conservée mais sa quantité est

cependant réduite. En effet, en réduisant l'ouverture des fissures, les fibres peuvent permettre d'abaisser les aciers des lits supérieurs et peut-être même d'éliminer ces lits complètement. Un lit double d'armature au centre ou même dans le tiers inférieur seulement d'une large portion de la dalle pourrait s'avérer suffisant puisque les fibres augmentent la résistance en flexion. Ainsi, il pourrait être envisageable que les zones de moments négatifs au droit des poutres longitudinales ne comportent que du béton fibré et aucune armature supérieure.

Il est d'ailleurs approprié de conserver une certaine quantité d'armature puisqu'il a été démontré que les fibres d'acier sont plus efficaces en présence d'armature conventionnelle que lorsque utilisées seules (Criswell, 1994; Swamy et al., 1993). Plus l'élément est grand, plus la fibre est petite par rapport à l'élément, ce qui entraîne une moins bonne efficacité des fibres au niveau de la résistance et de la fissuration. On appelle ce phénomène l'effet de taille. Par contre, si l'armature est présente, les fibres contrôlent l'ouverture des fissures sur l'aire tributaire des armatures plutôt que sur l'épaisseur de l'élément entier.

Le programme de recherche mis sur pied à l'École Polytechnique, en collaboration avec le ministère des Transport du Québec, comporte trois phases devant atteindre chacune leurs propres objectifs. Le détail de ces objectifs est présenté dans Massicotte et al. (1999). Lors de la première phase réalisée en 1997 et 1998, des mélanges de béton fibré ont été formulés avec trois dosages différents soit 60, 80 et 100 kg/m³. La fibre utilisée était une fibre à crochets de 60 mm de longueur et de 0.80 mm de diamètre, pour un élanement de 75. Une caractérisation du matériau et du comportement structural du béton fibré a alors été faite pour chacun des dosages. Les détails de cette première phase se retrouvent dans Dzeletovic et Massicotte (1998) ainsi que dans Moffatt (2000). L'étude confirmait qu'un dosage de 80 kg/m³, soit 1.0% qui est le pourcentage recommandé par Rossi et Harrouche (1990), s'avérait être un dosage optimal pour ce type de fibres.

La deuxième phase impliquait la construction de deux dalles de ponts en béton haute performance avec fibres d'acier (BHPFA) ayant un dosage en fibres de 80 kg/m^3 . La caractérisation du matériau et du comportement structural de ce BHPFA a également été réalisée. Ensuite, le comportement du BHPFA sous chargements cycliques a dû être déterminé. Les résultats expérimentaux ont également été utilisés afin de valider la méthode d'analyse et de déterminer un coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres. Tous ces objectifs concernant la deuxième phase sont traités dans ce mémoire. Cependant, la deuxième phase comporte également une étude permettant de déterminer les efforts réels dans les dalles de ponts qui sera présentée dans Moffatt (2000). Enfin, toujours dans cette même phase, un des derniers objectifs est de déterminer l'effet de l'ouverture des fissures en milieu corrosif. Ces résultats seront exposés dans Dakpo (2000).

La dernière phase du projet consiste à concevoir et construire des dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier. Ces derniers objectifs seront réalisés lors d'études ultérieures.

1.4 Contenu du mémoire

Le chapitre 2 fait état des connaissances sur le béton de fibres dans les éléments fléchis. Le développement de ce type de béton ainsi que les avantages qu'il apporte sont d'abord mentionnés. Une description de différents essais de caractérisation et des méthodes de dimensionnement proposées pour tenir compte de l'apport des fibres dans la capacité flexionnelle d'un béton armé est ensuite présentée. Enfin, des notions de fatigue concernant le béton fibré sont exposées.

Le chapitre 3 aborde les constructions de deux dalles de ponts soit la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme et la dalle du pont de la route 138 à Maskinongé. Les descriptions des ponts, le déroulement ainsi que les résultats de ces coulées sont présentées. Certains spécimens ont également été fabriqués lors de ces coulées.

Le chapitre 4 porte sur les essais de flexion sur des spécimens de dalles. Certains spécimens de dalles, tous fabriqués en usine, sont en BHP et d'autres en BHPFA. Les spécimens comportent différentes configurations d'armature soit des barres 15M en bas, des barres 20M en bas, des barres 20M au centre et des barres 20M en haut. Quatre spécimens de BHP et quatre spécimens de BHPFA de mêmes configurations d'armature sont testés en flexion simple. Quatre autres spécimens de BHPFA, toujours ces mêmes configurations, sont testés en fatigue puis en statique jusqu'à la rupture. La même procédure est également appliquée à deux autres spécimens de BHP. Les résultats de ces essais sont présentés, soit la résistance flexionnelle de chacun des spécimens, l'ouverture des fissure en fonction de la charge et l'évolution des rigidités en fonction des cycles de fatigue subis.

Le chapitre 5 présente les essais de caractérisation des BHPFA de cette étude. Les essais de caractérisation choisis sont l'essai de flexion RILEM et l'essai de traction directe sur carottes entaillées. Les résultats de ces essais figurent également dans ce chapitre.

Le chapitre 6 traite de l'analyse des résultats expérimentaux et de la détermination du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres. Les calculs de la contrainte postfissuration sont d'abord effectués selon diverses méthodes. Ensuite, la capacité flexionnelle des spécimens de dalles de BHPFA testés en flexion est évaluée et tente de corroborer les résultats expérimentaux. La validation des essais de flexion RILEM est ensuite réalisée. Enfin, un coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres est déterminé à l'aide de méthodes statistiques.

Le chapitre 7 expose un sommaire de ce mémoire et les conclusions tirées de cette étude. Également, des recommandations et des suggestions pour des recherches futures sont formulées.

Finalement, les annexes contiennent des graphiques et des calculs auxquels réfèrent certaines sections de ce mémoire.

CHAPITRE 2

LE BÉTON DE FIBRES D'ACIER DANS LES ÉLÉMENTS FLÉCHIS: ÉTAT DES CONNAISSANCES

Ce chapitre a pour but de faire part du développement du béton de fibres d'acier en commençant par exposer brièvement son historique et en expliquant ensuite la procédure pour formuler un bon béton fibré. En second lieu, les avantages apportés par un béton de fibres seront mentionnés. Les descriptions d'essais de caractérisation de ce matériau suivront. Puis, des méthodes de dimensionnement proposées par différents chercheurs figureront dans ce chapitre. Enfin, des notions relatives à la fatigue du béton fibre y seront abordées.

2.1 Développement du béton de fibres

Le développement du béton fibré comporte dans ce mémoire deux volets. Tout d'abord, la découverte de ce matériau composite y est présentée ainsi que son évolution. Ensuite, la façon d'optimiser un mélange de béton fibré y est décrite.

2.1.1 Historique

Il y a maintenant près de 40 ans que le béton de fibres d'acier existe. En effet, le béton de fibres est né vers les années 1960 avec la recherche sur la propagation des fissures dans une matrice fragile. Malgré le fait que ce matériau ait fait l'objet de recherches intensives depuis ce temps, le développement industriel du béton de fibres n'a pas pris la même ampleur que celle associée à ces recherches. Ce phénomène est lié à de mauvais usages du béton de fibres. Le désir était de remplacer entièrement l'armature conventionnelle du

béton armé par des fibres d'acier au même coût. Malheureusement, il s'est vite avéré que cette proposition n'était pas économique puisque pour un même coût, seulement 15 à 30 kg/m³ de fibres d'acier devaient être utilisés pour substituer l'armature. Ce dosage en fibres est trop faible pour que les fibres d'acier améliorent le comportement mécanique du béton. Harrouche a démontré que, pour des fibres de 60 mm de longueur et 0.80 mm de diamètre, un dosage inférieur à 50 kg/m³ ne permet pas aux fibres d'augmenter les capacités du béton au niveau structural (Rossi, 1998). Les dosages utilisés étaient donc loin de présenter le béton de fibres comme un matériau efficace et économique. À de faibles dosages, l'utilisation du béton de fibres demeure limitée à des applications non structurales telles les pavages et les dalles sur sol.

Également, étant donné que l'ajout de fibres à un béton blanc diminue sa maniabilité, il devient plus difficile de mélanger, vibrer et mettre en place le béton. Il était donc recommandé de ne pas utiliser plus de 50 kg/m³ et même préféablement 30 kg/m³ de fibres d'acier pour conserver une bonne maniabilité. Encore une fois, les dosages suggérés ne permettaient pas d'obtenir une amélioration considérable du comportement mécanique due aux fibres afin de préserver une bonne maniabilité. En fait, la formulation d'un mélange de béton fibré était mal effectuée. Beaucoup de bétons de fibres ont été fabriqués de la même façon que des bétons conventionnels. Or, l'introduction de fibres dans le béton modifie le squelette granulaire et une nouvelle façon de procéder doit être entreprise pour optimiser le mélange. Un béton fibré ne constitue donc pas un béton blanc auquel on y ajoute des fibres d'acier.

2.1.2 Formulation du béton de fibres

Effectivement, l'ajout de fibres d'acier dans le béton modifie le squelette granulaire. On doit donc augmenter la quantité de sable pour optimiser ce squelette granulaire et rendre ainsi le béton plus compact puisqu'il est de cette façon plus maniable. Cette première affirmation constitue la première hypothèse confirmée sur laquelle repose la méthode

Baron-Lesage développée en France il y a environ 25 ans, une méthode générale pour la composition d'un mélange de béton. De plus, lorsque la quantité de sable augmente, la porosité du béton augmente. Pour contrer cet effet, il faut alors utiliser plus de pâte de ciment pour remplir les vides et augmenter cette fois l'action mécanique entre les fibres et la pâte de ciment. Plus le dosage en fibres est élevé, plus le rapport sable/pierre est élevé et par conséquent, plus la quantité de pâte de ciment augmente. Également, plus l'élanement (rapport longueur/diamètre) de la fibre est élevé, plus les quantités de sable et pâte de ciment doivent être élevées. Avec ces plus grandes quantités de sable et de pâte de ciment, on obtient une meilleure maniabilité du béton. Aussi, pour être efficaces, les fibres doivent avoir une longueur supérieure à 2 fois le diamètre des granulats.

Une démarche d'optimisation d'un mélange de béton de fibres a été adoptée. Cette méthode se base sur la méthode Baron-Lesage mentionnée plus haut, déjà utilisée pour les bétons ordinaires et les bétons à haute résistance avec fumée de silice. Elle a été adaptée par Rossi et Harrouche (1990) pour optimiser le squelette granulaire des bétons de fibres. Cette démarche comporte trois étapes :

- 1) Fixer d'abord le rapport eau/ciment, le pourcentage de fibres à utiliser et la quantité de superplastifiant.
- 2) Fabriquer plusieurs mélanges en faisant varier le rapport sable/pierre (qui devrait être autour de 1,0) en gardant constant le rapport eau/ciment et les quantités de pâte de ciment et superplastifiant fixés au départ. Déterminer la maniabilité de chacun des mélanges, préférablement avec un maniabilimètre. Un exemple de maniabilimètre, celui conçu à l'École Polytechnique, est décrit au chapitre 3. Le mélange présentant la meilleure maniabilité est celui ayant le rapport sable/pierre (S/P) optimal.
- 3) Augmenter ou diminuer la quantité d'eau et de ciment utilisée, tout en gardant les rapports eau/ciment et S/P constants, pour obtenir une bonne maniabilité. Faire varier également la quantité de superplastifiant. Cette troisième étape repose sur la

deuxième hypothèse confirmée de la méthode Baron-Lesage : la quantité optimale d'agréats ne dépend pas de la nature ou du volume de pâte de ciment.

En suivant cette procédure, on arrive à fabriquer de très bons mélanges de béton de fibres ayant des maniabilités comparables à des bétons blancs. Il faut par contre s'assurer que ces bétons de fibres très maniables aient un minimum de ségrégabilité et qu'aucun oursin de fibres ne se forme. Pour éviter ces oursins, il est suggéré d'ajouter les fibres graduellement dans un béton très plastique, pour éviter une concentration locale des fibres.

Puisque le béton de fibres peut maintenant facilement être formulé pour obtenir un béton de qualité, quels en sont ces avantages?

2.2 Avantages d'un béton de fibres

Le béton est un matériau fragile. Par contre, lorsqu'on y ajoute des fibres d'acier, il devient plus ductile, ce qui est une qualité fort appréciée au niveau structural. Une des grandes propriétés du béton, surtout lorsqu'il s'agit de béton haute performance, est sa haute résistance à la compression. L'ajout des fibres diminue légèrement cette résistance puisque dans un béton de fibres, le rapport S/P est plus élevé. Par conséquent, le nombre de vides augmente dû à une plus grande quantité de granulats fins, ce qui fait diminuer la résistance à la compression. Cette baisse du f_c a été confirmée par une étude réalisée par Harrouche (Rossi et Harrouche, 1990). Toutefois, le déplacement est beaucoup plus grand lors de l'atteinte du f_c (le pic). En effet, la couture des fibres à travers les macrofissures permet ce plus grand déplacement puisque les fibres lient les blocs de béton entre eux et favorisent l'engrènement. Le béton de fibres n'éclate donc pas violemment et reste plus ductile.

Pour un béton avec de longues fibres d'acier, on obtient la même résistance en traction que pour un béton blanc. Cependant, le comportement postfissuration est grandement amélioré et dépend de la teneur en fibres, de leur orientation et de leur mode de fonctionnement. Par exemple, selon Rossi et Harrouche (1990), le dosage optimal pour la fibre Dramix ZC 60/80 de Bekaert, une fibre de type à crochets, semble être de 1.0% pour obtenir une amélioration appréciable de la résistance postfissuration. Une meilleure résistance postfissuration conduit à une augmentation de l'énergie dissipée et à un meilleur comportement structural.

Le mécanisme de résistance des fibres implique un transfert de contrainte de la matrice à la fibre soit par adhérence ou par ancrage de la fibre. La contrainte est ainsi partagée entre la fibre et la matrice jusqu'à ce que la matrice fissure. À partir de la fissuration, la contrainte est progressivement reprise entièrement par la fibre.

La couture des fissures par les fibres permet également de contrôler l'ouverture des fissures. Ce rôle s'avère être très intéressant lorsqu'il s'agit de limiter la fissuration à l'état limite de service d'éléments de béton armé puisque les fibres peuvent améliorer la durabilité si l'état limite de service prédomine, ce qui est souvent le cas des ponts (Casanova, 1996). Ainsi, il est possible d'éliminer le ferrailage présent pour le contrôle des fissures. Ce retrait constitue un avantage étant donné que cette armature supplémentaire gêne souvent la mise en œuvre. De plus, l'ouverture des fissures étant contrôlée par les fibres, il est possible d'éloigner l'acier d'armature de la surface du béton et de cette façon, diminuer la corrosion des armatures.

Un autre bienfait des fibres est qu'elles augmentent la rigidité du béton et la résistance en flexion des éléments de béton armé dû à un meilleur comportement postfissuration en traction du béton de fibres.

Enfin, les fibres produisent un certain confinement du béton autour des barres d'armature et ce, même après la fissuration. Elles permettent ainsi un meilleur transfert des efforts du béton aux barres d'armatures. La longueur de développement de l'armature peut alors être réduite (Criswell, 1994). Également, les fibres permettent d'éliminer le problème de délamination sous les aciers supérieurs étant donné qu'elles empêchent la séparation et le glissement de deux blocs de béton.

2.3 Essais de caractérisation

Malheureusement, aucun modèle théorique ne permet jusqu'à maintenant de connaître entièrement la courbe contrainte-déformation, la courbe contrainte-ouverture de la fissure ou la courbe contrainte-flèche à partir de la composition du matériau. Certains modèles prévoient une contrainte postfissuration à l'ultime mais ne peuvent évaluer le comportement avant et après la fissuration en traction du béton de fibres. Ces modèles utilisent donc souvent une contrainte en traction de la fibre trop conservatrice. À ce jour, la seule façon d'obtenir le comportement en traction du béton de fibres est de caractériser expérimentalement ce matériau. Plusieurs essais de caractérisation existent. Seulement certains de ces essais sont présentés dans ce mémoire : l'essai de flexion 4 points, l'essai de flexion sur prisme entaillé (RILEM) et l'essai de traction uniaxiale.

2.3.1 Essai de flexion 4 points

Cet essai de caractérisation du matériau est l'essai le plus répandu. Il est celui utilisé aux États-Unis et au Japon. Il s'agit également d'un essai normalisé par différentes organisations telles ACI 544-1998, ASTM C1018-89-1991, JSCE-SF4-1984, RILEM-1984, NBP n° 7-1993, NF P 18-409-1993. Cet essai consiste à effectuer un essai de flexion sur un prisme de 300 mm de portée entre les deux appuis et d'obtenir une courbe

effort-flèche. L'essai est préférablement réalisé à déplacement contrôlé afin d'établir la courbe postfissuration. Le montage expérimental de cet essai est présenté à la figure 2.1.

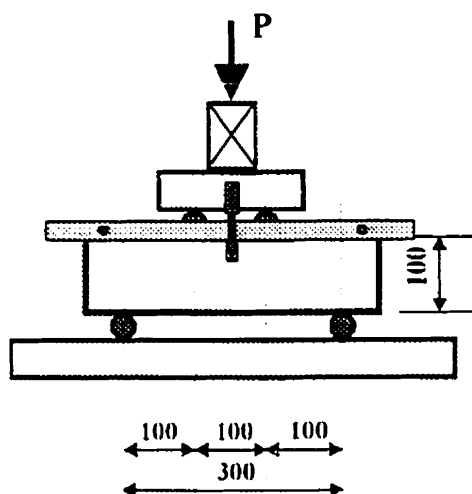


Figure 2.1 Essai de flexion 4 points

À partir de la courbe effort-flèche, des indices de ténacité sont calculés en effectuant le rapport des énergies dissipées sur différents intervalles de flèches. La valeur de la flèche à la fissuration est un paramètre déterminant. Pour connaître plus de détails sur la procédure expérimentale de l'essai 4 points et sur le calcul de l'indice de ténacité, on peut consulter Dzeletovic et Massicotte (1998) où ces informations se retrouvent.

L'essai de flexion 4 points a pour avantage d'utiliser des spécimens de fabrication simple. Également, son instrumentation est peu complexe et son asservissement est relativement facile. Ainsi, l'équipement nécessaire pour réaliser cet essai est généralement accessible à un laboratoire. Par contre, cet essai ne permet pas de déterminer une loi de comportement utilisable pour un calcul de structure. Si l'essai est réalisé avec soin, il permet par contre de déterminer la performance relative des fibres ou des mélanges. Il s'agit donc d'un essai de conformité plutôt que d'un essai de caractérisation. D'autres

lacunes sont présentes dans cet essai. Par exemple, une mauvaise détermination du point de fissuration génère des indices de ténacité erronés. Puisque ce point est déterminé de façon plutôt subjective, il est difficile de s'assurer de l'exactitude des indices de ténacité calculés. Aussi, les spécimens sont en présence d'effet de parois, phénomène expliqué à la section 2.3.2.

2.3.2 Essai de flexion sur prisme entaillé (RILEM)

Le comité technique TC-162 du Rassemblement International de Laboratoires d'Essais et des Matériaux (RILEM) recommande un essai standard sur prisme entaillé pour caractériser le béton. Le prisme proposé a 500 mm de portée entre les deux appuis, une section de 150 mm par 150 mm et une entaille à mi-portée de 25 mm de hauteur permettant d'initier la fissure. L'essai sur ce prisme, chargé en son centre, est réalisé à déplacement contrôlé. Les mesures prises lors de cet essai sont la flèche au centre du prisme et, si désiré, l'ouverture de la fissure initiée à l'entaille. Le montage expérimental de l'essai RILEM est illustré à la figure 2.2.

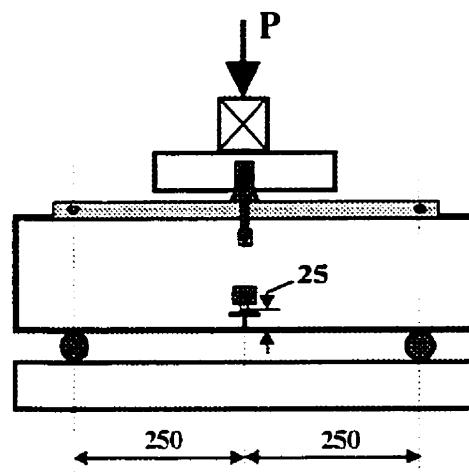


Figure 2.2 Essai de flexion sur prisme entaillé (RILEM)

À partir de cet essai, on obtient la courbe effort-flèche ou effort-ouverture de la fissure. La courbe effort-flèche ou effort-ouverture de la fissure peut servir pour un calcul structural mais de bonnes hypothèses cinématiques doivent être établies pour calculer la contrainte puisque cette courbe donne la capacité flexionnelle de l'élément plutôt que la résistance en traction du matériau. Les dimensions géométriques du spécimen influencent les résultats à cause de l'effet de taille. Effectivement, plus la profondeur d'un élément est grande, plus la fibre est petite par rapport à l'élément et par conséquent, elle devient moins efficace au niveau de la résistance. Par conséquent, une loi contrainte-déformation obtenue des résultats de cet essai doit tenir compte de l'effet d'échelle.

On appelle effet de parois le phénomène d'orientation préférentielle des fibres le long d'une paroi. Les fibres s'orientent dans le sens de l'écoulement et les lignes de courant sont parallèles à la surface de la paroi donc les fibres se retrouvent parallèles aux parois. Étant donné que les prismes RILEM sont de petits spécimens coulés, l'effet de parois pourrait fausser les résultats. Étant toutes dans le sens de l'effort, la résistance des fibres dans ce prisme est surestimée par rapport à celle d'un élément où les fibres seraient orientées de façon plus aléatoire puisque les parois du coffrage sont plus éloignées.

Toutefois, tout comme pour l'essai 4 points, les spécimens utilisés sont simples à fabriquer. Également, l'instrumentation est facile pour la mesure de la flèche mais un peu plus complexe pour la mesure de l'ouverture de fissure. L'asservissement doit être effectué à partir de la mesure de la flèche. L'équipement nécessaire pour réaliser cet essai est généralement accessible aux laboratoires d'essais universitaires et des centres de recherches.

2.3.3 Essai de traction uniaxiale

Cet essai a été mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en France. L'Association Française de Recherches et d'Essais sur les Matériaux et les

Constructions (AFREM) a proposé en 1995 un mode opératoire pour cet essai. Il s'agit d'éprouvettes carottées et entaillées à mi-hauteur pour initier la fissuration, soumises à une traction directe. Les spécimens sont carottés dans le sens de l'effort pour être représentatifs de la mise en œuvre et du sens de travail des fibres et ainsi éviter l'effet de parois. La profondeur de l'entaille est de 10% à 15% du diamètre de la carotte pour effectuer un compromis entre la conservation d'une aire importante pour assurer la représentativité de l'essai et l'assurance d'un plan de rupture avec un minimum d'effets parasites. L'éprouvette est collée à des casques d'aluminium qui sont vissés à la presse. Le choix de l'aluminium repose sur le fait que le rapport du module élastique /coefficient de Poisson (E/ν) est près de celui du béton et diminue ainsi les déformations transversales et les concentrations de contraintes au niveau des interfaces étant donné que les concentrations de contraintes augmentent à l'interface de deux matériaux lorsque ce rapport entre deux matériaux augmente. Aussi, Rossi et Harrouche (1990) rapportent que, d'après des études de Hordjik et al. (1987), l'élancement de l'éprouvette optimal est de 1.0 puisqu'il s'agit d'un bon compromis pour ne pas avoir une flexion trop importante de l'éprouvette et être suffisamment loin des concentrations de contraintes au niveau de l'entaille pour éviter le décollement des casques d'aluminium. De plus, la longueur de l'éprouvette doit être supérieure à 2 fois la longueur de la fibre pour prévenir, au moment du carottage, l'endommagement des extrémités des fibres agissant au niveau de la fissure. Enfin, la mesure prise au cours de cet essai est l'ouverture de la fissure à l'aide de trois capteurs de déplacements placés à 120° autour de l'entaille. L'essai est contrôlé à partir du déplacement associé à l'ouverture de la fissure. Le montage expérimental de l'essai de traction uniaxiale est illustré à la figure 2.3.

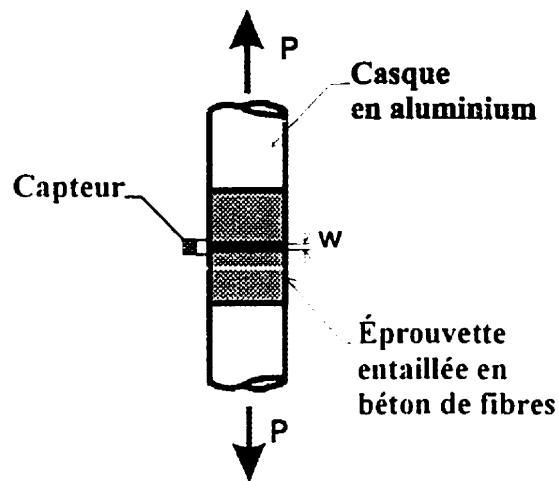


Figure 2.3 Essai de traction uniaxiale

À partir de cet essai, on obtient la courbe effort-ouverture de la fissure. On peut par contre facilement obtenir la contrainte en divisant l'effort par la surface entaillée lorsqu'elle représente le plan de rupture. De cette contrainte en fonction de l'ouverture de fissure, Casanova (1996) a développé une méthode pour effectuer un calcul structural. Cette méthode est présentée à la section 2.4.2.

2.4 Méthodes de dimensionnement proposées pour tenir compte de l'apport des fibres dans la capacité flexionnelle d'un béton armé

Pour tenir compte de l'apport des fibres lors d'un dimensionnement, il faut tout d'abord connaître le comportement postfissuration du béton de fibres. La meilleure façon à ce jour pour obtenir cette information reste l'essai de caractérisation du matériau. Toutefois, certains chercheurs proposent différents modèles empiriques de postfissuration.

2.4.1 Détermination de la réponse postfissuration d'un béton de fibres

La résistance postfissuration en traction moyenne du béton de fibres peut être calculée à l'aide d'une équation empirique proposée par Oh (1992) :

$$\sigma_{tu} = 2 \alpha_o \alpha_l \alpha_b \rho_f \tau \left(\frac{l_f}{d_f} \right) \quad (2.1)$$

où α_o est le coefficient d'orientation des fibres et α_l est le facteur d'efficacité de longueur de fibres qui dépend du module de cisaillement de la matrice, de la quantité de fibres incorporées, et de l'espacement moyen des fibres. Pour sa part, α_b est le facteur d'efficacité d'adhérence des fibres qui est égale à 1.0 lorsqu'il s'agit de fibres droites et qui peut être déterminé pour les autres types de fibres par un essai d'arrachement (Henager et Doherty, 1976). Les autres paramètres tels que ρ_f , l_f et d_f représentent respectivement le pourcentage en volume de fibres, la longueur de la fibre et le diamètre de la fibre. Enfin, τ est la résistance à l'adhérence due aux fibres.

La réponse postfissuration réelle peut aussi être idéalisée par une courbe contrainte-déformation simplifiée considérant une résistance postfissuration constante pour permettre des applications structurales (Filiatrault et Massicotte, 1998). Cette courbe pour les fibres à crochets est présentée à la figure 2.4.

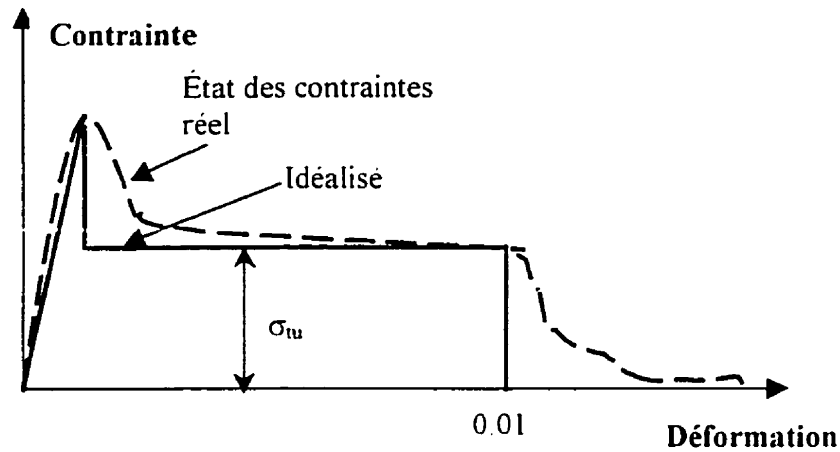


Figure 2.4 Courbe contrainte-déformation en traction pour les fibres à crochets

En tenant compte de cette idéalisation, Filiatrault et Massicotte (1998) recommandent l'équation proposée par Swamy et al. (1993) et modifiée par Narayanan et Darwish (1986) pour tenir compte des différents types de fibres. Selon eux, cette équation semble être celle représentant le mieux le comportement en traction du béton de fibres.

$$\sigma_{tu} = 0,41 \lambda_{RI} \tau_h \quad \text{pour } l_f \leq l_c \quad (2.2)$$

$$\sigma_{tu} = 0,41 \left(1 - \frac{\sigma_{fu} d_f}{4 \tau_b l_f} \right) \sigma_{fu} \rho_f \quad \text{pour } l_f > l_c$$

où λ_{RI} est le facteur de fibres égal à :

$$\lambda_{RI} = \frac{l_f}{d_f} \rho_f k_f \quad (2.3)$$

Le paramètre l_c est la longueur critique de la fibre qui correspond à un optimum d'énergie dissipée par l'arrachement et donné par :

$$l_c = 0.5 \frac{\sigma_{fu} d_f}{k_f \tau_b} \quad (2.4)$$

où σ_{fu} est la résistance en traction des fibres, τ_b est la résistance à l'adhérence des fibres, et k_f est le facteur d'adhérence égale à 0.5 pour des fibres droites, 0.75 pour des fibres ondulées, et 1.0 pour des fibres à crochets.

Une autre façon de calculer la réponse postfissuration du béton de fibres est d'utiliser les equations proposées par le comité TC-162 du RILEM (1999). Le comité RILEM assume que le béton de fibres suit la loi contrainte-déformation présentée à la figure 2.5.

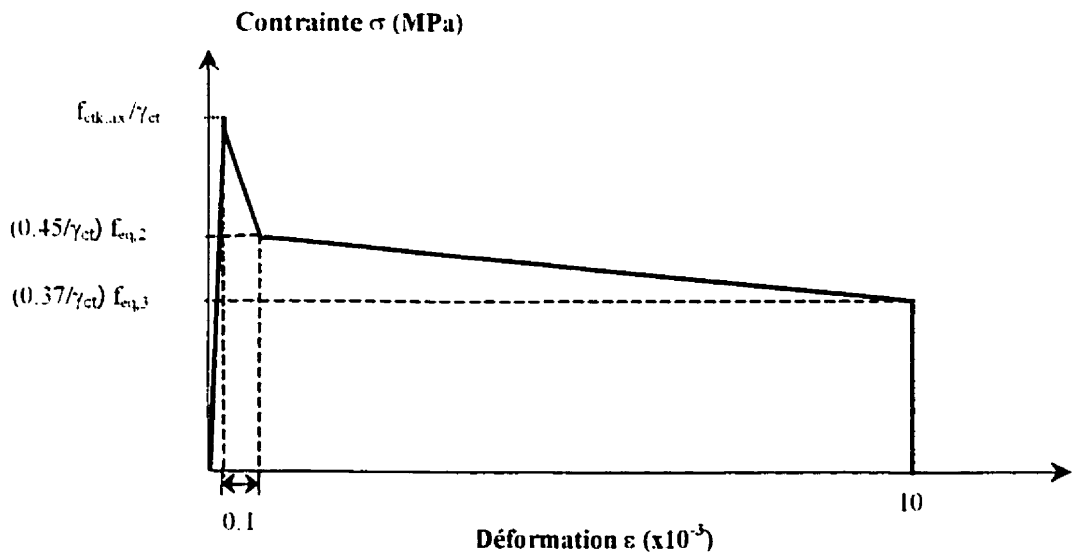


Figure 2.5 Courbe contrainte-déformation en traction d'un béton de fibres selon le comité RILEM

Le paramètre $f_{ctk,ax}$ est la résistance caractéristique en traction uniaxiale qui peut être estimée par :

$$f_{ctk,ax} = 0.21 (f'_c)^{2/3} \quad (2.5)$$

Cette valeur correspond au point de fissuration du béton.

Les paramètres $f_{eq,2}$ et $f_{eq,3}$ sont les résistances flexionnelles équivalentes permettant de caractériser le comportement postfissuration du béton fibré. Ces résistances sont calculées à l'aide de la courbe moyenne charge-flèche verticale obtenue des essais de flexion RILEM. Chacune de ces résistances correspond à une certaine capacité d'absorption d'énergie.

On détermine tout d'abord la flèche δ_{Fu} correspondant à la charge la plus élevée (F_u) dans l'intervalle compris entre la charge à 0 mm de flèche et la charge interceptée en traçant une droite parallèle à la pente initiale passant par 0.05 mm de flèche.

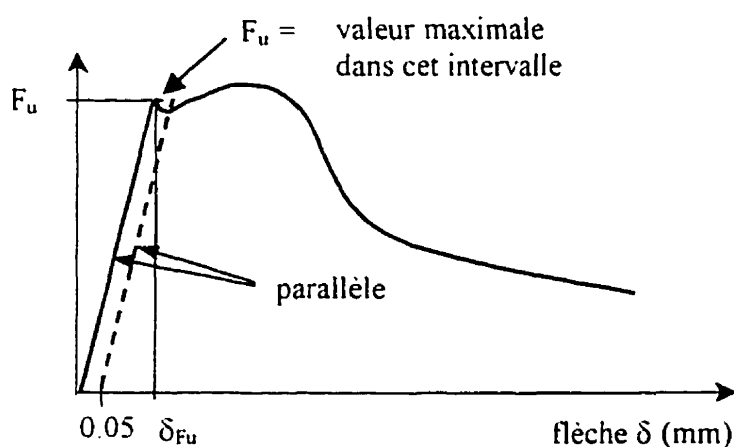


Figure 2.6 Détermination de la flèche δ_{Fu} sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion RILEM

Ensuite, les capacités d'absorption d'énergie $D_{BZ,2,I}^f$, $D_{BZ,2,II}^f$, $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ en Nmm, correspondant à l'influence des fibres, sont calculées à l'aide des aires sous la courbe allant de δ_{Fu} à δ_2 et δ_{Fu} à δ_3 , respectivement. Les flèches δ_2 et δ_3 sont définies comme suit :

$$\delta_2 = \delta_{Fu} + 0.65 \text{ mm (mm)} \quad (2.6)$$

et

$$\delta_3 = \delta_{Fu} + 2.65 \text{ mm (mm)} \quad (2.7)$$

Les zones $D_{BZ,2,I}^f$, $D_{BZ,2,II}^f$, $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ sont représentées aux figures 2.7 et 2.8.

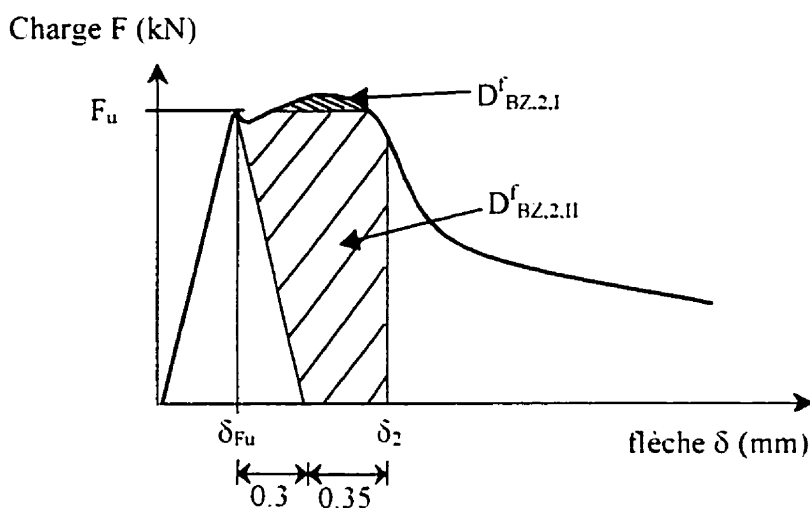


Figure 2.7 Zones $D_{BZ,2,I}^f$ et $D_{BZ,2,II}^f$ représentant les capacités d'absorption d'énergie sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion RILEM

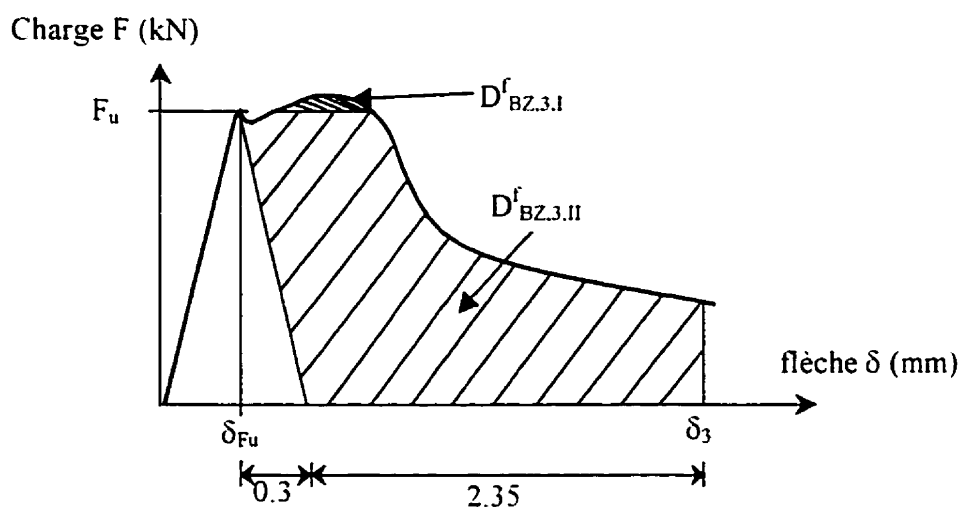


Figure 2.8 Zones $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ représentant les capacités d'absorption d'énergie sur la courbe charge-flèche verticale obtenue de l'essai de flexion RILEM

À partir de l'aire de chacune de ces régions, les forces F_2 et F_3 sont calculées:

$$F_2 = \frac{D_{BZ,2,1}^f}{0.65} + \frac{D_{BZ,2,II}^f}{0.50} \quad (N) \quad (2.8)$$

et

$$F_3 = \frac{D_{BZ,3,1}^f}{2.65} + \frac{D_{BZ,3,II}^f}{2.50} \quad (N) \quad (2.9)$$

Enfin, les résistances équivalentes $f_{eq,2}$ et $f_{eq,3}$ peuvent être calculées avec les équations suivantes

$$f_{eq,2} = \frac{3}{2} (F_2) \frac{L}{bh_{sp}^2} \quad (2.10)$$

et

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} (F_3) \frac{L}{bh_{sp}^2} \quad (2.11)$$

où b est la largeur du prisme, L est sa longueur entre appuis et h_{sp} est la distance entre le dessus du prisme et le fond de l'entaille.

Le dernier paramètre inconnu du modèle présenté à la figure 2.5 est le facteur γ_{ct} . Il s'agit d'un coefficient de tenue partiel utilisé pour le béton de fibres d'acier en traction.

Tous ces derniers calculs permettent enfin d'obtenir la courbe contrainte-déformation en traction d'un béton de fibres selon le comité RILEM.

Plusieurs réponses postfissuration sont donc proposées pour un béton de fibres mais aucun consensus n'a encore été établi. Toutefois, seul le modèle impliquant un essai de caractérisation, la méthode du comité RILEM, permet de prédire entièrement le

comportement postfissuration. Les autres réponses postfissuration présument une résistance en traction constante.

2.4.2 Calcul de la capacité flexionnelle d'un béton fibré

À partir du comportement postfissuration du béton de fibres calculé à la section 2.4.1, beaucoup de chercheurs ont travaillé à l'évaluation de la capacité flexionnelle du béton armé avec fibres d'acier. Parmi ces chercheurs, on peut mentionner Henager et Doherty (1976), Oh (1992), Dwaraknath et Nagaraj (1992), Criswell (1994), Bekaert (1995) et Filiatrault et Massicotte (1998).

Après avoir fait une revue des méthodes de calculs de capacité flexionnelle pour le dimensionnement d'un béton armé avec fibres d'acier, Filiatrault et Massicotte (1998) recommandent l'utilisation d'une équation proposée par Oh (1992) et basée sur la méthode de Henager et Doherty (1976), adaptée à l'approche canadienne :

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi_s' A_s' f_s' \left(\frac{a}{2} - d' \right) + \phi_f \sigma_{tu} b_w \frac{1}{2} (h-c) (h+c-a) \quad (2.12)$$

$$\text{où} \quad a = \frac{\left(\frac{\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s'}{b_w} \right) + \phi_f \sigma_{tu} h}{\phi_c \alpha_1 f_c' + \left(\frac{\phi_f \sigma_{tu}}{\beta_1} \right)} \quad (2.13)$$

Cette équation utilise la même approche que lorsqu'il s'agit de matériaux composite. Les paramètres f_y et f_s' représentent respectivement la limite élastique de l'acier d'armature et la contrainte atteinte dans l'armature comprimée. A_s et A_s' sont les aires des armatures tendue et comprimée et d et d' sont les distances entre la fibre la plus comprimée et, respectivement, le centre de gravité de l'armature tendue et le centre de gravité de

l'armature comprimée. Pour leur part, les facteurs ϕ_s , ϕ_s' , ϕ_f et ϕ_c sont les coefficients de tenue de l'acier tendu, de l'acier comprimé, des fibres et du béton définis dans la norme de béton A23.3-94 (CSA, 1994b), à l'exception de ϕ_f . Le paramètre a correspond à la hauteur du bloc équivalent de béton comprimé et c correspond à la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée. Les largeur et profondeur de la poutre de béton de fibres sont identifiées par b_w et h . Enfin, σ_{tu} est la résistance postfissuration calculée à l'aide de l'équation 2.2 et α_1 et β_1 sont des facteurs définis dans la norme de béton A23.3-94. Le schéma des contraintes et déformations d'une section de béton armé avec fibres d'acier est présenté à la figure 2.9.

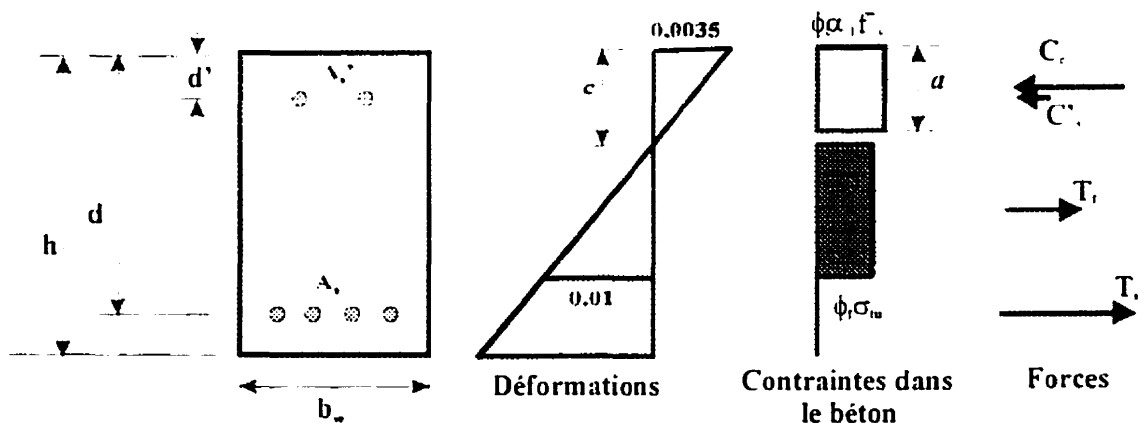


Figure 2.9 Schéma des contraintes et déformations d'une section de poutre en béton armé avec fibres d'acier

Ces équations (2.12 et 2.13) sont valides si la déformation en traction n'est pas supérieure à 1,0%. Cependant, si la déformation en traction excède cette valeur, on doit remplacer la valeur de h par une profondeur équivalente h_{eq} (Filiatrault et Massicotte, 1998). Le calcul devient alors un processus itératif. La profondeur h_{eq} se définit comme suit :

$$h_{eq} = \frac{a}{\beta_1} \left(1 + \frac{0.01}{0.0035} \right) \quad (2.14)$$

Casanova a aussi travaillé sur l'évaluation de la capacité flexionnelle mais sur le béton fibré sans armature d'acier. Il a développé un logiciel, « flexfibres », capable de calculer cette capacité en résolvant des systèmes de flexion composée à partir du diagramme caractéristique contrainte-ouverture de fissure (σ - w) obtenu de l'essai de traction uniaxiale sur éprouvette entaillée (1996).

Pour déterminer le diagramme caractéristique σ - w , Casanova (1996) propose de tout d'abord tracer les courbes obtenues des essais de traction uniaxiale. Lorsque l'aire de l'éprouvette entaillée est de même surface que l'aire de la section de l'élément dont on cherche la résistance en traction, la courbe σ - w obtenue pour chaque essai est tracée. Par contre, si l'aire de la section de l'élément est supérieure à l'aire de l'éprouvette testée, alors on regroupe les résultats des essais de plusieurs éprouvettes afin d'obtenir une surface équivalente à celle de la section de l'élément. Ainsi, la courbe moyenne d'un regroupement d'éprouvettes correspond à la courbe σ - w d'un seul essai. Puisqu'il faut connaître la dispersion des résultats pour tracer le diagramme caractéristique σ - w , de nombreux essais sont nécessaires, particulièrement dans le cas où plusieurs éprouvettes testées correspondent à une seule courbe σ - w étant donné que les résultats de plusieurs regroupements sont requis. Il peut s'avérer difficile de caractériser la dispersion d'un ensemble de courbes. Pour cette raison, la dispersion est plutôt évaluée sur l'énergie dissipée lors de l'essai c'est-à-dire sur l'aire sous la courbe entre deux ouvertures de fissures, soit w_i qui dépend des conditions d'essai et w_m qui correspond à w_{max} selon l'application donnée. On trace alors le diagramme correspondant à l'énergie moyenne des courbes. Présupposant que cette énergie suit une loi normale, on peut en estimer l'écart-type. On peut ensuite définir l'énergie caractéristique E^* , par analogie avec les lois sur le béton (Lacroix et al., 1982), à l'aide de la relation suivante :

$$E^* = E_{\text{moyenne}} - k(n) \cdot s \quad (2.15)$$

où E_{moyenne} est l'énergie moyenne des courbes σ - w , $k(n)$ est le coefficient de Student pour un fractile de 5% dépendant du nombre d'essais et s est l'écart-type. Finalement, le diagramme caractéristique s'obtient en multipliant les valeurs de la courbe moyenne par E^*/E_{moyenne} . Ce diagramme caractéristique est présenté sur la figure 2.10.

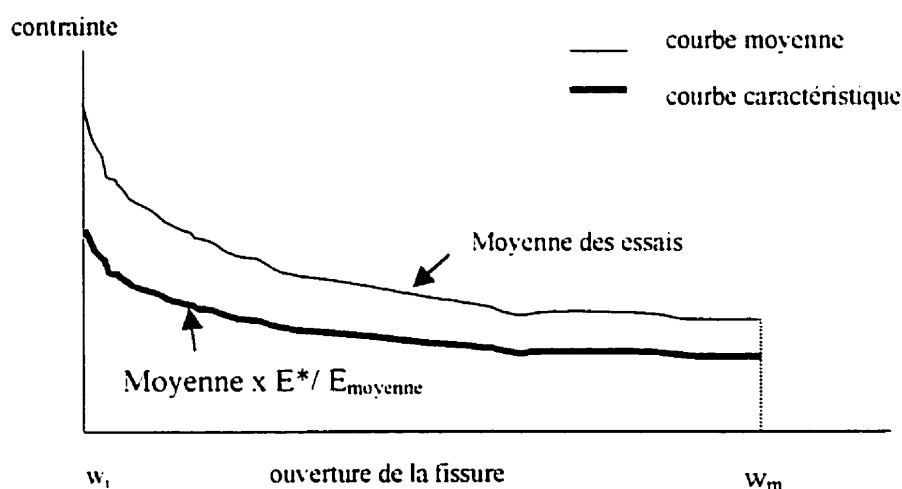


Figure 2.10 Diagramme caractéristique contrainte-ouverture de la fissure

Le modèle créé par Casanova (1996) consiste en une poutre présentant une ou plusieurs fissures localisées et propagées où chacune des sections fissurées devient une charnière plastique. La poutre peut donc être modélisée par une série de tronçons élastiques assemblés par ces charnières.

L'objectif de cette modélisation est de déterminer une relation moment-rotation. Le modèle peut résoudre un système de flexion composée soit :

$$N_b + N_f = N_{ext} \quad (2.16)$$

$$M_b + M_f = M_{ext} + M_{N_{ext}} \quad (2.17)$$

où

$$N_f = \int_0^{\alpha h} \sigma_f \left[\left(1 - \frac{z}{\alpha h} \right) w \right] b \cdot dz \quad (2.18)$$

$$N_b = \int_{\alpha h}^h \sigma_b [\chi \cdot (z - \alpha h - y_l)] b \cdot dz \quad (2.19)$$

$$\text{et } y_l = \frac{\sigma_{cr}}{E_\chi} \quad (2.20)$$

$$M_f = \int_0^{\alpha h} \sigma_f \left[\left(1 - \frac{z}{\alpha h} \right) w \right] b \cdot z \cdot dz \quad (2.21)$$

$$M_b = \int_{\alpha h}^h \sigma_b [\chi \cdot (z - \alpha h - y_l)] b \cdot z \cdot dz \quad (2.22)$$

N_b est l'effort normal repris par le béton tandis que N_f est celui repris par les fibres et calculé à partir du diagramme caractéristique σ - w obtenu des essais de traction directe. N_{ext} est quant à lui l'effort normal extérieur appliqué. Pour les moments résistants, M_b est celui du béton et M_f est celui des fibres. Les moments appliqués sont M_{ext} , le moment extérieur, et $M_{N_{ext}}$, le moment dû à l'effort normal extérieur. Les contraintes σ_b , σ_f et σ_{cr} sont respectivement les contraintes reprises par le béton, reprises par les fibres et de fissuration en traction. Les paramètres αh et w se rapportent à la fissure soit la hauteur de la fissure et son ouverture. La largeur de la section est donnée par b et sa hauteur par h . Enfin, y_l représente l'ordonnée où est atteinte la contrainte de fissuration, χ est la

courbure de la partie non fissurée (couche supérieure de la poutre), et E_x est le module élastique de cette section non fissurée.

La zone située autour de la fissure est perturbée. On modélise donc cette zone en 2 couches : supérieure et inférieure. La couche supérieure n'est pas fissurée alors la théorie des poutres s'applique. La couche inférieure est de la hauteur de la fissure αh et correspond à deux blocs rigides reliés en un point. La longueur Δf de cette zone perturbée est de deux fois la hauteur de la fissure ($2\alpha h$). Si on pose que la courbure varie de façon parabolique de χ_m au droit de la fissure à χ_e sur la distance $\Delta f/2$, alors on peut résoudre le système à partir d'une courbure au droit de la fissure. Il s'agit d'un processus itératif. Pour connaître plus de détails sur la méthode développée par Casanova, il est recommandé de consulter l'ouvrage de Rossi (1998).

2.5 Fatigue

La résistance à la fatigue est un critère important pour les ponts et les fibres peuvent permettre d'augmenter la résistance à la fatigue d'un béton. En effet, Criswell (1994) rapporte que des analyses numériques ont démontré que les fibres diminuent la propagation de fissures dans une poutre de béton armé et qu'une plus grande résistance à la fatigue en résultent. Également, Ramakrishnan et al. (1987) mentionnent que la limite d'endurance d'un béton blanc en fatigue est d'environ 50% à 55% de sa résistance en statique tandis qu'un béton de fibres offre en fatigue jusqu'à 90% à 95% de sa résistance statique. Les fibres semblent donc apporter une contribution intéressante. Toutefois, aucun essai de fatigue n'a été réalisé jusqu'à maintenant, à notre connaissance, sur des éléments préfissurés.

CHAPITRE 3

CONSTRUCTION DE DALLES DE PONTS EN BÉTON HAUTE PERFORMANCE AVEC FIBRES D'ACIER

Ce chapitre traite de la construction de deux dalles de ponts en béton haute performance et fibres d'acier. Tout d'abord, l'objectif de ces constructions, les caractéristiques du BHPFA à formuler ainsi que les mesures spécifiques au BHPFA à réaliser seront décrites. Ensuite, le déroulement des constructions de la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme ainsi que d'une portion de la dalle du pont de la route 138 à Maskinongé sera présenté. Enfin, des observations relevées lors de ces constructions seront partagées.

3.1 Contexte

Afin de s'assurer de la faisabilité de la mise en place d'un béton haute performance à haut dosage en fibres d'acier en conditions industrielles, des constructions de dalles de pont s'avéraient nécessaires. Bien que l'objectif final du programme de recherche soit la construction de dalles de ponts avec réduction des aciers d'armature, il a été décidé, dans un premier temps, de ne pas réduire la quantité d'armature. En effet, comme il s'agit de concentrer les efforts sur la qualité du béton et sur sa mise en place, les fibres ne sont pas prises en compte directement dans la conception de la dalle. La fiabilité structurale et la sécurité de l'ouvrage ne sont donc pas mises en jeu.

Deux ponts ont été choisis pour la construction de dalles de tablier en BHPFA à haut dosage en fibres. Le premier pont est le pont des Cascades à St-Jérôme et le deuxième est celui sur la route 138 à Maskinongé. Leurs conception et construction ont été réalisées par des entreprises et le ministère des Transports du Québec. L'École Polytechnique effectuait le suivi de la construction de ces dalles.

3.1.1 Caractéristiques du BHPFA utilisé pour ces dalles de ponts

En se basant sur l'étude réalisée par Dzeletovic et Massicotte (1998) sur l'optimisation des mélanges de béton de fibres dans laquelle des dosages de 60, 80 et 100 kg/m³ ont été utilisés, le dosage en fibres du mélange pour ces dalles de ponts a été fixé à 80 kg/m³. Ce dosage permet d'assurer l'effet structural des fibres. Un dosage un peu plus faible (jusqu'à 60 kg/m³) aurait probablement été suffisant pour permettre le comportement structural recherché à condition de garantir une répartition uniforme des fibres dans l'ensemble de la dalle. Également, pour faire ressortir les problèmes potentiels lors de la mise en place du béton sans trop exiger des fournisseurs de béton, un dosage de 80 kg/m³ demeure plus conservateur.

Le mélange de béton à optimiser devait répondre aux exigences du ministère des Transports du Québec dictées au CCDG (1997) pour les dalles de tabliers soit un BHP de type XIII-A, à l'exception de l'affaissement étant donné qu'il ne s'agit pas d'une caractéristique représentative pour le béton de fibres. Ces caractéristiques sont mentionnées au tableau 3.1.

Tableau 3.1 Caractéristiques d'un béton de type XIII-A selon le CCDG (1997)

Résistance à 28 jours (MPa)	50
Quantité minimum de ciment (type 10SF) (kg/m ³)	360
Rapport Eau/liant maximum	0.37
Gros granulat (mm)	5-14
Teneur en air (%)	4-7
Affaissement (mm) ± 40 mm	160

La fibre spécifiée au devis pour le mélange de béton est celle utilisée lors de l'étude faite par Dzeletovic et Massicotte (1998), soit une fibre d'acier tréfilé de type à crochets. Cette fibre mesure 60 mm de longueur et 0.80 mm de diamètre. Ces fibres sont collées en plaquettes et se séparent dans le mélange de béton lorsque la colle se dissout dans l'eau. Ce type de fibres a été utilisé au pont de Maskinongé. Par contre, une fibre équivalente pouvait également être proposée par le fournisseur de béton. Pour cette raison, un autre type de fibres a été employé pour la dalle du pont de St-Jérôme, un choix du fournisseur de béton, soit une fibre d'acier tréfilé droite à bouts aplatis d'une longueur de 50 mm et de 1.0 mm de diamètre. Ces fibres sont individuelles; elles ne sont donc pas collées en plaquettes. Les propriétés de ces deux types de fibres sont indiquées au tableau 3.2.

Tableau 3.2 Propriétés des fibres utilisées

Type de fibres	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Élancement	Contrainte de rupture de l'acier (MPa)
A crochets	60	0.8	75	1035
Droites à bouts aplatis	50	1.0	50	1150

3.1.2 Coulées de convenance

Une coulée de convenance est une coulée de pratique qui doit se faire dans les mêmes conditions que celles de la vraie coulée de la dalle c'est-à-dire que la même recette de béton doit être formulée, le même équipement doit être utilisé et les mêmes méthodes de mise en place et de finition doivent être exécutées. Il s'agit d'une reproduction de la vraie coulée.

Au moins deux semaines avant la construction d'une dalle en BHP, le CCDG exige une coulée de convenance afin de vérifier la qualité du béton livré. Ces coulées permettent d'ajuster le mélange ou la méthode de mise en place et doivent être répétées si les exigences du devis ne sont pas rencontrées. Dans le cas du béton fibré, on suit les exigences du CCDG applicables aux BHP auxquelles s'ajoutent des spécifications propres à l'utilisation des fibres à haut dosage. Par exemple, le délai fixé pour les projets de l'été 1998 a été augmenté à trois semaines. De plus, trois items peuvent poser un problème en chantier et nécessitent de ce fait une attention particulière: la maniabilité du mélange, l'introduction des fibres à haut dosage pour un grand volume de béton et la dispersion des fibres dans le mélange.

3.1.3 Contrôle du BHPFA en chantier

En chantier, en plus du test du pourcentage d'air, certains tests propres au BHPFA doivent être effectués. Par exemple, la maniabilité du béton doit être vérifiée. Comme le test de l'affaissement avec le cône d'Abrams est un outil mal adapté à la mesure de la maniabilité des bétons de fibres, on utilise plutôt un maniabilimètre. Le maniabilimètre de l'École Polytechnique, baptisé maniabilimètre EPM, est une adaptation d'un appareil développé en France permettant la mesure de la maniabilité des bétons (Dzeletovic et Massicotte, 1998). Il est fait d'une boîte en bois placée sur une table vibrante ayant deux compartiments séparés par une cloison amovible, comme montré sur la figure 3.1. Lors d'un essai, on remplit de béton un seul côté du maniabilimètre, on soulève ensuite la cloison amovible en activant simultanément la table vibrante. L'indice de maniabilité mesuré est le temps que prend le béton pour atteindre un repère tracé dans le compartiment vide adjacent qui correspond à une surface horizontale du volume de béton. L'appareil utilise un volume de 30 litres de béton.

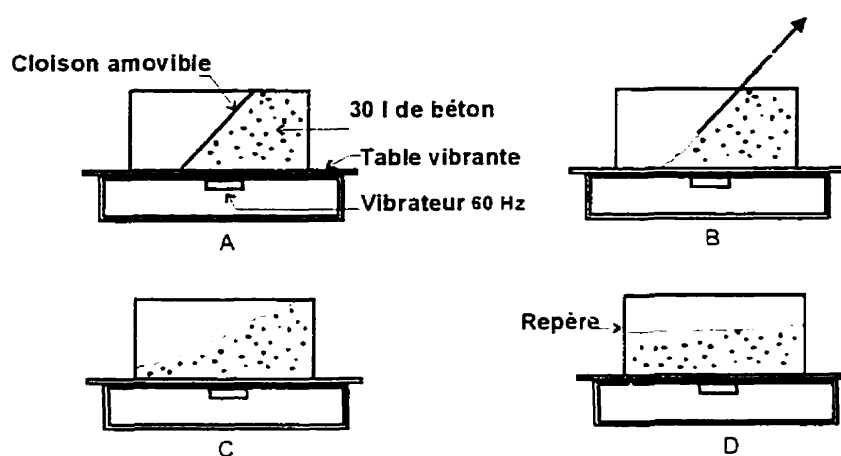


Figure 3.1 fonctionnement du maniabilimètre EPM de l'École Polytechnique

Deux maniabilimètres EPM existent à ce jour: le maniabilimètre EPM-I et le maniabilimètre EPM-II. Les deux appareils possèdent des boîtes identiques mais le maniabilimètre EPM-II utilise une table vibrante de puissance moindre que le modèle initial. Par conséquent, les temps d'écoulement sont plus longs sur le maniabilimètre EPM-II. Les classes de maniabilité selon les temps d'écoulement sont données au tableau 3.3. Également, les maniabilimètres EPM-I et EPM-II sont montrés aux figures 3.2 et 3.3.

Tableau 3.3 Classes de maniabilité des maniabilimètres EPM-I et EPM-II

Temps d'écoulement (s)		Consistance	Applicabilité
M. EPM-I	M. EPM-II		
1 à 4	1 à 4	Fluide	Ségrégabilité possible
5 à 9	5 à 11	Très plastique	Maniabilité optimale des Bétons de fibres
10 à 15	12 à 20	Plastique	
16 à 30	21 à 30	Raide	Non applicable pour les bétons de fibres
≥ 30	≥ 30	Très raide	



Figure 3.2 Maniabilimètre EPM-I



Figure 3.3 Maniabilimètre EPM-II

Un contrôle sur la quantité de fibres présentes dans le béton doit également être effectué. Pour ce faire, un comptage des fibres est requis. Idéalement, il faut retirer les fibres du béton en chantier. Le volume idéal pour le comptage des fibres est celui du récipient calibré de 7 litres utilisé pour la mesure de l'air sur le béton frais en chantier. Le comptage peut ensuite être fait ultérieurement.

La méthode employée lors de la construction des deux dalles de ponts consistait à délayer le volume de béton prélevé dans un seau d'environ 20 litres et de le passer à proximité d'un aimant afin de séparer les fibres du béton. Les fibres étaient ensuite recueillies à la main et placées dans un sac identifié pour être apportées en laboratoire. Elles étaient alors nettoyées et séchées avant d'être pesées. La masse de ces fibres permettait de vérifier leur dosage dans le béton. Cette méthode a été employée avec succès sous deux versions différentes aux ponts de St-Jérôme et de Maskinongé.

Au pont de St-Jérôme, l'appareil utilisé pour séparer les fibres du béton a été prêté par le fournisseur de béton. Il s'agit d'un appareil de forme cylindrique muni d'un aimant au centre. Lorsque le béton préalablement délayé dans l'eau était versé dans l'appareil, les fibres restaient collées sur l'aimant. Pour améliorer le processus de glissement du béton, des vibrations de l'aimant étaient possibles en utilisant du courant électrique. Ce séparateur de fibres est montré sur la figure 3.4.



Figure 3.4 Séparateur de fibres utilisé au pont de St-Jérôme

Au pont de Maskinongé, le contrôle sur le dosage en fibres était cette fois réalisé avec le séparateur de fibres Degrange-Fortier-Massicotte (DFM) mis au point à l'École Polytechnique. Cet équipement emploie un aimant localisé sous une glissière en acier inoxydable. Une fois le volume de béton prélevé déposé dans l'eau, il était simplement versé lentement sur la glissière. Au moyen d'un boyau d'arrosage habituellement disponible sur les bétonnières, les granulats étaient séparés des fibres qui restaient toutes sur la glissière. Par prudence, un récipient était placé à la base de la glissière afin de recueillir les très rares fibres qui pouvaient ne pas être restées sur la glissière. On les recueillait ensuite à la main ou on décidait de repasser le tout sur la glissière pour un second tri. La figure 3.8 présente le séparateur de fibres Degrange-Fortier-Massicotte (DFM).



Figure 3.5 Séparateur de fibres DFM utilisé au pont de Maskinongé

3.2 Construction de la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme

La première dalle de tablier de pont à être construite en béton haute performance avec fibres d'acier est celle du pont des Cascades à St-Jérôme.

3.2.1 Description du pont

Ce pont est situé au-dessus de la rivière du Nord, sur le boulevard J.-B. Rolland. Le tablier du pont, d'une portée simple de 39 m, est fait de sept poutres préfabriquées en béton précontraint supportant une dalle de 220 mm d'épaisseur. Le volume de béton de fibres mis en place est de 155 m³. Cet ouvrage est conçu par la firme Dessau-Soprin de Laval. Comme le projet comporte un certain risque technologique et qu'il fait appel à une technologie nouvelle, le financement des coûts de construction de la dalle est assuré par le biais du *Programme d'infrastructures fédéral-provincial-municipal*. L'entreprise Simard et Beaudry agit à titre d'entrepreneur général. La géométrie du pont est donnée à la figure 3.6 alors que la figure 3.7 présente un aperçu général du pont complet.

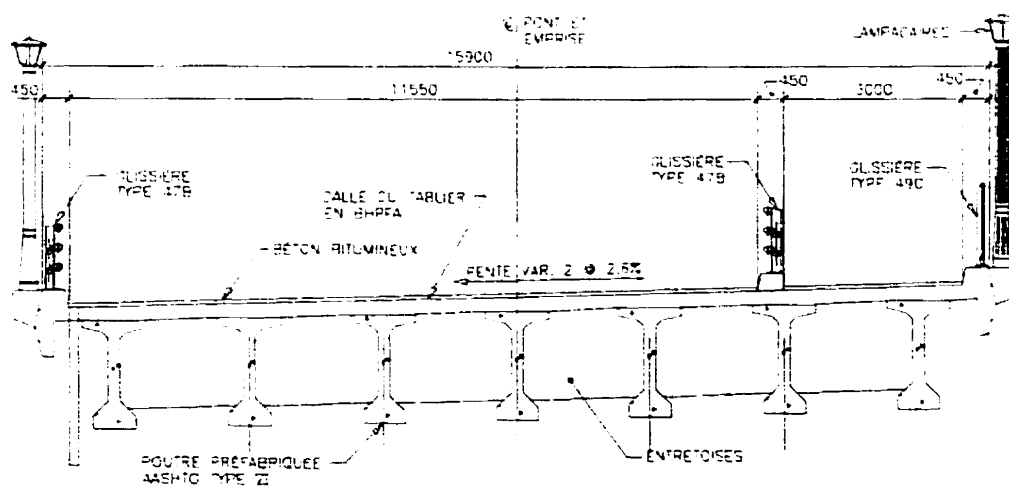


Figure 3.6 Géométrie du pont des Cascades à St-Jérôme



Figure 3.7 Vue du pont des Cascades à St-Jérôme

3.2.2 Déroulement des coulées de convenance et de la coulée de la dalle du pont

Pour le pont des Cascades, une première coulée de convenance, un volume de 4.0 m³ de BHPFA, a été effectuée le 12 août 1998. Tel que spécifié au devis, le mélange de béton comportait des fibres d'acier de type à crochets. Les fibres ont été ajoutées au béton à l'usine avant le départ de la bétonnière vers le chantier. La mise en place du béton s'est faite au moyen d'une grue et d'un godet et le béton était vibré à l'aide d'un vibreur à aiguille. La finition de la dalle de BHPFA a été effectuée à la main à l'aide d'une truelle, comme un BHP sans fibres.

Le béton fibré de cette coulée était peu maniable dû à la présence d'oursins (amoncellements de fibres) et à la ségrégation. Également, l'utilisation du godet était parfois laborieuse à cause de ces oursins puisque les fibres en gênaient l'écoulement. De plus, la teneur en air du béton était instable et beaucoup de bulles d'air étaient présentes à la surface du béton. Enfin, 12 heures après la coulée, le béton ne semblait pas encore avoir fait prise.

Étant donné la qualité insatisfaisante du béton livré, une deuxième coulée de convenance a été requise. Cette seconde coulée de convenance de 6.0 m³ de BHPFA s'est tenue le 17 septembre 1998. Cette fois, le fournisseur de béton a préféré utiliser un autre type de fibres, soit des fibres droites à bouts aplatis mesurant 50 mm de longueur et 1.0 mm de diamètre. Les mêmes méthodes de mise en place, de vibration et de finition ont été adoptées.

Cette deuxième coulée de convenance a été réussie. La maniabilité était excellente et aucun oursin n'était présent dans ce béton. La teneur en air était bonne et paraissait stable. L'utilisation du godet était aisée et une belle finition a été obtenue.

Enfin, la coulée de la dalle du tablier du pont des Cascades a eu lieu le 5 novembre 1998. Comme il a été convenu lors de la deuxième coulée de convenance, des fibres droites à bouts aplatis ont été utilisées pour le béton de la dalle. Les fibres ont été introduites dans le béton à l'usine avant le départ de la bétonnière vers le chantier. Comme lors des coulées de convenance, la mise en place du béton a été faite au moyen d'une grue et d'un godet. Une vibration du béton à l'aide d'un vibreur à aiguille a été effectuée. La finition a été faite entièrement à la main à la truelle.

La coulée de la dalle s'est bien déroulée. Les bétonnières ont pris du retard pour les derniers camions mais la mise en place du béton s'est effectuée pour sa part sans

contretemps. Une finition aussi belle que pour un BHP sans fibres a été obtenue. La finition de la dalle est montrée sur la figure 3.8.



Figure 3.8 Finition de la dalle du tablier du pont des Cascades à St-Jérôme

3.2.3 Résultats relevés lors des coulées de convenance et de la coulée de la dalle

Les mélanges des bétons utilisés pour chacune des trois coulées sont présentés au tableau 3.4.

Tableau 3.4 Mélanges des coulées relatives au pont des Cascades à St-Jérôme

Paramètre	1 ^{ère} Coulée de convenance (12 août 1998)	2 ^{ème} Coulée de convenance (17 septembre 1998)	Mise en place de la dalle (5 novembre 1998)
Fibres : 80 kg/m ³	à crochets	droites à bouts aplatis	droites à bouts aplatis
Volume fabriqué (m ³)	4.0	6.0	155.0
Ciment 10SF (kg/m ³)	400	400	400
Eau (kg/m ³)	147	147	147
Sable (kg/m ³)	931	931	931
Pierre 5-14 mm (kg/m ³)	869	869	869
Superplastifiant (ml/m ³)	6000	6000	6000
Entraîneur d'air (ml/m ³)	200	200	200
Retardateur de prise (ml/m ³)	400	400	400
Réducteur d'eau (ml/m ³)	740	600	600
Rapport Eau/liant	0.37	0.37	0.37
Rapport S/P	1.07	1.07	1.07

Les mesures prises sur le béton frais lors des deux coulées de convenances du pont des Cascades de St-Jérôme sont indiquées au tableau 3.8. De plus, les observations faites lors de chacune de ces coulées y sont résumées.

Tableau 3.5 Mesures sur le béton frais et observations relevées lors des 2 coulées de convenance du pont de St-Jérôme

Paramètre	1^{ère} Coulée de convenance (12 août 1998)	2^{ème} Coulée de convenance (17 septembre 1998)
Air (%)	7.2 (90)	6.4 (65)
(temps en min)	2.0 (150)	6.0 (95)
Maniabilimètre EPM-I (s)	9	9
Fibres (kg/m ³)	100-100	79-82
Observations	Mélange peu maniable; formation d'oursins; présence de grosses bulles à la surface des dalles	Mélange maniable et homogène; bonne fluidité à la sortie du godet

Malgré les nombreuses bulles d'air à la surface du béton fibré de la première coulée de convenance, la teneur en air ne dépassait que de peu la limite imposée par le CCDG de 7.0%. Par contre, cette teneur en air était très instable. En effet, la teneur en air du béton diminuait avec le temps étant donné que l'air s'évacuait du béton, d'où la présence de ces bulles d'air. Lors de la deuxième coulée de convenance, la teneur en air respectait les limites prescrites de 4.0% à 7.0%

Même si le temps d'écoulement donné par le maniabilimètre EPM-I suppose une bonne maniabilité lors de la première coulée de convenance, le béton fibré de cette coulée était tout de même peu maniable à cause de la présence d'oursins. Pourtant, le béton de la deuxième coulée de convenance obtenait le même temps d'écoulement et ce béton était d'une bonne maniabilité. On peut donc en conclure que la maniabilité d'un béton fibré ne doit pas être seulement jugée par son temps d'écoulement mais aussi par sa ségrégabilité et par la présence d'oursins.

Lors de la première coulée de convenance, deux volume de béton ont été prélevés en chantier. Ces deux échantillons ont permis de constater une mauvaise dispersion des fibres dans le béton étant donné que le dosages de ces volumes correspondaient à des dosages supérieurs à 80 kg/m^3 , ce qui implique que d'autres échantillons du mélange auraient obtenus des dosages inférieurs à 80 kg/m^3 . Par contre, le béton de la deuxième coulée de convenance semblait avoir une bonne répartition des fibres puisque les deux échantillons recueillis obtiennent des dosages en fibres très près de 80 kg/m^3 .

Les mesures prises sur le béton frais lors de la coulée de la dalle sont, quant à elles, beaucoup plus nombreuses étant donné le nombre de voyages de bétonnières nécessaires pour couler 155 m^3 de béton. Le tableau 3.6 présente ces mesures soit la quantité de fibres relevées, la maniabilité, la teneur en air mesurée par le laboratoire chargé de la surveillance ainsi que des observations sur le béton livré par les différents camions.

Afin d'assurer un bon contrôle sur la maniabilité du béton, elle était vérifiée sur un échantillon pris dans environ un camion sur deux. Les temps d'écoulement se sont classés presque tous dans la catégorie de maniabilité optimale pour les bétons fibrés. On peut donc en conclure que le béton fibré de la coulée de la dalle avait en général une bonne maniabilité.

La teneur en air se tenait généralement dans les limites supérieures acceptables soit entre 6.0% et 7.0%. Toutefois, sur certains échantillons, elle dépassait légèrement la limite prescrite par le CCDG de 7.0%.

Le dosage en fibres variait quelque peu d'un échantillon à l'autre. Toutefois, on peut considérer que la répartition des fibres s'avère être bonne sauf pour les premiers et derniers camions.

Tableau 3.6 Mesures et observations sur le béton de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme

Camion	Quantité de fibres (kg/m ³)	Maniabilité (s)		teneur en air (%)	Observations
		EPM-I	EPM-II		
1	65.1	12	12	7	Fluide mais un peu de ségrégation
2	63.9	4.3	11	6.6	
6	78.5		7		
8	76.2		7		
10	75.0		9		
13	83.9				Un peu trop fluide, beaucoup de bulles Beaucoup de bulles Fluide Trop fluide
15	72.9		5	6.2	
16				8	
17	66.6		4	7.4	
18			4		
Moyenne	72.76				Sommaire : Béton facile à mettre en place. Finition comme un BHP.
Écart type	7.06				

Des mesures sur le béton durci de chacune des trois coulées ont également été prises par le laboratoire chargé de la surveillance. Ces mesures, telles la résistance à la compression, le pourcentage d'air entraîné et le facteur d'espacement concernant le réseau de bulles d'air ($\bar{L}$) figurent au tableau 3.7.

Tableau 3.7 Mesures sur le béton durci des coulées relatives au pont des Cascades de St-Jérôme

Paramètre	1 ^{re} Coulée de convenance (12 août 1998)	2 ^{ème} Coulée de convenance (17 septembre 1998)	Mise en place de la dalle (5 novembre 1998)
Résistance à la compression : 5 jours (MPa)	47.4	42.7	42.5
Résistance à la compression : 28 jours (MPa)	68.7	59.3	61.6
Air entraîné (%)	ND	5.1	5.5
$\bar{L}$ (µm)	ND	308	264

Les propriétés mécaniques du béton durci des trois coulées répondent aux exigences spécifiées au devis et dictées par le CCDG (1997). En effet, les bétons ont une résistance à la compression à 28 jours supérieure à 50 MPa. Aussi, la quantité d'air entraîné respecte les limites prescrites de 4.0% à 7.0%. Par contre, le réseau de bulles d'air ne respecte pas les exigences du CCDG en ce qui a trait au facteur d'espacement fixé à 230 µm mais le ministère des Transports a augmenté pour les BHP pompés la limite maximale à 325 microns. Pour l'instant, le MTQ accepte cette même limite pour les BHPFA. Par conséquent, les bétons de fibres coulés lors de la deuxième coulée de convenance et celui de la coulée de la dalle du tablier du pont obtiennent des $\bar{L}$ adéquats.

3.2.4 Spécimens fabriqués lors de ces coulées

Plusieurs spécimens ont été fabriqués lors de ces trois coulées de béton fibré. Beaucoup d'entre eux ont servi à caractériser le matériau. Les résultats obtenus de ces essais de caractérisation sont présentés au chapitre 5. Également, un essai structural a été réalisé

sur un spécimen de dalle fabriqué lors de la deuxième coulée de convenance. Les résultats de cet essai se retrouvent au chapitre 4. Enfin, des échantillons de béton ont été prélevés pour le comptage des fibres. Il est à noter que certains spécimens n'ont pas été utilisés et sont conservés pour des études ultérieures. Tous les spécimens fabriqués ou prélevés lors de ces coulées sont énumérés au tableau 3.8.

Tableau 3.8 Spécimens fabriqués ou prélevés lors des coulées relatives au pont des Cascades de St-Jérôme

Coulée	Spécimen	Essai ou mesure
Première coulée de convenance Fibres à crochets	1 dalle 2400x500x220 mm avec 2-15M bas	Non utilise
	3 dalles 1500x1500x220 mm avec divers rangs de 15M@250 dans les deux directions : haut/bas, bas, centre	Non utilisés Conservées pour essais de torsion lors d'études éventuelles
	3 prismes 762x150x150 Échantillons de 7 litres	Flexion RILEM Comptage des fibres
Deuxième coulée de convenance Fibres droites à bouts aplatis	1 dalle 2400x500x220 mm avec 2-15M bas	Essais de flexion Carottes pour traction directe
	3 prismes 762x150x150 Échantillons de 7 litres	Flexion RILEM Comptage des fibres
Mise en place de la dalle du pont Fibres droites à bouts aplatis	3 prismes 762x150x150 Échantillons de 7 litres	Flexion RILEM Comptage des fibres

3.2.5 Instrumentation du pont

En plus des spécimens fabriqués et prélevés lors de la coulée de la dalle du tablier du pont des Cascades de St-Jérôme, ce pont a été instrumenté. En effet, six cordes vibrantes et quatre thermocouples ont été noyés dans la dalle à l'extrémité est du pont. Les cordes vibrantes étaient disposées en rosette soit une corde placée longitudinalement, une autre transversalement et une troisième verticalement. Une rosette était installée au-dessus d'une poutre et la seconde rosette était située dans la dalle entre deux poutres. Pour leur part, deux thermocouples ont été posés avec chaque rosette. Ces instruments étaient branchés à un système d'acquisition de données autonome soit le CR10 de Campbell Scientific. La procédure de lecture des instruments était programmée. Une lecture avait lieu à tous les 30 minutes. Les informations lues par ces instruments ont été enregistrées pendant le premier mois suivant la coulée de la dalle du tablier. La cueillette des données s'est effectuée deux fois pendant le mois à l'aide d'un ordinateur portable branché directement au CR10. Les données recueillies ont permis de connaître le retrait et la température ayant lieu durant le premier mois suivant les travaux. À l'aide de ces mesures, il est possible de déterminer les efforts provoqués par le retrait et les effets thermiques pour un béton de fibres au jeune âge. Plus de détails concernant les résultats de ces mesures in situ se retrouvent dans Massicotte et al. (1999).

3.3 Construction d'une portion de la dalle de Maskinongé

Une deuxième dalle de tablier de pont est construite en béton haute performance avec fibres d'acier. Il s'agit en fait d'une portion de la dalle du pont de Maskinongé. Encore une fois, les fibres ne sont pas prises en compte directement dans la conception de la dalle. Il n'y a donc aucune réduction d'armature. Les efforts sont concentrés sur la qualité du béton et sur sa mise en place.

3.3.1 Description du pont

Le Pont de Maskinongé est situé sur la route 138 au-dessus de la rivière Maskinongé dans la municipalité du même nom. Il s'agit d'un nouvel ouvrage qui remplace entièrement un pont existant devenu désuet. Le pont possède un tablier continu sur trois lignes d'appuis avec deux portées de 31.4 m chacune. Le tablier est constitué de cinq poutres d'acier et d'une dalle en BHP de 220 mm d'épaisseur. Seule la portion de la dalle au-dessus de la pile centrale est faite de béton de fibres, pour un volume total d'environ 45 mètres cube. La conception de la structure est réalisée par la direction des Structures du ministère des Transports du Québec. L'entreprise Grandmont et Fils agit à titre d'entrepreneur général. La géométrie du pont est donnée à la figure 3.9 tandis que la figure 3.10 présente un aperçu général du pont complété.

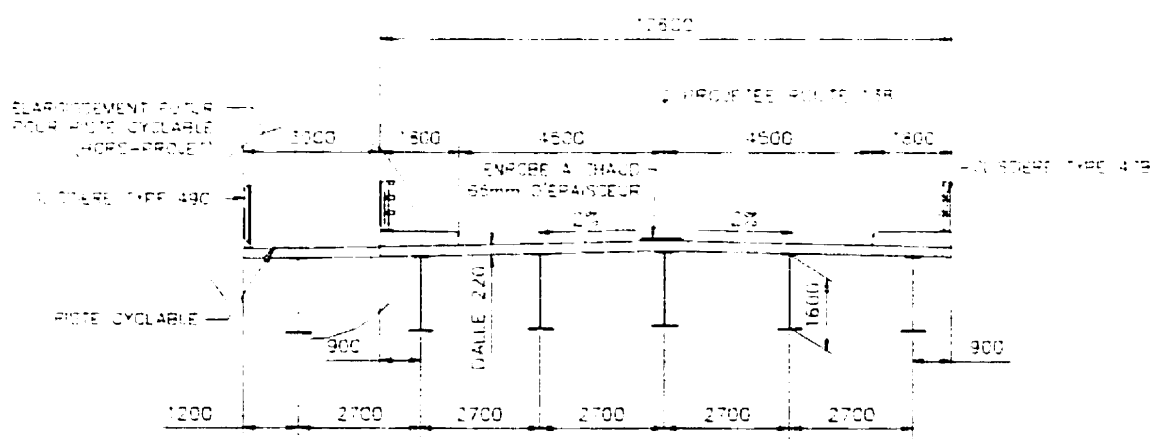


Figure 3.9 Géométrie du pont de Maskinongé



Figure 3.10 Vue du pont de la route 138 à Maskinongé

3.3.2 Déroulement des coulées de convenance et de la coulée de la dalle du pont

Une première coulée de convenance d'un volume de 4.0 m³ de béton s'est tenue au chantier du pont de Maskinongé le 3 novembre 1998. La fibre à crochets est exigée au devis. De plus, puisque des fibres droites à bouts aplatis ont été utilisées au pont de St-Jérôme, deux types de fibres auront été essayées lors de mise en place de BHP à haut dosage en fibres pour des dalles de tabliers de ponts. Le béton fabriqué lors de cette première coulée ne rencontre pas les exigences prescrites. Le fournisseur de béton doit donc ajuster son mélange.

De nombreuses coulées additionnelles sont ensuite réalisées à l'usine du fournisseur de béton. Lors des ces coulées d'ajustements, plusieurs constituants ont été modifiés. Des

changements ont été effectués au niveau du type de fibres, du superplastifiant, de l'agent entraîneur d'air, et de la sorte de granulat. La teneur en air du béton frais était soit trop élevée ou trop faible selon les mélanges réalisés. Finalement, le mélange le plus performant a été réalisé à l'usine le 23 novembre 1998 en soirée lors d'une coulée de 3.0 m³ de béton de fibres. Ce mélange utilisait les fibres à crochets. À cause d'un échéancier serré, ce mélange a été accepté même si le fournisseur n'a pu parvenir à identifier précisément les causes des problèmes.

Le 27 novembre 1998, la coulée d'une portion de dalle de tablier du pont de Maskinongé a eu lieu. Un volume d'environ 45 m³ de BHP avec fibres à crochets a été coulé. Les fibres ont été introduites dans la bétonnière à l'usine avant le départ du camion vers le chantier. La mise en place du béton de fibres a été faite au moyen d'une grue et d'un godet, comme pour la dalle du pont de St-Jérôme. Pour la finition, l'usage d'un finisseur automoteur de type Gomaco a permis de bien lisser le béton en surface et d'assurer une épaisseur adéquate de la dalle. Également, une finition à la truelle a été effectuée par la suite, selon la même méthode effectuée pour les autres portions de la dalle faites en BHP non fibré.

La coulée de la dalle s'est bien déroulée. La mise en place du béton ainsi que sa finition se sont très bien effectuées. La finition de la portion de la dalle en BHPFA est comparable à la finition des autres portions en BHP non fibré. La finition de cette dalle est montrée à la figure 3.11.

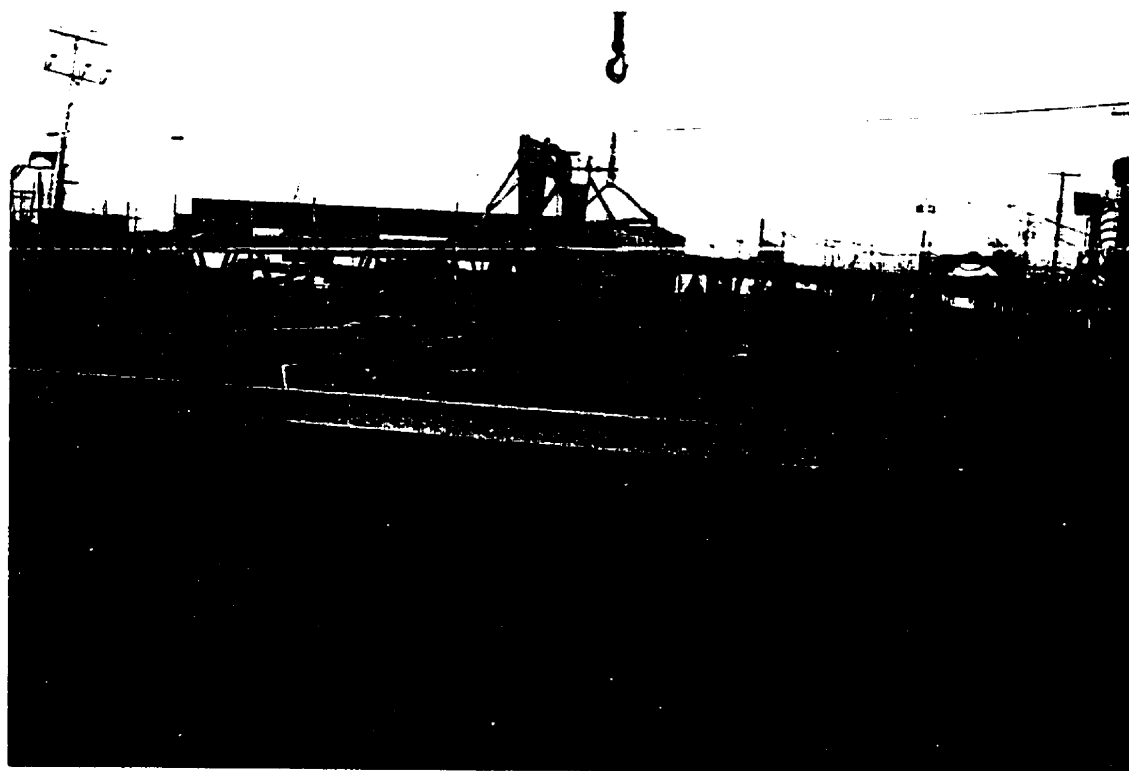


Figure 3.11 Finition de la dalle du pont de Maskinongé

3.3.3 Résultats relevés lors des coulées de convenance et de la coulée de la dalle

Plusieurs mélanges ont été formulés par le fournisseur de béton lors des coulées de convenance et d'ajustements ainsi que lors de la coulée de la dalle. Trois de ces mélanges sont décrits au tableau 3.9 soit le mélange de la première coulée de convenance, le mélange le plus performant des coulées d'ajustements, et le mélange de la coulée de la dalle.

Tableau 3.9 Mélanges utilisés pour des coulées relatives au pont de Maskinongé

Paramètre	Coulée de convenance (3 novembre 1998)	Coulée d'ajustements (23 novembre 1998)	Mise en place de la dalle (27 novembre 1998)
Fibres: 80 kg/m ³	fibres à crochets	fibres à crochets	fibres à crochets
Volume fabriqué (m ³)	4.0	3.0	60.0
Ciment 10SF (kg/m ³)	422	420	420
Eau (kg/m ³)	155	155	155
Sable (kg/m ³)	921	935	900
Pierre 5-14 mm (kg/m ³)	842	855	855
Superplastifiant (ml/m ³)	1372	5200	3500 à 5000
Entraîneur d'air (ml/m ³)	400	23	25
Rapport Eau/liant	0.37	0.37	0.37
Rapport S/P	1.09	1.09	1.05

Les mesures prises sur le béton frais lors de la coulée du 3 novembre 1998 et du 23 novembre 1998 sont indiquées au tableau 3.10. De plus, les observations faites lors de chacune de ces coulées y sont résumées.

La seule mesure prise sur le béton frais de la première coulée de convenance est la teneur en air. Elle excède largement la limite de 7.0% permise par le CCDG. Pour cette raison, aucune autre mesure n'a été effectuée puisque ce béton était rejeté.

La coulée d'ajustements du 23 novembre en soirée respectait les exigences prescrites au niveau de la teneur en air. Toutefois, elle était difficile à contrôler. Quant à elle, la maniabilité du béton correspondait à une maniabilité optimale pour un béton fibré.

Lors d'une des coulées d'ajustements, soit le 23 novembre en après-midi, la vérification du dosage en fibres avait été réalisée. Un échantillon de béton correspondant au volume du récipient calibré pour la mesure d'air a été prélevé. Le dosage en fibres avait alors été estimé à 71 kg/m³.

Tableau 3.10 Mesures prises sur le béton frais et observations relevées à certaines coulées relatives au pont de Maskinongé

Paramètre	Coulée de convenance (3 novembre 1998)	Coulée d'ajustements (23 novembre 1998)
Air avant fibres (%)	ND	6.4
Air après fibres (%)	13 (45)	5 (50)
(temps en min)		4.2 (95)
Maniabilimètre EPM-I (s)	ND	12
Observations	Mélange très maniable, presque autonivelant. Le béton n'avait pas durci 20 h. après la coulée.	Difficulté à contrôler l'air.

Les mesures prises sur le béton frais lors de la coulée de la dalle sont plus nombreuses puisqu'un contrôle est effectué sur plusieurs voyages de béton. Le tableau 3.11 présente donc la quantité de fibres relevées, la maniabilité et la teneur en air mesurée par le laboratoire chargé de la surveillance.

Tableau 3.11 Mesures sur le béton frais de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé

Camion	Quantité de fibres (kg/m ³)	Maniabilité (s) Maniabilimètre EPM-II	Teneur en air (%)
1	103	5	4.8 5.6 6.2
2	90 - 74	7	
3	80		
4	81 - 66	13	
5	82	7	
6	47		
7	73		
8	91	10	
Moyenne	78.7	Sommaire : Mélange fluide , facile à mettre en place et à finir	
Ecart type	15.4		

Le contrôle de la maniabilité a été exercé sur le béton provenant de cinq camions sur un total de huit camions ayant livré le béton au chantier. Ce nombre de tests de maniabilité constitue un échantillonnage très représentatif de la maniabilité globale du BHPFA de la dalle du tablier. Ainsi, il a été constaté que les temps d'écoulement de ce BHPFA correspondaient à la classe de maniabilité optimale pour un béton de fibres. De plus, aucune formation d'oursins n'a été observée. La teneur en air était vérifiée par le laboratoire chargé de la surveillance et se situe bien entre les limites de 4% à 7% imposées par le CCDG (1997).

Pour le contrôle sur le dosage en fibres, un échantillon de béton, ou parfois plus, a été prélevé sur chacun des camions. La moyenne des dosages estimés correspond au dosage

prescrit pour ce béton. Toutefois, la répartition des fibres n'est pas très homogène puisque l'écart-type des dosages estimés est assez élevé.

Des mesures sur le béton durci ont aussi été prises telles la résistance à la compression et le facteur d'espacement concernant le réseau de bulles d'air ($\bar{L}$). Ces informations ont été fournies par le laboratoire chargé de la surveillance et sont présentées au tableau 3.12.

Tableau 3.12 Mesures sur le béton durci de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé

Paramètre	Mise en place de la dalle (27 novembre 1998)
Résistance à la compression : 28 jours (MPa)	56.2
$\bar{L}$ (µm)	384

La résistance à la compression est adéquate puisqu'elle est supérieure à 50 MPa. Pour sa part, le facteur d'espacement du réseau de bulles d'air excède largement les limites permises par le CCDG fixé à 230 µm. Il est également supérieure à 325 microns, limite tolérée par le ministère des Transports pour les BHP pompés. Ce résultat n'a pas lieu de surprendre étant donné que le contrôle de l'air s'est avéré problématique lors des coulées de convenue.

3.3.4 Spécimens fabriqués lors de ces coulées

Des prismes ont été fabriqués lors de la première coulée de convenance mais n'ont finalement pas été testés étant donné que ces essais n'auraient pas été représentatifs puisque ce béton était de piètre qualité. Lors des coulées additionnelles, aucun spécimen n'a été produit. Enfin, des prismes ont été fabriqués lors de la coulée de la dalle afin d'effectuer des essais de flexion RILEM. Les résultats de ces essais sont discutés au chapitre 5. Tous ces spécimens sont énumérés au tableau 3.13.

Tableau 3.13 Spécimens fabriqués ou prélevés lors des coulées relatives au pont de Maskinongé

Coulée	Spécimen	Essai ou mesure
Première coulée de convenance Fibres à crochets	3 prismes 762x150x150	Non testés
Coulée additionnelle Fibres à crochets	Échantillons de 7 litres	Comptage des fibres
Mise en place de la dalle du pont Fibres à crochets	3 prismes 762x150x150	Flexion RILEM
	Échantillons de 7 litres	Comptage des fibres

3.3.5 Instrumentation du pont

La dalle du tablier a été instrumentée à l'aide de jauges électriques d'extensométrie collées sur des barres d'armature dans la partie centrale de la dalle. Ces instruments ont permis de mesurer les déformations sous chargement de camions. Une étude a ainsi été

menée afin de déterminer les efforts réels retrouvées dans les dalles de pont à partir des mesures prises lors d'essais de chargement effectués le 23 juin 1998. Il a ensuite été possible de corroborer des analyses numériques. Les résultats de cette étude se retrouvent dans Moffat (2000).

3.4 Discussion

Les constructions des deux dalles de tabliers de ponts avec béton haute performance à haut dosage en fibres d'acier se sont déroulées avec succès. Ces constructions ont permis de démontrer qu'il est relativement aisé de mettre en place un BHPFA, peu importe qu'il s'agisse d'une fibre droite à bouts aplatis ou d'une fibre à crochets.

Toutefois, certains efforts doivent être apportés lors de la confection du mélange. Le squelette granulaire du béton, particulièrement le rapport sable sur pierre, doit d'abord être optimisé. Le choix des adjuvants doit également être fait de façon judicieuse pour obtenir une teneur en air stable et développer un bon réseau d'air sur le béton durci. Il est donc important de mettre au point d'une façon soignée le mélange de béton en laboratoire avant de fabriquer le mélange en usine. En procédant ainsi, il a été démontré qu'il était facile d'introduire des fibres dans un béton et que ce béton haute performance avec fibres d'acier présentait une maniabilité comparable à un béton sans fibres ayant un affaissement d'environ 120 à 150 mm. Il est donc aisé de mettre en place un BHPFA au moyen d'une grue et d'un godet.

De plus, la finition d'un BHPFA est excellente. Elle est effectuée selon les mêmes règles que pour un BHP sans fibres, soit manuellement à la truelle ou à l'aide d'un finisseur automoteur. Aucune précaution supplémentaire n'est nécessaire. La portion de la dalle du pont de Maskinongé en BHPFA a permis de démontrer que sa finition est comparable

à la portion en BHP sans fibres. Il n'y a donc pas lieu de craindre à un fini non lisse causé par la présence des fibres.

Le problème de la qualité du réseau d'air a été bien maîtrisé en laboratoire et lors de la coulée de la dalle du pont des Cascades à St-Jérôme. Cependant, lors de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé, des problèmes persistaient encore à ce niveau. Cet aspect a donc nécessité des efforts de recherche additionnels et certains autres essais en chantier.

Pour cette raison, l'École Polytechnique a démarré un projet de recherche sur la question du réseau de bulles d'air dans les bétons de fibres d'acier à l'hiver 1999 (Salas, 1999 et Fragapane et al., 1999). Ces études ont permis de mettre en évidence un certain nombre de causes des problèmes rencontrés en 1998 et d'identifier les conditions devant permettre d'obtenir un béton adéquat. Le remplacement de la dalle du pont de Cavendish au-dessus de l'autoroute 40 à Ville St-Laurent à l'automne 1999 a permis de faire de nouveaux essais en chantier et de s'assurer que le contrôle de l'air était maîtrisé. Effectivement, aucun problème d'instabilité au niveau de la teneur en air n'a eu lieu. Également, le facteur d'espacement des bulles d'air sur le béton durci respectait les exigences du CCDG (1997).

La faisabilité de la mise en place d'un BHPFA pour des dalles de tabliers de ponts a donc été vérifiée et il y a lieu de poursuivre les travaux de recherche sur le BHPFA pour permettre une amélioration de la durabilité des dalles de tabliers de ponts à l'aide de ces mélanges de bétons.

CHAPITRE 4

ESSAIS DE FLEXION SUR DES SPÉCIMENS DE DALLES

Ce chapitre présente, en premier lieu, la mise en œuvre d'un mélange optimal de BHPFA pour la fabrication des spécimens de dalles. Ces spécimens, certains en BHP et d'autres en BHPFA, possèdent différentes dispositions d'armature et sont testés en flexion de façon statique ou en fatigue. Les procédures expérimentales et les résultats de ces essais de flexion seront donc exposés dans ce chapitre. Ces essais ont été réalisés sur des dalles de deux types de béton, BHP et BHPFA, afin de permettre la comparaison de leur performance respective.

4.1 Mise en œuvre d'un mélange optimal pour la fabrication de spécimens

L'optimisation du mélange de BHPFA utilisé pour la fabrication des spécimens a été réalisé en collaboration avec un fournisseur de béton. Le mélange a d'abord été développé au laboratoire du fournisseur de béton pour ensuite être reproduit en usine, en conditions industrielles, pour la coulée des spécimens de dalles.

Tout comme pour les constructions des dalles de ponts de St-Jérôme et Maskinongé, on a fixé le dosage en fibres du mélange à 80 kg/m^3 . Le béton à optimiser devait également répondre aux exigences du ministère des Transports du Québec dictées au CCDG (1997) pour les dalles de tabliers, soit un BHP de type XIII-A. Ces caractéristiques sont mentionnées au tableau 3.1 du chapitre précédent. Pour ce mélange, on a spécifié des fibres à crochets mesurant 60 mm de longueur et 0.80 mm de diamètre, pour un élanement de 75. Il s'agit du même type de fibres que celui utilisé pour la dalle du pont de Maskinongé.

4.1.1 Développement du mélange en laboratoire

À partir de ces spécifications et des expertises développées par l'École Polytechnique à l'été 1997 (Dzeletovic et Massicotte, 1998), le fournisseur de béton a mis au point un mélange de BHPFA. Au cours de l'optimisation du mélange, des problèmes sont survenus au niveau de la maniabilité du béton et de sa teneur en air; les bétons étaient souvent peu maniables et la teneur en air instable. Toutefois, le mélange final obtenu par le fournisseur de béton répondait aux critères sur le béton frais, à l'exception de la maniabilité après 2 heures de malaxage. Le mélange de BHPFA optimal ainsi que les mesures prises sur le béton frais sont présentés aux tableaux 4.1 et 4.2.

Tableau 4.1 Mélange de BHPFA formulé en laboratoire par le fournisseur de béton

Paramètre	Laboratoire (mélange n° 9) 11 mai 1998
Fibres à crochets	80 kg/m ³
Ciment 10SF (kg/m ³)	442
Eau (kg/m ³)	164
Sable (kg/m ³)	861
Pierre 5-14 mm (kg/m ³)	836
Superplastifiant (ml/m ³)	4000
Agent entraîneur d'air (ml/m ³)	44
Rapport Eau/liant	0.37
Rapport S/P	1.03

Tableau 4.2 Mesures prises sur le béton frais du mélange optimal

paramètre	Laboratoire (mélange n° 9) 11 mai 1998
Air avant fibres (%)	6.6
Air après fibres (%) (à 0 min)	6.2
Air après fibres (%) (à 60 min)	7.4
Air après fibres (%) (à 120 min)	6.2
Maniabilimètre EPM-I (s) (à 60 min)	9
Maniabilimètre EPM-I (s) (à 120 min)	42

Des essais de durabilité sur le béton de fibres durci ont également été effectués. Les résultats se retrouvent dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 Paramètres de durabilité du BHPFA formulé le fournisseur de béton

Essai	Paramètre	Mesures	Limites prescrites
Gel et dégel rapide ASTM C666	Facteur de durabilité (%) pour 300 cycles	98	60
Écaillage aux sels fondants ASTM C672	Perte de poids en g/m ² pour 50 cycles	166	500
Perméabilité rapide aux ions chlorures à 28 jours ASTM C1202	Coulombs	665	1000

Les résultats de ces essais de durabilité indiquent que le béton mis au point par l'entreprise rencontrent les limites prescrites. En effet, le facteur de durabilité provenant de l'essai de gel et dégel rapide permet une baisse maximale du module d'élasticité dynamique de 40% et le BHPFA formulé n'obtient qu'une baisse de 2%. Aussi, la perte de poids lors de l'écaillage aux sels n'est que de 166 g/m² et la limite permise par la norme BNQ2621-900 est fixée à 500 g/m². Enfin, une perméabilité aux ions chlorure inférieure à 1000 Coulombs témoigne d'un béton étanche, caractéristique aux BHP. On peut donc s'attendre à ce que la présence des fibres d'acier dans un BHP ne nuise certes pas à sa durabilité.

4.1.2 Préparation du mélange en usine

Ayant réussi à formuler en laboratoire un mélange de béton haute performance avec fibres d'acier répondant aux critères du CCDG (1997), un mélange est donc réalisé en usine le 2 juin 1998. Un volume de BHPFA de 3 m³ est fabriqué directement dans un camion malaxeur et les fibres à crochets y sont introduites à la main.

La coulée de ce BHPFA a lieu chez l'entreprise Industries AL13 à Bellefeuille. Une dalle de 2438 mm de largeur par 5486 mm de longueur et 200 mm d'épaisseur est fabriquée dans un coffrage d'acier servant normalement à la fabrication de dalles préfabriquées pour les ponts. Cette dalle servira pour créer les spécimens de dalles de BHPFA testés en flexion. À l'arrivée de la bétonnière à l'usine des Industries AL13, un peu plus de 1h30 s'est écoulée depuis le début du malaxage. Étant donné que la maniabilité est trop faible (temps d'écoulement trop élevé), du superplastifiant est ajouté. La maniabilité s'améliore alors mais reste encore plutôt faible. La teneur en air respecte toutefois les limites prescrites soit entre 4% à 7%.

La coulée se produit directement de la bétonnière au coffrage et le béton est vibré à l'aide d'un vibreur à aiguille. La coulée commence près de 2 heures après le début du

malaxage. Le béton de fibres s'avère donc plus difficile à placer que prévu étant donné le délai important. Par contre, une très belle finition à la main est effectuée, un fini aussi lisse que pour du béton sans fibres est obtenu. Une photo de cette coulée est présentée à la figure 4.1.

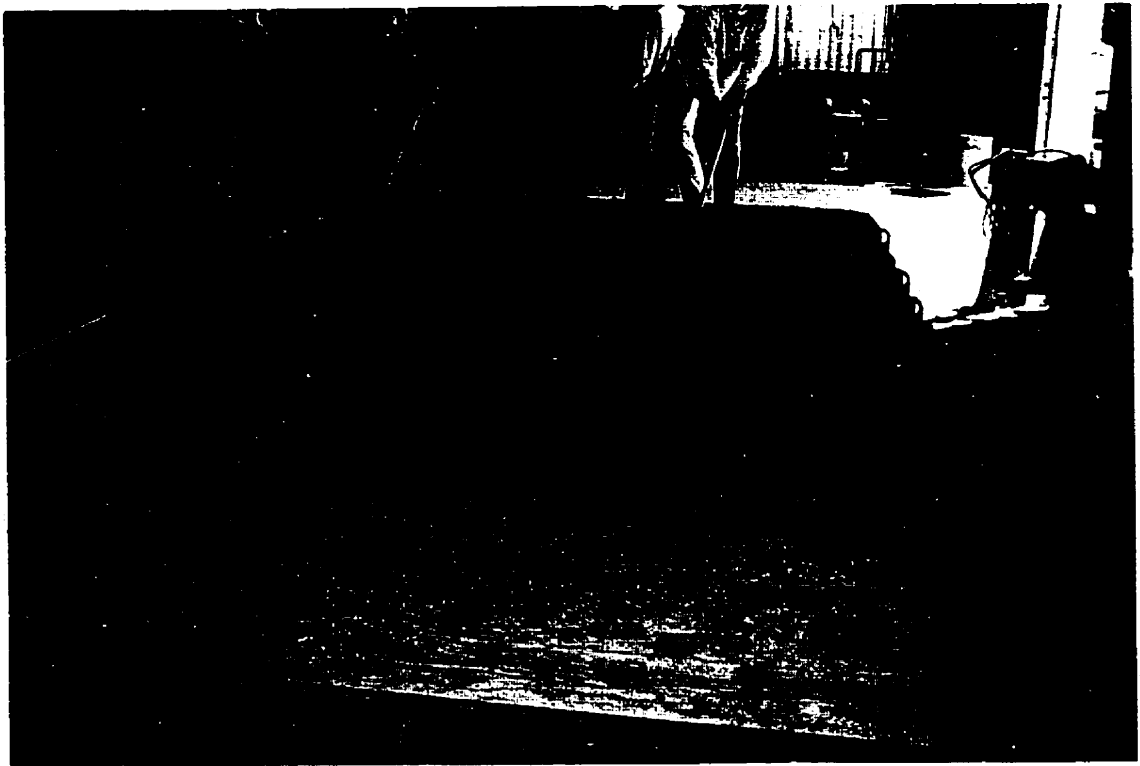


Figure 4.1 Coulée du BHPFA chez les Industries AL13 pour la fabrication des spécimens de dalles

Une autre coulée en conditions de chantier a lieu avec le même fournisseur de béton le 17 juin 1998. Cette fois, il s'agit d'un béton blanc respectant les exigences d'un béton de type XIII-A du CCDG (1997). Cette coulée permet de fabriquer une dalle identique à celle en BHPFA pour pouvoir obtenir des spécimens de dalles jumeaux. La coulée se tient une fois de plus à Bellefeuille à l'usine des Industries AL13.

Les mélanges des bétons coulés les 2 juin 1998 et 17 juin 1998 sont présentés au tableau 4.4. Les mesures prises sur les bétons frais sont indiquées au tableau 4.5.

Tableau 4.4 Mélanges des bétons fabriqués en usine les 2 juin 1998 et 17 juin 1998

Paramètre	BHPFA 2 juin 1998	BHP 17 juin 1998
Fibres à crochets	80 kg/m ³	-
Volume fabriqué (m ³)	3.0	5.0
Ciment 10SF (kg/m ³)	425	453
Eau (kg/m ³)	155	128
Sable (kg/m ³)	890	805
Pierre 5-14 mm (kg/m ³)	731	750
Pierre 20 mm (kg/m ³)	125	313
Superplastifiant (ml/m ³)	4333	5000
Agent entraîneur d'air(ml/m ³)	250	106
Retardateur de prise (ml/m ³)	0	120
Réducteur d'eau (ml/m ³)	0	1160 ¹
Rapport Eau/liant	0.37	0.28
Rapport S/P	1.04	0.76

1 : valeur incertaine

Tableau 4.5 Mesures prises sur les bétons frais fabriqués en usine

Paramètre	BHPFA 2 juin 1998	BHP 17 juin 1998
Air avant fibres (%)	3.4	7.2 (120)
Air après fibres (%) (temps en min)	4.5 (95)	-
Maniabilimètre EPM-I (s)	36	-
Affaissement (mm)	-	190

4.1.3 Propriétés mécaniques des bétons fabriqués

Les propriétés mécaniques de ces bétons, soit la résistance à la compression selon différents âges du béton ainsi que le module élastique et le coefficient de Poisson, ont été mesurées à l'École Polytechnique et sont indiquées au tableau 4.6. Les résultats obtenus permettent de constater que ces bétons rencontrent aisément la limite de résistance de 50 MPa à 28 jours.

Tout comme pour la fabrication des dalles de ponts de St-Jérôme et Maskinongé, l'expérience de la fabrication d'un mélange de béton haute performance avec fibres d'acier en conditions industrielles s'est bien déroulée. La mise en place du béton s'est bien faite malgré que le béton était peu maniable étant donné le délai important entre le début du malaxage du mélange et le début de la coulée. Également, la finition de la dalle de BHPFA était aussi belle que celle de la dalle de BHP.

Tableau 4.6 Propriétés mécaniques des bétons fabriqués en usine

Âge du béton (jours)	Résistance à la compression f_c (MPa)	
	BHPFA (2 juin 1998)	BHP (17 juin 1998)
15	71 - 71	
21		72
28		73
30		70
38	86	
41	87.5	
43	86.5	
50	89	
63		80.5
84		77.3
99		72
114	87	
Âge du béton (jours)	Module élastique E (MPa) et coefficient de Poisson ν	
	BHPFA (2 juin 1998)	BHP (17 juin 1998)
99		36170 et 0.206
114	40290 et 0.207	

4.2 Fabrication des spécimens de dalles

À partir des deux dalles coulées en conditions industrielles, des spécimens de dalles de BHP et de BHPFA ont été fabriqués par sciage afin d'obtenir des spécimens de 500 mm de largeur. Ainsi, puisqu'il ne s'agit pas de spécimens coulés dans des coffrages individuels, l'effet de parois est éliminé pour presque tous les spécimens. Ces spécimens de dalles comportent différentes armatures disposées selon diverses positions.

Egalement, plusieurs spécimens ont été fabriqués lors des coulées de convenance du pont de St-Jérôme. Un seul de ces derniers est utilisé pour des essais de flexion sur dalles. Ce spécimen de dalle supplémentaire, de mêmes dimensions que les spécimens coulés en usine, provient de la deuxième coulée de convenance du pont de St-Jérôme.

4.2.1 Description des spécimens

Ces dalles ont été sciées pour obtenir des spécimens de dimensions nominales de 2400x500x200 mm afin de réaliser des essais de flexion statiques et en fatigue. Les essais statiques, allant jusqu'à la rupture, ont été effectués sur chacun des spécimens de BHPFA et de BHP comportant diverses armatures dans des dispositions différentes. De plus, des essais de fatigue ont été réalisés sur des spécimens jumeaux à ceux énoncés précédemment pour ensuite être amenés à la rupture sous chargement statique pour connaître la résistance en flexion résiduelle. Les spécimens de dalles sont munis de barres d'armature 15M ou 20M disposées en bas ou au centre de la dalle selon le cas. La figure 4.2 montre les différentes positions de l'armature pour chacun des spécimens. Lorsqu'il s'agit d'un lit d'armature inférieur, le recouvrement est de 35 mm tandis que pour un lit au centre, le recouvrement est de 90 mm par rapport à la face inférieure. On indique également sur cette figure la numérotation des spécimens de dalles. Le tableau 4.7 présente quant à lui la géométrie réelle des spécimens et les propriétés des matériaux

de chacun. Enfin, le tableau 4.8 identifie chacun des spécimens en mentionnant la disposition de son armature ainsi que les essais de flexion réalisés.

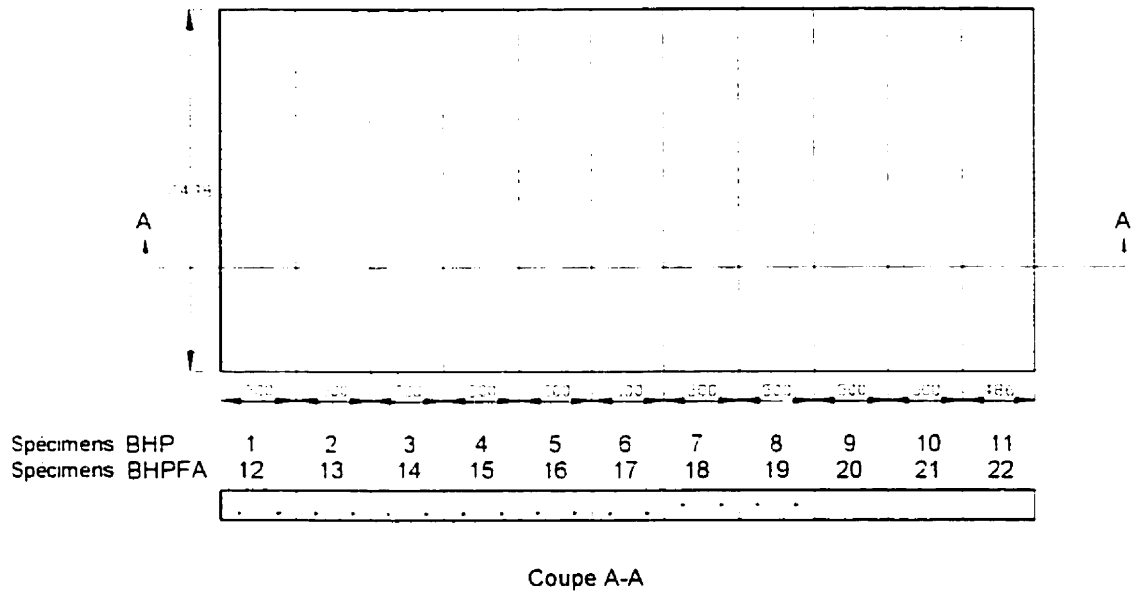


Figure 4.2 Schéma de la disposition des armatures de chacun des spécimens de dalles et leur numérotation

Tableau 4.7 Géométrie des spécimens et propriétés des matériaux

Numéro du spécimen (Fig. 4.2)	Dimensions mesurées b x h (mm)	Portée nette entre appuis L (mm)	Béton f'_c (MPa)	Acier d'armature f_y (MPa)
BHP				
1	474 x 197	2001	80.5	405
2	490 x 201	2000	73	445
3	500 x 202	2000	73	445
4	501 x 200	2000	73	433
5	Non testé			
6	505 x 207	2001	77.3	446
7	491 x 209	1999	70	442
8	Non testé			
9	Non testé			
10	Non testé			
11	Non testé			
BHPFA				
12	483 x 207	2001	86	440
13	504 x 205	2002	89	441
14 ¹	507 x 204	2001	87	448
15	500 x 202	2000	87.5	449
16	484 x 204	2000	87.5	449
17 ¹	495 x 203	2000	87	448
18	493 x 205	2000	86.5	440
19	485 x 205	2000	87	445
20	Carottage			
21	Carottage			
22	Non testé			
St-Jérôme (2 ^e coulée de convenance)	508 x 230	2001	59.3	470

1: Les spécimens 14 et 17 ont pu être interchangeables

Tableau 4.8 Identification des spécimens de dalles

Identification	Numéro du spécimen (Fig. 4.2)	Armature	Essai
Spécimens en BHPFA			
BF-15MB-S	12	2-15M bas	Statique
BF-15MB-FS	13	2-15M bas	Fatigue puis statique
BF-20MB-S	16	2-20M bas	Statique
BF-20MB-FS	17 ²	2-20M bas	Fatigue puis statique
BF-20MC-S	18	2-20M centre	Statique
BF-20MC-FS	19	2-20M centre	Fatigue puis statique
BF-20MH-S	15	2-20M haut	Statique
BF-20MH-FS	14 ²	2-20M haut	Fatigue puis statique
BF	20	Non armé	Carottage
BF	21	Non armé	Carottage
BF	22	Non armé	Non utilisé
BF-STJ2	St-Jérôme (2 ^e coulée de convenance)	2-15M bas	Statique
Spécimens en BHP			
BA-15MB-S	2	2-15M bas	Statique
BA-15MB-FS	1	2-15M bas	Fatigue puis statique
BA-20MB-S	3	2-20M bas	Statique
BA-20MB-F	6	2-20M bas	Fatigue ¹
BA-20MC-S	7	2-20M centre	Statique
BA-20MH-S	4	2-20M haut	Statique
BA-20MC	8	2-20M centre	Non utilisé
BA-20MH	5	2-20M haut	Non utilisé
BNA	9	Non armé	Non utilisé
BNA	10	Non armé	Non utilisé
BNA	11	Non armé	Non utilisé

1: Non testé de façon statique dû à une rupture fragile lors de l'essai de fatigue

2: Les spécimens 14 et 17 ont pu être interchangeables

4.2.2 Explication du choix de ces spécimens

Pour une dalle de 200 mm d'épaisseur, le manuel de conception des structures (MTQ,1996) suggère, dans la direction transversale, des barres 15M à 250 mm d'espacement pour une portée de 1200 mm alors qu'il recommande des barres 15M à 167 mm d'espacement, ce qui est l'équivalent de barres 20M à 250 mm d'espacement, pour une portée de 2300 mm. Ces pourcentages d'armature ont été retenus pour nos spécimens afin d'être représentatifs de la réalité et par conséquent, des barres 15M à 250 mm d'espacement ont été employées pour certains spécimens et des barres 20M à 250 mm d'espacement ont été utilisées pour d'autres. De plus, lorsque les barres sont situées au lit inférieur, un recouvrement de 35 mm de béton est présent, ce qui constitue une pratique courante.

Les diverses positions de l'armature sur l'épaisseur des spécimens de dalles permettent de représenter différentes conditions réelles des dalles de ponts selon les applications. La figure 4.3 illustre ces différentes applications et les conditions de chargement qui lui sont associées.

Effectivement, les barres 15M ou 20M représentent ce qui est présentement utilisé dans des dalles de béton armé afin de reprendre les moments de flexion. Les barres 20M au lit supérieur représentent les conditions au-dessus de la poutre, où le moment négatif est présent, si un seul lit d'armature inférieur est utilisé dans les dalles. Enfin, les barres 20M au centre servent à vérifier le comportement structural de la dalle si l'option retenue pour la conception des dalles est de ne conserver qu'un seul lit d'armature central. De cette façon, le recouvrement des armatures est supérieur et la corrosion des armatures est ainsi moins favorisée.

Un spécimen provenant de la deuxième coulée de convenance du pont de St-Jérôme contient un autre type de fibres, soit des fibres droites à bouts aplatis. Ce spécimen

permet de comparer le comportement structural du BHP avec fibres droites à bouts aplatis avec celui du BHP avec des fibres à crochets.

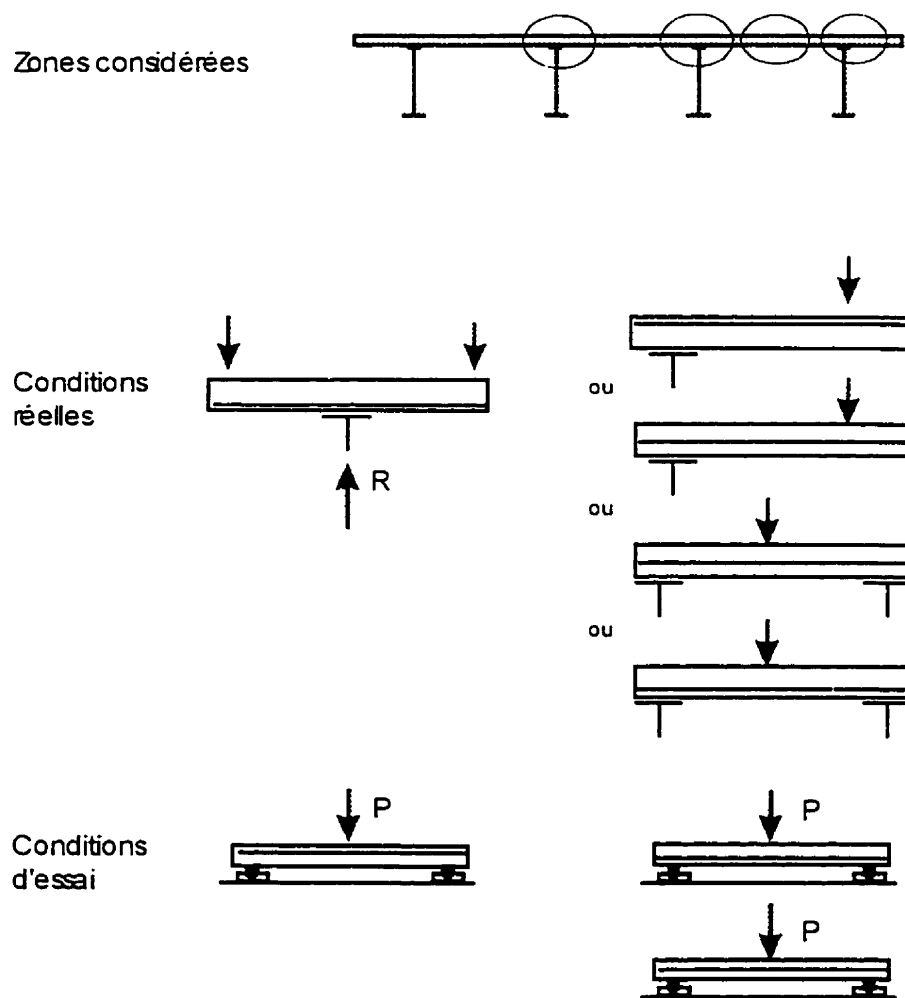


Figure 4.3 Conditions de chargement des spécimens de dalles selon les applications visées

4.3 Essais de flexion statiques sur dalles

Des essais de flexion statiques ont été réalisés sur les spécimens de dalles de BHP et de BHPFA. Le but de ces essais est tout d'abord de comparer la résistance flexionnelle observée sur les spécimens de BHPFA avec celle observée sur les spécimens de BHP comportant les mêmes armatures. Lors de ces essais, les spécimens ont été amenés jusqu'à la rupture ou jusqu'à ce que la flèche atteinte soit très grande et qu'il apparaisse dangereux de poursuivre l'essai. Également, des essais de flexion statiques ont été effectués sur des spécimens jumeaux à ces derniers ayant subi de nombreux cycles de chargement en fatigue afin de vérifier leur résistance résiduelle. Ceci a permis de comparer les différents spécimens entre eux.

Enfin, le spécimen comportant le type de fibres droites à bouts aplatis a été testé uniquement en flexion statique, également pour fin de comparaison. Aucun spécimen additionnel n'étant disponible pour réaliser un chargement cyclique, l'effet des fibres droites à bouts aplatis sur la résistance résiduelle en flexion après un chargement en fatigue n'a pu être établi.

4.3.1 Procédure expérimentale

Les essais de flexion simple réalisés sur les dalles utilisaient une portée entre les appuis de 2000 mm. Ces appuis consistaient, d'un côté, à un système de rouleaux permettant les déplacements horizontaux et de l'autre, à un appui fixe en ce qui a trait aux mouvements horizontaux. De chaque côté, un rouleau simple laissait libre les rotations. La charge était appliquée à mi-portée de la dalle par un système de chargement composé d'un vérin d'une capacité de 250 kN en compression ayant une course de K250 mm. Une cellule de charge pouvant mesurer la force sur un intervalle de K222 kN a été utilisée. Cette cellule de charge obtient une erreur de non linéarité de 0.06% sur sa capacité totale.

Toutefois, lors des essais sur les spécimens BF-20MC-FS et BF-STJ2, la plage linéaire de la cellule de charge était de $\pm 200\text{kN}$ avec une erreur de non linéarité de 0.05% sur sa capacité totale. Pour assurer une application uniforme de la charge sur toute la largeur de la dalle, un coulis spécial de ciment sans retrait a été placé sous une plaque d'acier de 500x100x20 mm posé sur la largeur de la dalle afin de rectifier les défauts de la surface de cette dernière. Les essais ont été réalisés à chargement contrôlé. La figure 4.4 présente une photo du montage tandis que la figure 4.5 schématise ce montage, presque identique à celui de Dzeletovic et Massicotte (1998).



Figure 4.4 Photo du montage expérimental de l'essai de flexion

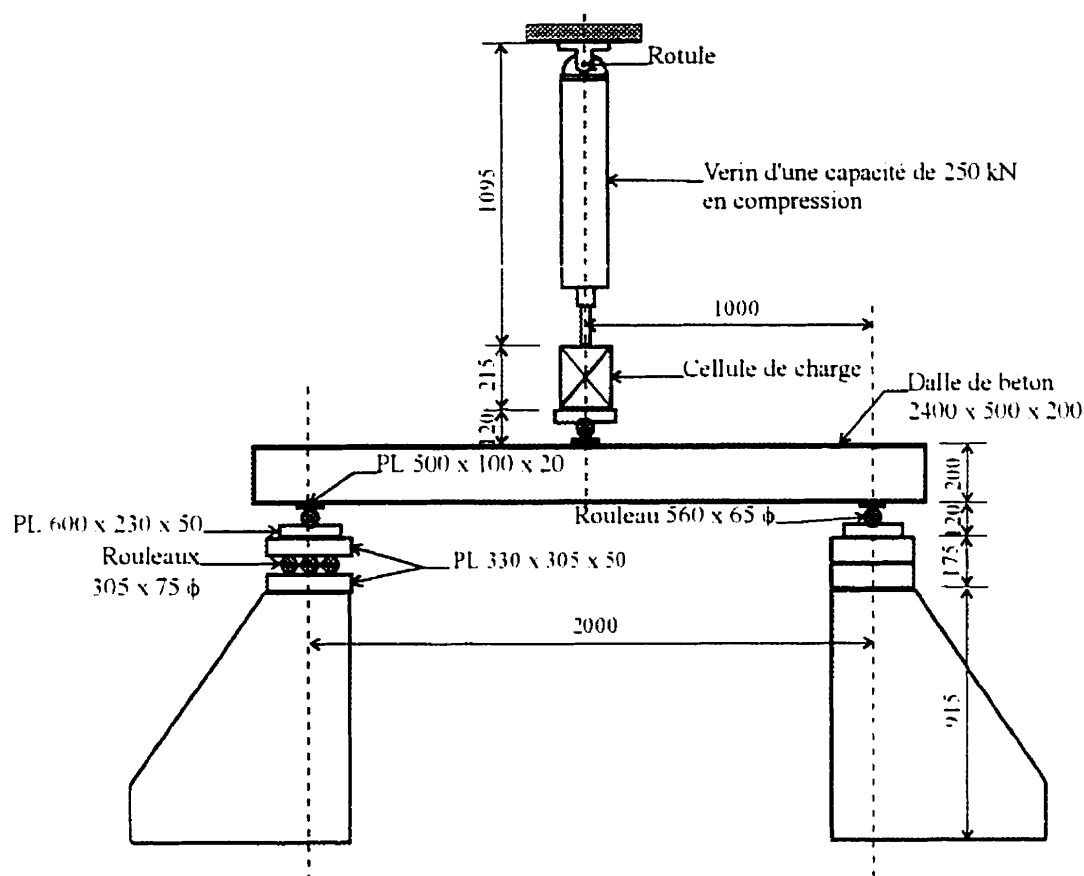


Figure 4.5 Schéma du montage expérimental de l'essai de flexion

Les mesures effectuées lors de ces essais sont la flèche et l'ouverture des fissures. Pour obtenir la flèche, deux potentiomètres à cordes ont été utilisés. Ces potentiomètres à corde étaient fixés au sol de chaque côté de la dalle à mi-portée et leur corde était attachée à l'extrémité du rouleau du dessus de la dalle. Cette façon de mesurer la flèche inclut les tassements aux appuis. Puisque le but de ces essais est de connaître le comportement flexionnel global de la dalle, et non pas la valeur précise de la rigidité à tout instant, il importe peu que ce tassement soit inclut parce qu'il s'agit de faibles valeurs de flèche qui n'affectent pas les résultats. Toutefois, les flèches des spécimens BA-20MH-S et BA-20MC-S sont exemptes de ces valeurs de tassement puisqu'elles ont été corrigées en considérant des mesures réalisées à l'aide de micromètres à cadran placés

vis-à-vis les appuis. Ce tassement était de l'ordre de 0.5 mm sous la charge maximale. Pour les spécimens testés sous chargement statique après des cycles de fatigue, les mesures des tassements aux appuis ont été effectuées par des capteurs de déplacements LVDT efficaces sur des plages de ± 2.54 mm avec une erreur de non linéarité de 0.005 mm sur leur plage totale de travail.

Pour obtenir la flèche au centre, on utilise la moyenne des flèches mesurées par les potentiomètres, à laquelle on enlève les tassements aux appuis lorsque ces derniers ont été mesurés. Pour tous les essais statiques réalisés sur les spécimens n'ayant pas subi des cycles de fatigue et pour le BA-15MB-FS, les potentiomètres ont respectivement une course de 50.8 mm et 127 mm et obtiennent une erreur de non linéarité de 0.125 mm et 0.3 mm sur leur course maximale. Par contre, pour les essais effectués sur les spécimens ayant subi des cycles de fatigue, à l'exception du spécimen BA-15MB-FS, les potentiomètres ont tous deux une course de 254 mm et obtiennent une erreur de non linéarité de 0.25 mm sur leur course maximale. Les figures 4.6, 4.7, et 4.8 présentent respectivement l'attache de la corde d'un potentiomètre au rouleau, le positionnement d'un micromètre à cadran pour mesurer le tassement à l'appui, et les LVDT également utilisés pour mesurer le tassement à l'appui.

Les ouvertures des fissures ont été mesurées au moyen de capteurs de déplacements LVDT installés au niveau de la fibre inférieure de la dalle de chaque côté de celle-ci. Pour les spécimens n'ayant pas subi de cycles de fatigue, la longueur de mesure des LVDT était approximativement 300 mm afin d'intercepter les fissures principales. Par contre, pour les spécimens ayant été soumis à des cycles de fatigue, la longueur de mesure des LVDT est de 100 mm, interceptant la fissure que l'on présume être la fissure principale. La plage linéaire de travail des LVDT est de ± 2.5 mm avec une erreur de non linéarité de 0.005 mm sur leur plage maximale de travail. Une photo, vue du dessous de la dalle, illustre la fixation de ces LVDT (figure 4.9). Également, la figure 4.6 montre la position d'un LVDT fixé à la dalle.

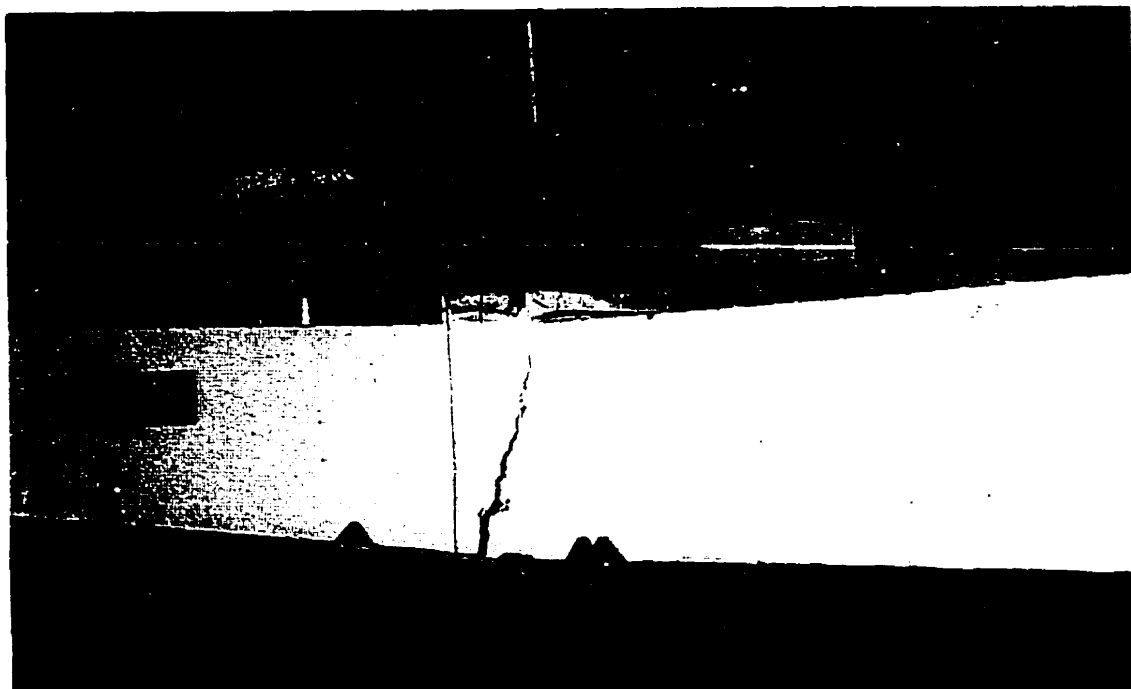


Figure 4.6 Fixation de la corde du potentiomètre au rouleau du dessus de la dalle

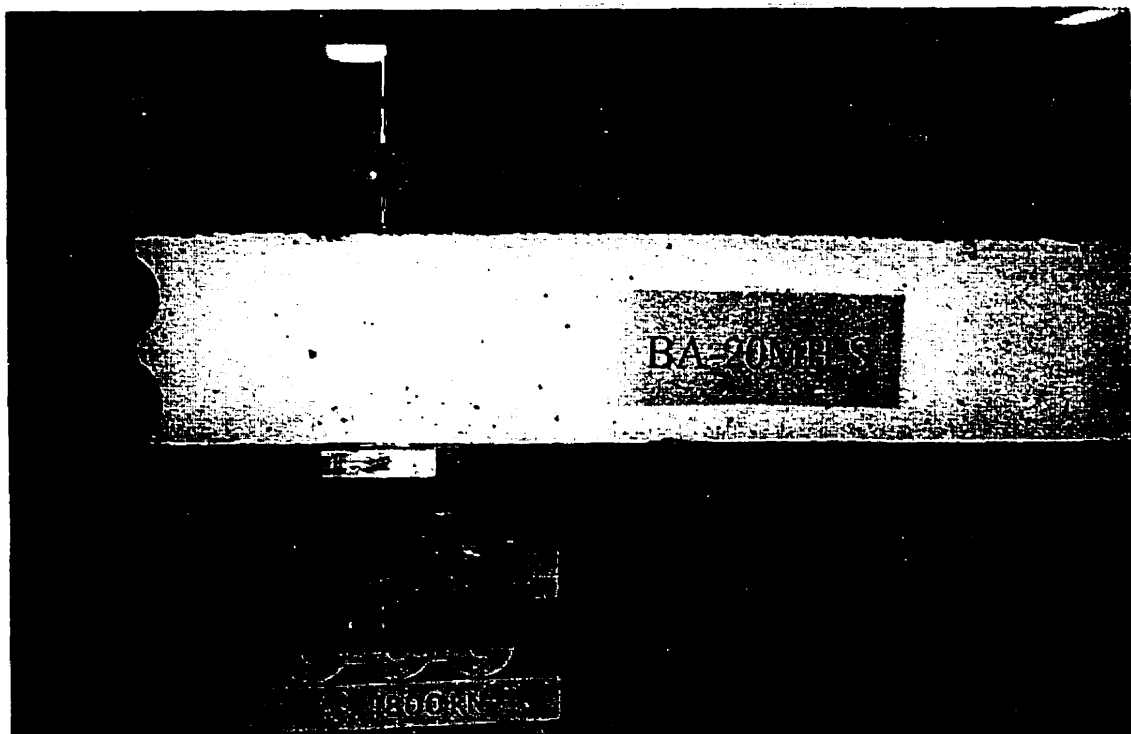


Figure 4.7 Micromètre à cadran mesurant le tassement à l'appui

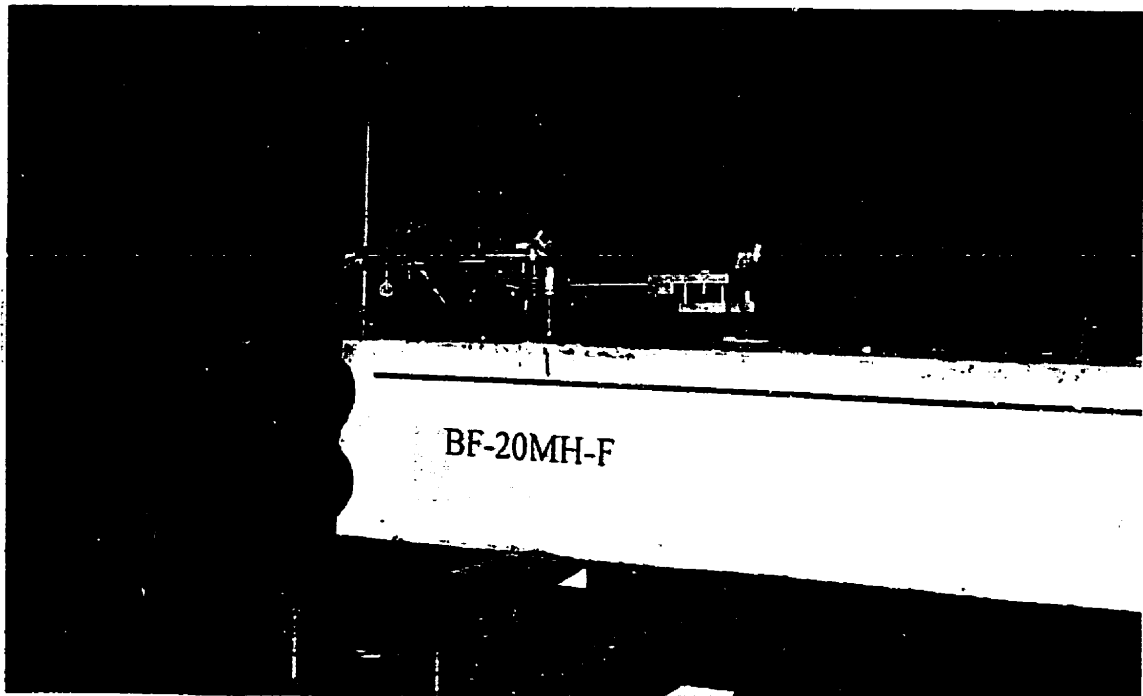


Figure 4.8 LVDT mesurant le tassement à l'appui



Figure 4.9 Fixation des LVDT sous la dalle pour la mesure de l'ouverture des fissures

Lors d'un essai, à chaque incrément de charge de 4.5 ou 9 kN selon le spécimen, la lecture des instruments a été effectuée à l'aide d'un système d'acquisition de données. En plus des lectures de ces instruments, l'ouverture des fissures a été également mesurée manuellement à l'aide d'un comparateur de fissures. À l'approche de la rupture, la prise des lectures automatisées a été réalisée à une fréquence plus rapide.

4.3.2 Résistance flexionnelle des dalles mesurées expérimentalement

a) Observations générales sur la résistance flexionnelle des spécimens de dalles

À partir de ces essais, les courbes charge-flèche verticale peuvent être tracées pour chacun des spécimens. Ces courbes sont présentées aux figures 4.10 à 4.14. En plus des courbes recueillies expérimentalement, la courbe théorique d'un BHP armé est ajoutée pour fins de comparaison. La courbe du béton armé est tracée à l'aide du calcul de trois points soit le point de fissuration, la résistance associée à la plastification de l'acier et la résistance ultime associée à la rupture du béton où un écrouissage de l'acier d'armature de 10% est assumé. Le moment de fissuration et la flèche en ce point sont calculés à l'aide de l'inertie brute du béton, tel qu'indiqué dans le code de béton (*Concrete Design Handbook*, CPCA, 1995). La résistance à la plastification est, pour sa part, prédite selon la norme de béton (A23.3-94) et la flèche en ce point assume une inertie fissurée calculée selon le code de béton. Le calcul à la rupture utilise quant à lui la résistance élastique augmentée de 10%. Sa flèche est prédite à l'aide du principe de la poutre conjuguée en assumant une variation linéaire de sa courbure dans la zone élastique et en ajoutant une courbure supplémentaire sur une largeur de même dimension que l'épaisseur de la dalle attribuable à la plastification des aciers. Ces calculs sont présentés en annexe.

De façon générale, on peut dire que les courbes des spécimens de BHP sans fibres n'ayant pas subi de fatigue suivent assez bien la courbe théorique du béton armé et que l'hypothèse d'un écrouissage de 10% semble appropriée. Également, on remarque que pour tous les spécimens, le BHPFA offre nettement de meilleures performances que le

BHP. Les tableaux 4.9 à 4.13 permettent de comparer des valeurs de résistances à la plastification des aciers et pour différentes flèches calculées à partir de la courbe théorique du béton armé, où Δ_y est la flèche correspondant à la plastification des aciers.

b) Dalles avec armatures 15M en bas

À partir du tableau 4.9 concernant les spécimens comportant des barres 15M en bas, on constate que pour la résistance à la plastification de l'acier, la résistance de la dalle en BHPFA est un peu plus du double de celle en BHP. De plus, les résistances post-pic correspondant à $2\Delta_y$ et $3\Delta_y$ demeurent élevées pour le BHPFA car ces résistances sont respectivement supérieures de 70% et 55% à celles du BHP. Également, si on compare les spécimens testés après fatigue avec ceux testés avant fatigue, on remarque que pour les spécimens de BHPFA, la résistance reste semblable malgré le fait qu'un des spécimens ait été soumis à un peu plus de 2×10^6 cycles. Le spécimen en béton fibré est donc peu affecté par la fatigue. En contre partie, le spécimen de BHP ayant subi 550000 cycles obtient une résistance de seulement la moitié de celle obtenue sur le spécimen testé sans fatigue. De plus, ce spécimen de BHP se détériorait tellement rapidement en fatigue que seulement le quart du nombre de cycles appliqués au spécimen de BHPFA y a été appliqué. La figure 4.10 illustre bien la différence des comportements de ces dalles.

Tableau 4.9 Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 15M-bas

		Δ_y plastification de l'acier	$2\Delta_y$ 13 mm	$3\Delta_y$ 19 mm
15M-bas Résistance (kN.m/m) avec b=500 mm	BA-théorique	55	56	57
	BA-S	55	61	62
	BA-FS (550000 cycles)	27	31	33
	BF-S	115	104	97
	BF-FS (2×10^6 cycles)	110	95	91

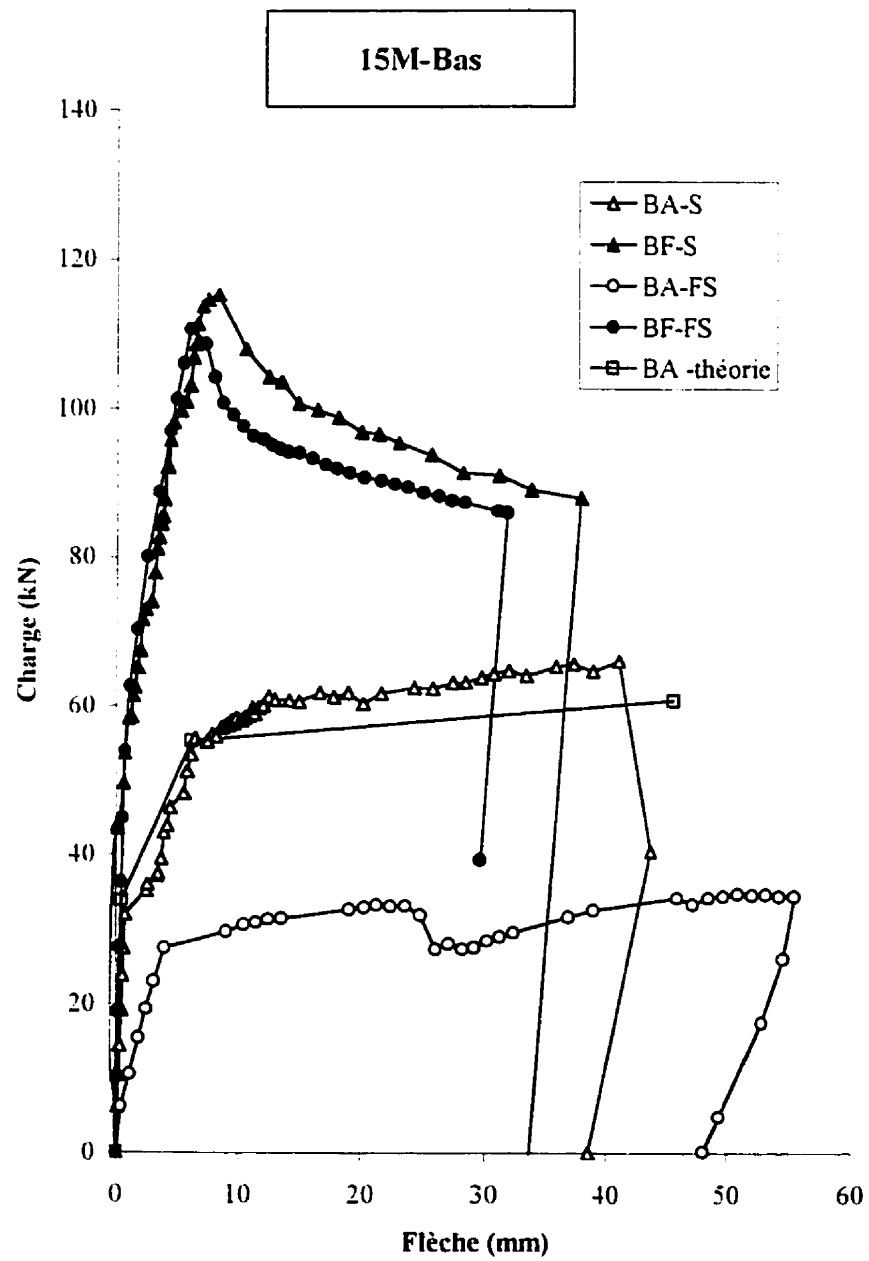


Figure 4.10 Essais de flexion sur dalles comportant des barres 15M en bas

c) Dalles avec armatures 20M en bas

Pour les spécimens comportant des barres 20M en bas, la résistance du béton fibré à la plastification de l'acier est près de 50% supérieure à celle du béton armé sans fibres. Pour les résistances post-pic correspondant à $2\Delta_y$ et $3\Delta_y$, les résistances des spécimens de BHPFA sont de 35% supérieures à celles des spécimens de BHP. De plus, la résistance post-pic du spécimen BF-20MB-S paraît stable pour l'intervalle de flèche de 12 à 32 mm. Si on regarde la résistance résiduelle après près de 1×10^6 cycles en fatigue, on constate que la résistance du BHPFA n'a pas diminuée. Les valeurs du tableau 4.10 semblent même indiquer qu'elle augmente, ce qui est peu probable. Ces valeurs plus élevées peuvent être expliquées par le fait que le spécimen BF-20MB-FS est plus large que le spécimen BF-20MB-S, donc plus de fibres peuvent alors contribuer à sa résistance. Également, le spécimen BF-20MB-S a peut-être une moins bonne dispersion des fibres et ces valeurs de résistance sont donc sous-estimées. Le spécimen de béton armé n'a pas été testé de façon statique après les cycles de fatigue puisqu'une rupture fragile est survenue en fatigue. Aucune rupture de ce type ne s'est produite pour les spécimens de BHPFA. La figure 4.11 présente les valeurs mesurées de la charge en fonction de la flèche au centre.

Tableau 4.10 Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 20M-bas

		Δ_y plastification de l'acier	$2\Delta_y$ 14 mm	$3\Delta_y$ 21 mm
20M-bas Résistance (kN.m/m) avec b=500 mm	BA-théorique	81	83	86
	BA-S	86	89	92
	BF-S	124	121	122
	BF-FS (1×10^6 cycles)	136	125	126

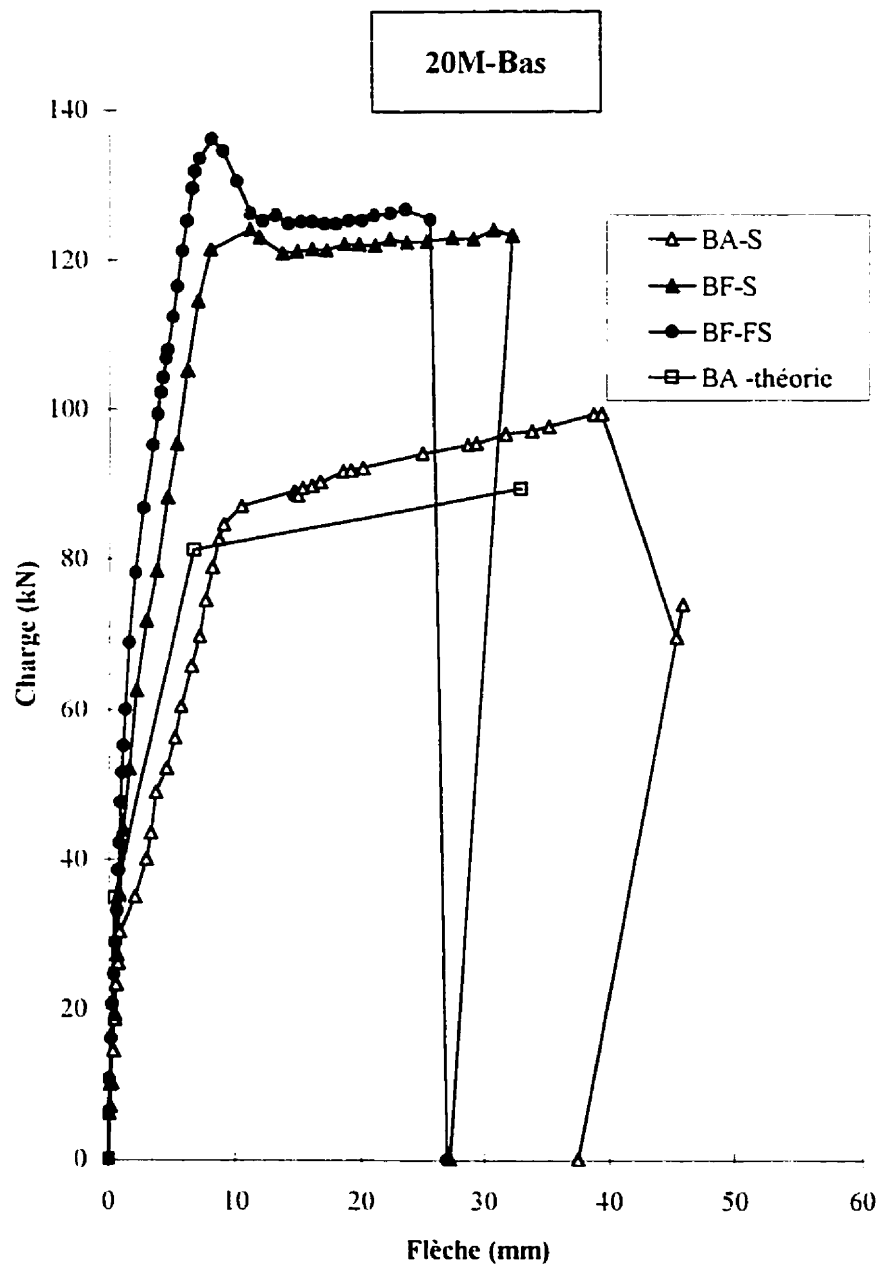


Figure 4.11 Essais de flexion sur dalles comportant des barres 20M en bas

d) Dalles avec armatures 20M au centre

Pour les spécimens ayant des barres 20M au centre, les spécimens de BHPFA continuent de donner de meilleurs résultats que les spécimens de BHP, tel qu'indiqué au tableau 4.11. Pour la résistance à la plastification de l'acier, le spécimen de béton de fibres offre une résistance près de 80% supérieure à celle du spécimen de béton armé. Par ailleurs, la résistance du BF-20MC-S est de 22% plus élevée que celle du spécimen de béton armé comportant 2 barres 20M en bas (tableau 4.10). Les résistances post-pic du spécimen BF-20MC-S sont quant à elles de 34% et 22% supérieures à celles du béton armé pour des flèches de $2\Delta_y$ et $3\Delta_y$. Pour le spécimen de béton fibré testé après avoir subi un peu plus de 1×10^6 cycles en fatigue, on remarque que sa résistance résiduelle est similaire à celle obtenue avant fatigue. Encore une fois, les valeurs des résistances après fatigue sont légèrement plus élevées que celles avant la fatigue. Toutefois, étant donné qu'il s'agit d'un écart d'environ 5%, ceci n'est pas significatif et il est possible d'affirmer qu'il s'agit des mêmes résistances. Le béton fibré ne semble donc pas être affecté par la fatigue. Aucun spécimen jumeau en BHP n'a été testé en fatigue puisque l'utilisation de deux barres d'armature 20M au centre n'est pas applicable pour des dalles de béton armé sans fibres. Il s'agit d'une configuration qui pourrait être utilisée seulement avec du BHPFA. Le comportement de ces dalles est montré sur la figure 4.12.

Tableau 4.11 Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 20M-centre

		Δ_y plastification de l'acier	$2\Delta_y$ 20 mm	$3\Delta_y$ 30 mm
20M- centre Résistance (kN.m/m) avec b=500 mm	BA-théorique	55	57	60
	BA-S	59	65	67
	BF-S	105	87	82
	BF-FS (1×10^6 cycles)	107	93	87

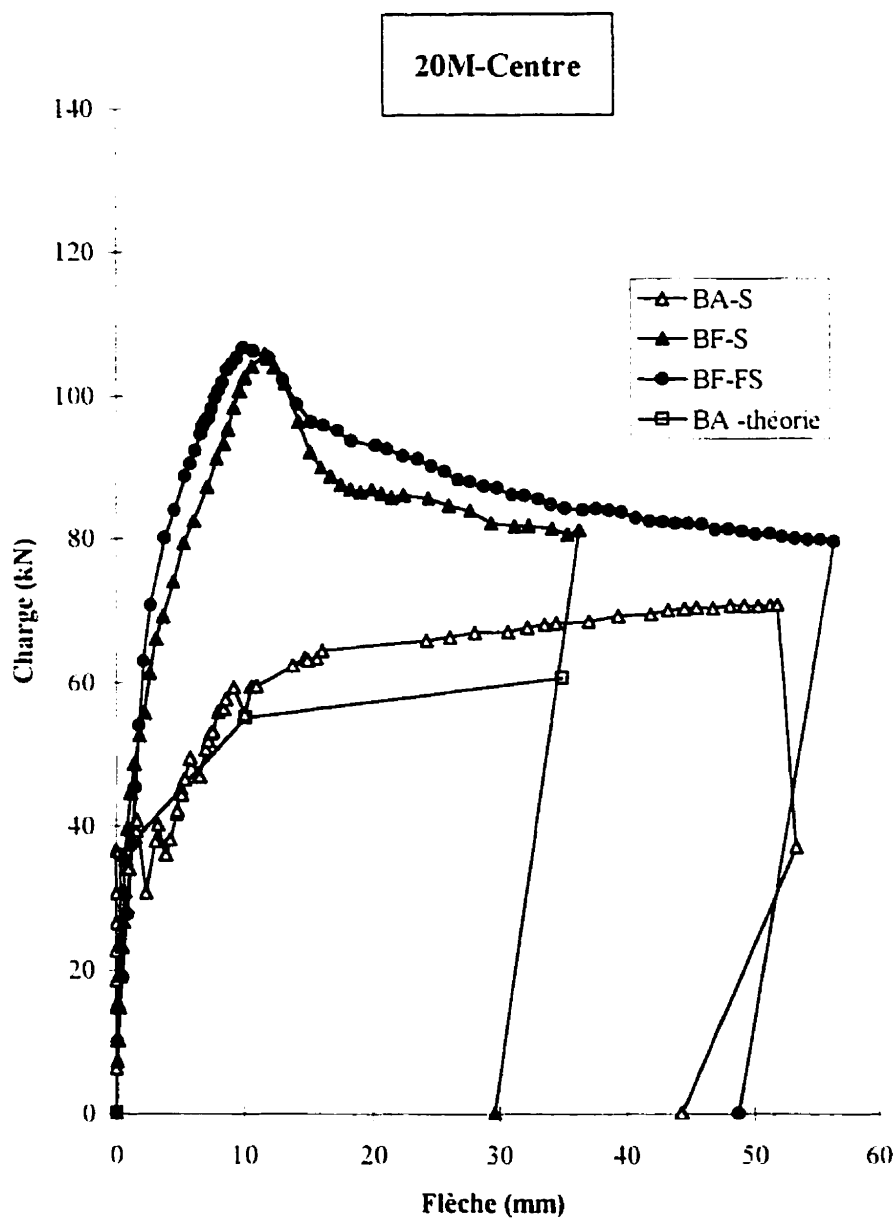


Figure 4.12 Essais de flexion sur dalles comportant des barres 20M au centre

e) Dalles avec armatures 20M en haut

Les spécimens comportant des barres 20M en haut sont analysés un peu différemment. Plutôt que de comparer les résistances selon les multiples de flèches associées à la résistance à la plastification de l'acier, il est plus utile de regarder la résistance maximale de chacun des spécimens et la résistance post-pic. Effectivement, puisque les barres 20M en haut ne contribuent pas à la résistance en flexion, la courbe de béton armé théorique atteint la rupture de façon fragile. Il n'y a donc aucune résistance associée aux multiples de flèches mentionnées précédemment. Par conséquent, pour le spécimen BA-20MH-S, l'atteinte de la rupture s'est produite de façon fragile. Toutefois, le spécimen BF-20MH-S a présenté un comportement ductile, ce qui est un avantage considérable. Également, la résistance maximale du spécimen de BHPFA est un peu plus de 50% supérieure à celle du spécimen en BHP sans fibres (tableau 4.12). Sa résistance post-pic semble pour sa part se stabiliser à une valeur d'environ 26 kN. Cette résistance est un peu moins que 50% de la résistance maximale atteinte. Le spécimen de BHPFA testé après avoir subi 1×10^6 cycles de fatigue obtient une résistance maximale de 15% inférieure à celle du spécimen n'ayant pas été soumis à la fatigue. Cependant, la résistance post-pic paraît ne pas être affectée par la fatigue puisqu'il s'agit de la même résistance que pour le BF-20MH-S. Aucun spécimen jumeau en BHP n'a été testé en fatigue puisque cette configuration n'est possible que pour des dalles en BHPFA. Les relations charges-flèches mesurées sont montrées à la figure 4.13.

Tableau 4.12 Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 20M-haut

		pic	Δ 13 mm
20M-haut	BA-théorique (P_{cr})	34	-
Résistance	BA-S	37	-
(kN.m/m)	BF-S	58	26
avec b=500 mm	BF-FS (1×10^6 cycles)	49	25

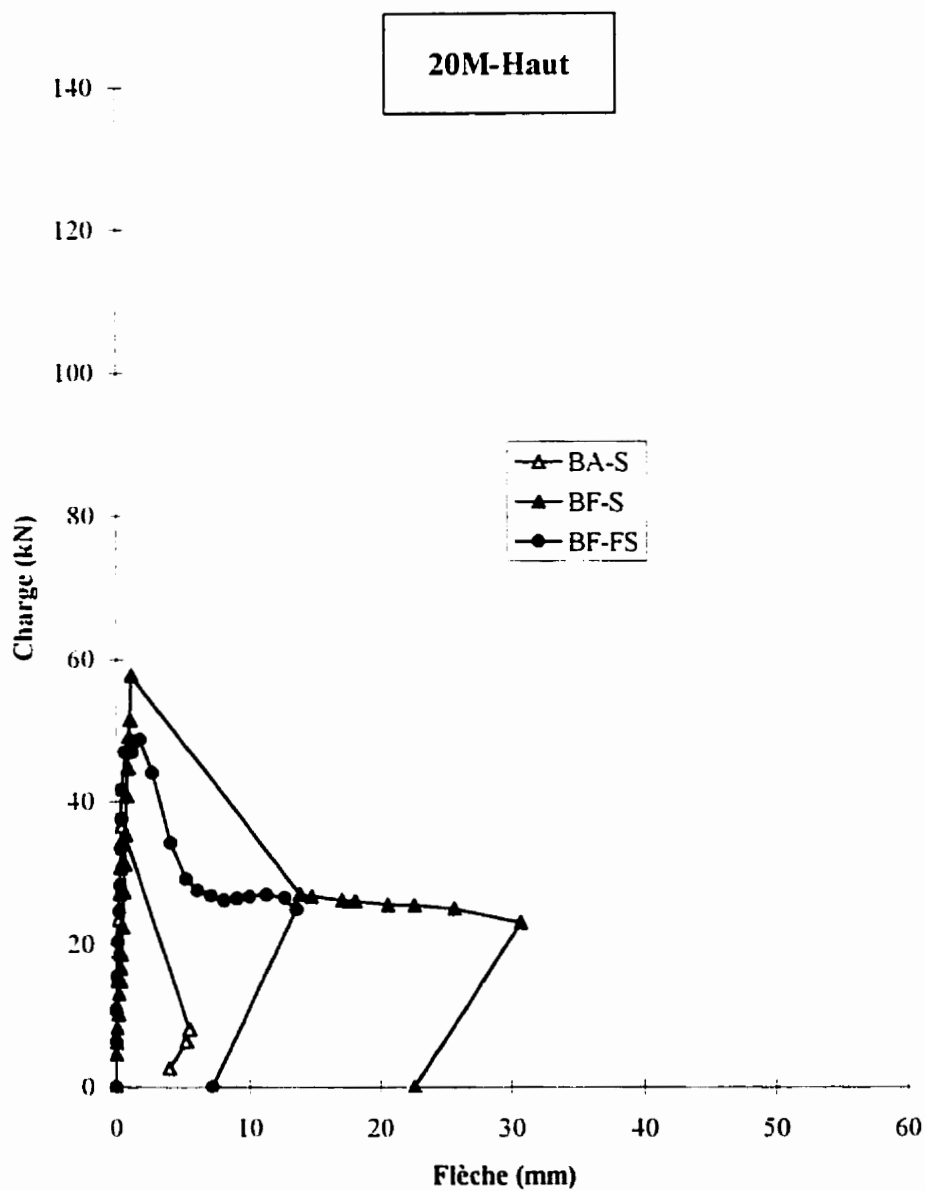


Figure 4.13 Essais de flexion sur dalles comportant des barres 20M en haut

f) Dalle avec armatures 15M en bas et fibres droites à bouts aplatis

Pour les dalles comportant des fibres droites à bouts aplatis plutôt que des fibres à crochets, seul un spécimen avec deux barres 15M a été fabriqué. On peut donc comparer ce spécimen avec la courbe d'un béton théorique de mêmes dimensions. Comme pour les fibres à crochets, le spécimen de BHPFA obtient une résistance de près du double de celle du béton théorique avec deux barres 15M. Également, pour les résistances post-pic correspondant à $2\Delta_y$ et $3\Delta_y$, ces résistances sont encore une fois beaucoup plus élevées que celles prédites par la courbe théorique du béton armé. Ces résistances sont respectivement d'environ 80% et 70% supérieures à celles obtenues par la courbe théorique. Il s'agit des mêmes ordres de grandeur que pour les spécimens avec fibres à crochets. Les valeurs indiquées au tableau 4.13 sont toutefois plus élevées que celles présentées au tableau 4.9 puisque la dalle de BHP avec fibres droites à bouts aplatis est plus épaisse et plus large que celle avec fibres à crochets. Effectivement, le spécimen BF-STJ2 a une épaisseur de 23 mm supérieure à celle du spécimen BF-15MB-S et une largeur supérieure de 25 mm à celle du BF-15MB-S. Il est donc normal d'obtenir des résistances en flexion plus élevées pour le spécimen St-Jérôme. Aucun spécimen avec fibres droites à bouts aplatis n'a été testé en fatigue. Il est donc impossible de connaître la résistance résiduelle après des cycles en fatigue d'une dalle de BHP avec fibres droites à bouts aplatis et deux barres 15M. Les courbes expérimentales sont présentées à la figure 4.14.

Tableau 4.13 Résistance flexionnelle des dalles avec armatures 15M-bas avec fibres droites à bouts aplatis

		Δ_y plastification de l'acier	$2\Delta_y$ 11 mm	$3\Delta_y$ 16.5 mm
15M-bas / droites avec bouts aplatis Résistance (kN.m/m) avec b= 500 mm	BA-théorique	68	69	70
	BF-S	133	125	118

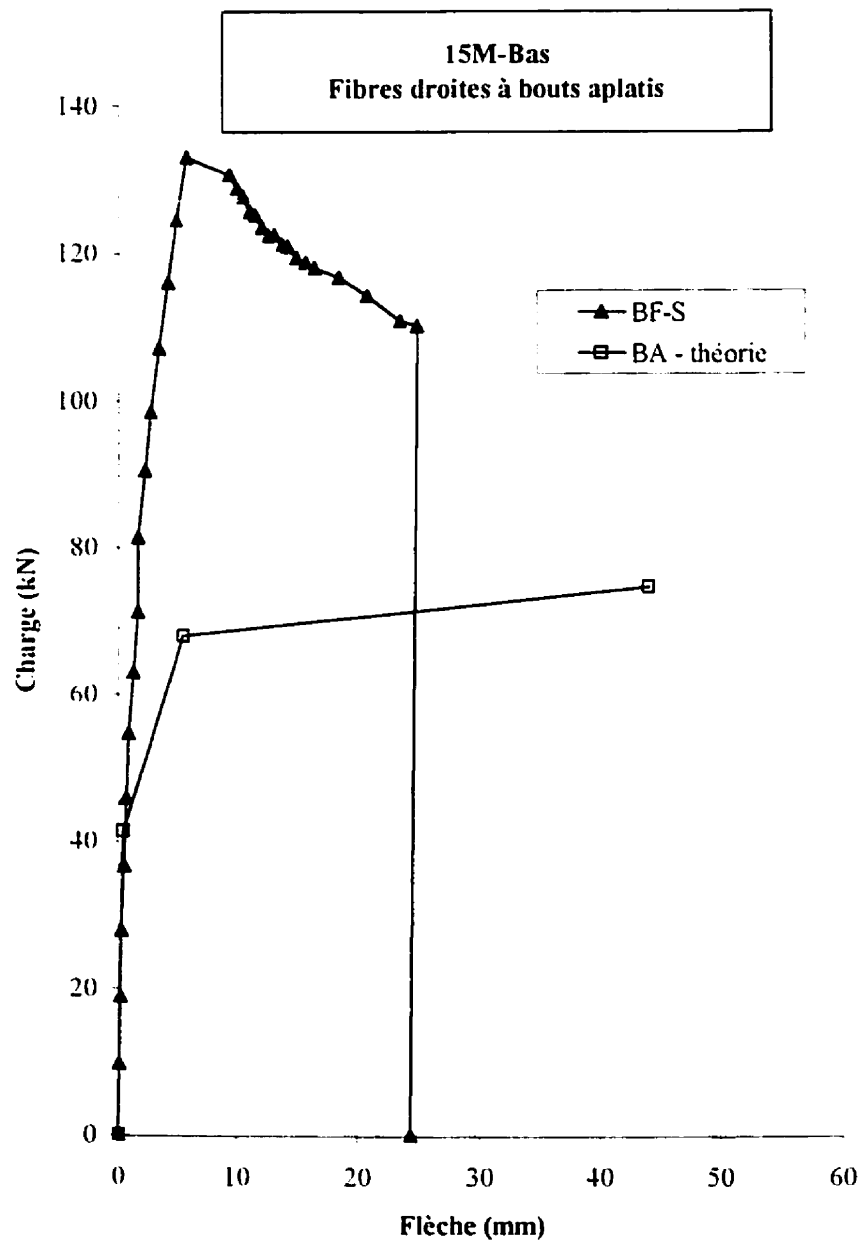


Figure 4.14 Essai de flexion sur la dalle de la 2^{ème} coulée de convenance de St-Jérôme comportant 2 barres 15M et des fibres droites à bouts aplatis

4.3.3 Mesures de l'ouverture des fissures lors des essais de flexion

a) Observations générales sur l'ouvertures des fissures sur les spécimens de dalles

Des résultats sont aussi tirés des prises de mesures de l'ouverture des fissures. Les courbes d'ouverture de fissure en fonction de la charge sont tracées aux figures 4.15 à 4.18. Sur chacune de ces courbes, les lectures prises au moyen des capteurs de déplacements LVDT sont indiquées. Également, les mesures manuelles correspondant à la plus grande ouverture de fissure relevée pour une charge donnée y figurent. L'ouverture de fissure prise par les LVDT indiquée sur ces graphiques est la lecture maximale lue par un des deux LVDT. Pour être rigoureux, il faut soustraire la déformation élastique du béton à celle relevée. La déformation élastique du béton se calcule à partir de la contrainte σ_n et du module élastique E . En multipliant cette déformation par la distance de base L_b prise pour la lecture des LVDT, on obtient la valeur à retrancher. L'équation à utiliser est donc la suivante :

$$w = \delta - \frac{\sigma_n}{E} L_b \quad (4.1)$$

où w est l'ouverture réelle de fissure et δ est la mesure lue par les instruments. Ce traitement des données n'a pas été effectué ici étant donné qu'il fait appel à de nombreuses hypothèses. En effet, pour des essais de flexion, la contrainte réelle dans le béton fibré demeure inconnue, la courbure est variable et le moment n'est pas constant sur tout le spécimen. Il devient alors difficile de connaître l'ouverture réelle de la fissure sans déformation élastique du béton. Les informations tirées des mesures prises pour les ouvertures des fissures seront plutôt traitées de façon qualitative. De plus, les mesures prises à l'aide des LVDT sur la distance de base d'environ 300 mm interceptaient souvent plus d'une fissure. Un meilleur moyen pour obtenir l'ouverture des fissures serait donc à envisager dans des études futures.

Toutefois, il est tout de même possible de tirer certaines conclusions à partir de ces résultats. Afin de tenter de s'approcher de la valeur de l'ouverture réelle de la fissure w , les mesures prises par les LVDT ont été retranchées d'une valeur δ_{cr} correspondant à la valeur de la mesure de la fin de la première portion linéaire sur le graphique charge-ouverture de fissure. Cette portion apparaît en ouverture négative sur ces graphiques puisqu'elle équivaut à la déformation élastique du béton et non à une ouverture de fissure. L'ouverture de fissure donnée par les LVDT se trouve avec cette équation :

$$w' = \delta - \delta_{cr} \quad (4.2)$$

où w' est l'ouverture donnée par le LVDT après traitement. δ est l'ouverture lue par l'instrument et δ_{cr} est la valeur correspondant au changement de pente sur le graphique.

b) Dalles avec armatures 15 en bas

À partir de la figure 4.15, on remarque que pour une même charge, les fissures sont beaucoup plus petites sur les spécimens de béton fibré que sur les spécimens de BHP sans fibres. Puisque les mesures d'ouvertures de fissures pour le spécimen avec fibres à crochets (BF-15MB-S) prises par les LVDT et manuellement sont très semblables, on peut conclure que peu de fissures sont présentes. En effet, lors de cet essai, on a remarqué la formation d'une fissure principale. Cependant, pour le spécimen BF-STJ2 avec fibres droites à bouts aplatis, les lectures des LVDT indiquent une ouverture de fissure beaucoup plus grande pour une charge donnée que la mesure prise manuellement. D'après ce résultat, on peut dire que plusieurs petites fissures apparaissent sur ce spécimen puisque le LVDT surestime la valeur de l'ouverture en lisant plutôt l'ouverture de plusieurs petites fissures tandis que la lecture manuelle mesure la fissure la plus ouverte. Les fibres droites à bouts aplatis semblent donc permettre de conserver de plus petites ouvertures de fissures que les fibres à crochets mais plus de fissures apparaissent. Ce phénomène peut être expliqué par une résistance postfissuration plus faible pour les

fibres droites à bouts aplatis que celle de la fibre à crochets mais à peu près constante lorsque l'ouverture de la fissure augmente. Pour sa part, la fibre à crochets obtient une résistance postfissuration plus élevée au départ qui décroît rapidement avec l'ouverture de la fissure. Plus de détails concernant la résistance postfissuration de chacun des types de fibre sont présentés au chapitre 5. De plus, en théorie, à cause d'une plus grande épaisseur de dalle, la charge de fissuration est plus élevée sur le spécimen BF-STJ2 que sur le spécimen BF-15MB-S, ce qui peut justifier une plus faible ouverture de fissure pour une charge donnée sur BF-STJ2. Cette différence de charge de fissuration n'apparaît pas sur ce graphique, probablement à cause du manque de précision dans les données, une des raisons pour laquelle les mesures sont traitées de façon plutôt qualitative.

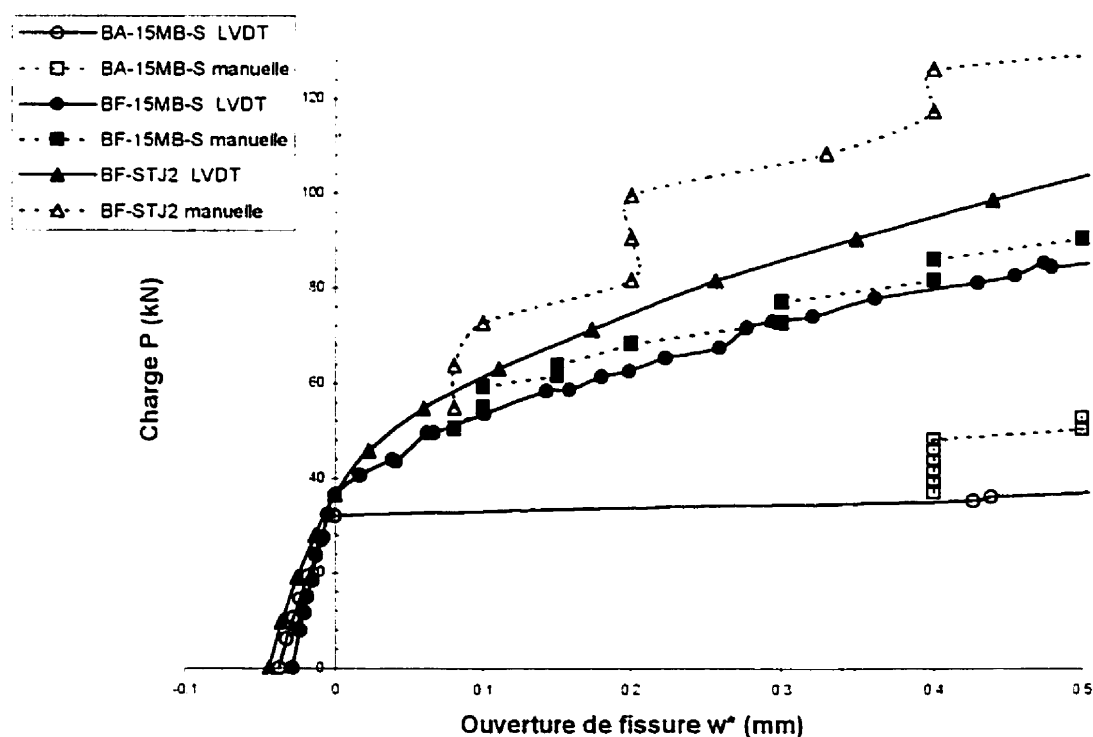


Figure 4.15 Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 15M en bas

c) Dalles avec armatures 20M en bas

Selon les lectures manuelles des ouvertures de fissures, la figure 4.16 des spécimens avec deux barres 20M en bas indique que le spécimen de béton fibré obtient, pour une charge donnée, de plus petites fissures que pour le spécimen de béton sans fibres. Les lectures prises par les LVDT ne peuvent corroborer ces résultats étant donné que les valeurs lues par ces instruments pour le spécimen de béton sans fibres n'étaient pas valides et sont donc absentes de la figure. Toutefois, les lectures prises par les LVDT sur le BF-20MB-S sont présentes et indiquent de plus grandes ouvertures que celles mesurées manuellement. Ces lectures surévaluent l'ouverture de la fissure à cause de la présence de plusieurs fissures dans la distance de base de lecture des LVDT. Si on compare les résultats de la figure 4.16 avec ceux de la figure 4.15, on constate que les mesures prises manuellement et par les LVDT étaient plus similaires pour les spécimens ayant des barres 15M en bas que pour les spécimens ayant des barres 20M en bas. Ceci s'explique par le fait que plus la grosseur de l'armature augmente, plus l'adhérence de la barre d'armature au béton augmente également. Ainsi, pour une même déformation, le béton atteindra une contrainte en traction plus élevée pour une barre d'armature plus grosse à cause du raidissement en tension. Par conséquent, l'atteinte de la contrainte de fissuration en traction sera atteinte et plusieurs petites fissures apparaîtront. Pour une barre d'armature plus petite, moins de fissures apparaissent mais elles sont plus ouvertes à cause de la moins bonne adhérence de la barre. Enfin, si plus de fissures apparaissent, les LVDT interceptent alors plus de fissures et surévaluent l'ouverture d'une fissure. Pour cette raison, les lectures manuelles sont inférieures aux lectures des LVDT pour une charge donnée.

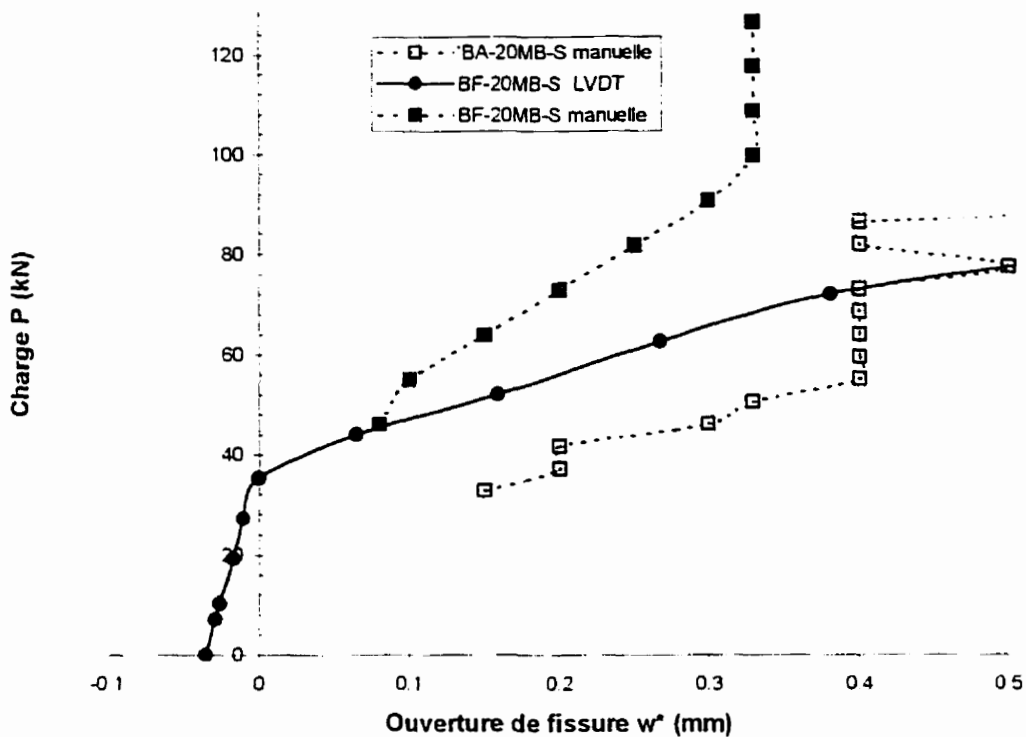


Figure 4.16 Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 20M en bas

d) Dalles avec armatures 20M au centre

Sur la figure 4.17, aucune lecture manuelle prise sur le spécimen BA-20MC-S n'apparaît sur le graphique. En effet, lorsque les fissures sont devenues visibles à l'œil nu sur ce spécimen, elles étaient déjà ouvertes de 0.8 mm, ce qui est hors de la plage indiquée sur ce graphique. Puisque l'armature est loin de la surface, les fissures sont beaucoup plus ouvertes. La lecture par les LVDT démontre d'ailleurs qu'au changement de pente, début de l'ouverture de la fissure, l'ouverture devient très grande pour une charge décroissante. Le spécimen BF-20MC-S offre, pour sa part, un bon contrôle de la fissuration. Selon les lectures manuelles, la progression de l'ouverture des fissures se fait même plus lentement que sur le spécimen de béton armé avec 2 barres 20M en bas (figure 4.16). Encore une

fois, les LVDT donnent des valeurs beaucoup plus grandes que les valeurs manuelles pour une charge donnée puisque plusieurs fissures étaient interceptées sur la distance de base servant à la lecture de ces instruments.

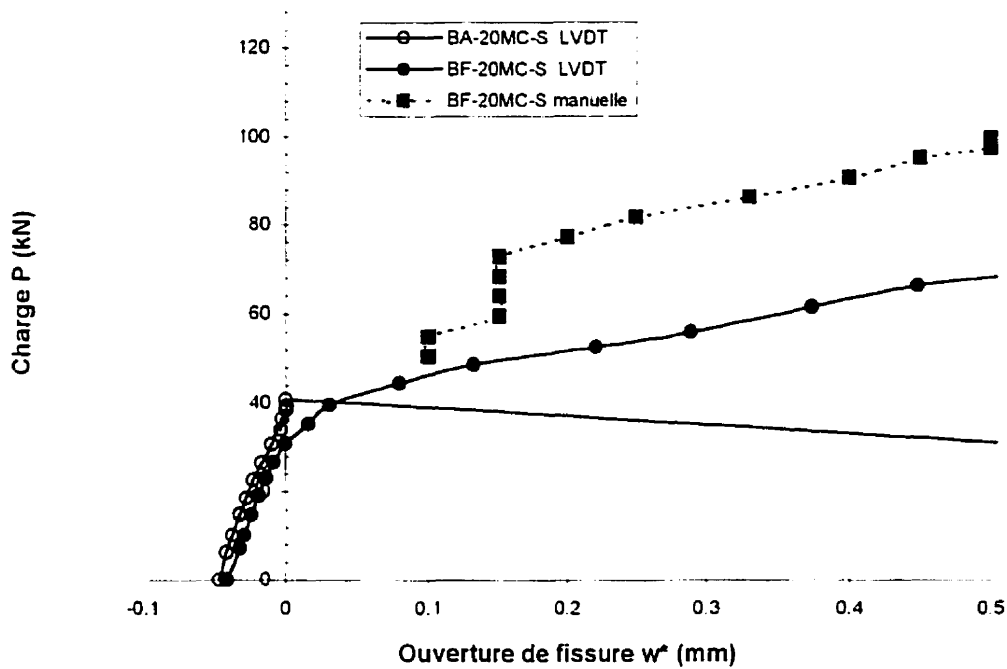


Figure 4.17 Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 20M au centre

e) Dalles avec armatures 20M en haut

Sur la figure 4.18, aucune lecture manuelle n'est présentée. En fait, aucune lecture manuelle n'a pu être effectuée étant donné la progression rapide des fissures. Étant donné que les barres 20M sont en haut, aucun contrôle de la fissuration n'est fait par cette armature. Lorsqu'une fissure apparaît, elle progresse rapidement et le spécimen de dalle se rend à la rupture. Ainsi, les seules mesures disponibles sont celles prises à l'aide des LVDT. Cette figure illustre clairement que sur le spécimen BF-20MH-S, la fissuration est bien contrôlée jusqu'à ce que la fissure soit visible à l'œil nu puisqu'il est possible

d'atteindre une charge plus élevée avant que cette fissure progresse très rapidement comme pour le spécimen BA-20MH-S.

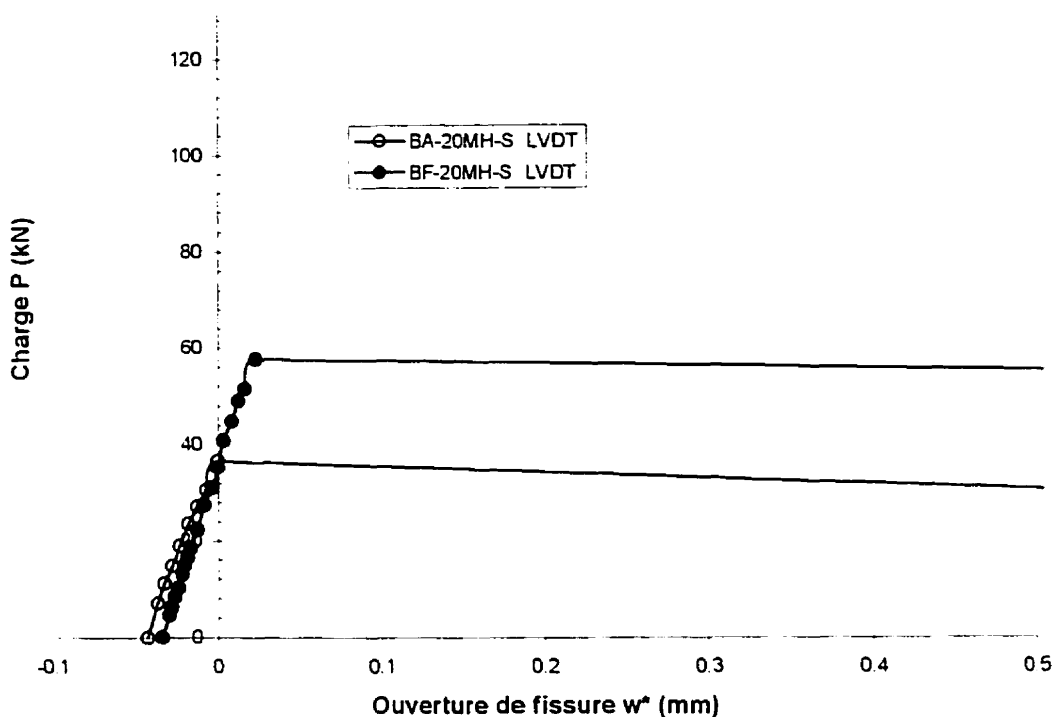


Figure 4.18 Ouverture de fissure sur les dalles ayant 2 barres 20M en haut

f) Sommaire

De façon générale, les spécimens de BHP fissuraient beaucoup plus que ceux de BHPFA. Les spécimens de BHPFA avaient tendance à avoir peu de fissures et une fissure principale qui s'ouvre jusqu'à la rupture. Pour les spécimens de BHP, il était souvent difficile d'identifier une fissure principale étant donné que plusieurs fissures progressaient énormément jusqu'à la rupture. Les figures 4.19 et 4.20 montrent une photo des spécimens de BHP et BHPFA testés en flexion statique et illustrent leur mode de fissuration respectif.

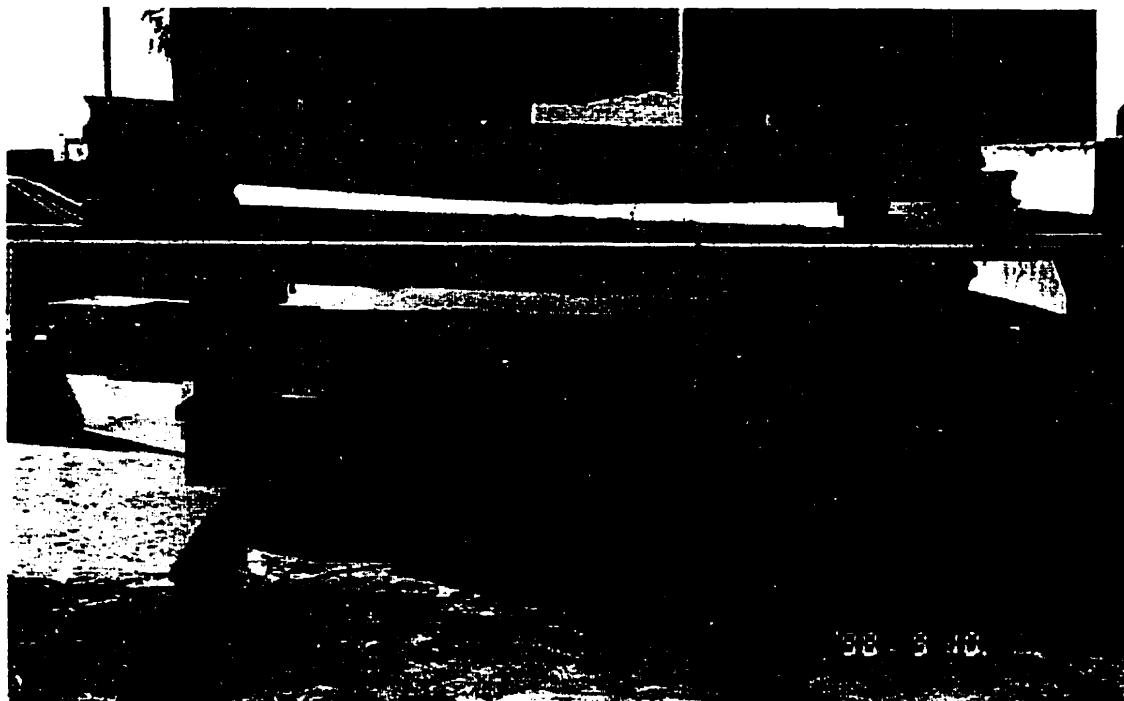


Figure 4.19 Spécimens de dalles de BHP testés en flexion statique

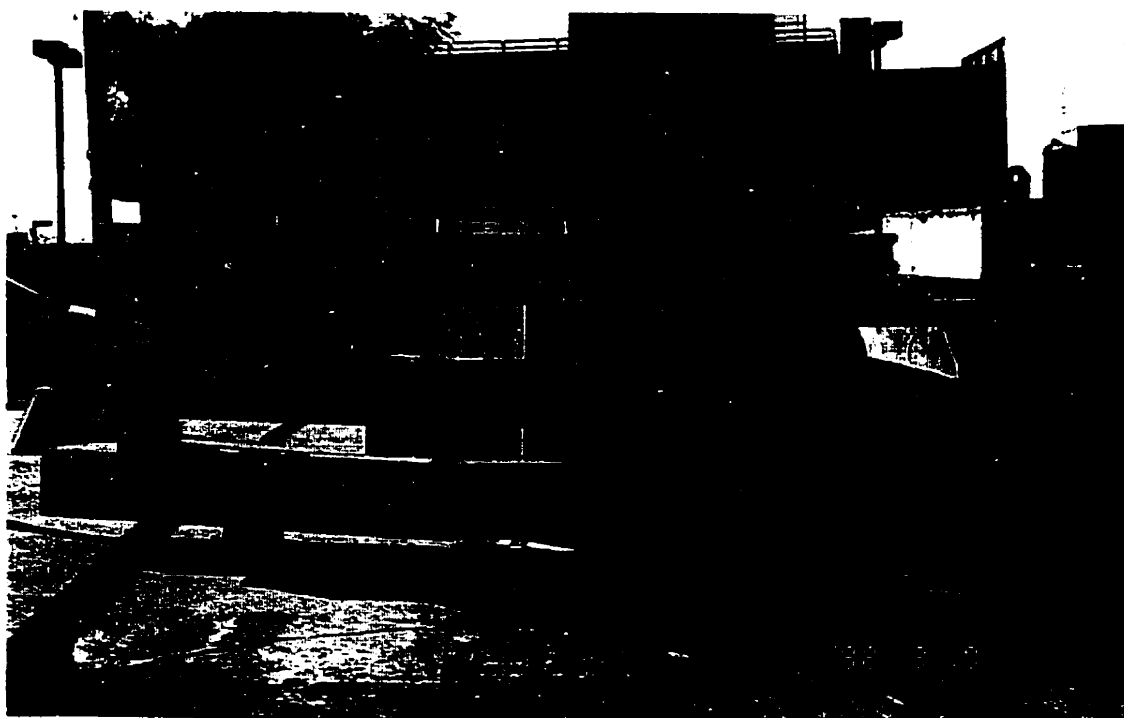


Figure 4.20 Spécimens de dalles de BHPFA testés en flexion statique

Les ouvertures des fissures mesurées lors des essais statiques sur les spécimens ayant subi des cycles de fatigue ne sont pas présentées car généralement, les LVDT n'interceptaient pas la fissure principale. De plus, les ouvertures de fissures sur les spécimens n'ayant pas eu de fatigue fournissent déjà l'information sur le contrôle des fissures. Enfin, les calculs de rigidité faits lors des essais de fatigue et présentés à la section 4.4.2 donnent également des renseignements sur la progression des fissures. Il n'est donc pas nécessaire de traiter les ouvertures de fissures lors des essais statiques après fatigue.

4.4 Essais de fatigue sur dalles

Comme il a été mentionné auparavant, des essais de fatigue sur des spécimens de dalles ont été réalisés. Ces essais de fatigue avaient pour but de simuler les charges routières appliquées à nombreuses répétitions sur les dalles de ponts. Au cours de ces essais, la rigidité des spécimens est mesurée après qu'un certain nombre de cycles ait été effectué afin de pouvoir suivre l'évolution de cette dernière. Toutes les configurations proposées en BHPFA, soit 15MB, 20MB, 20MC et 20MH, ont été testées en fatigue. Cependant, seuls les spécimens de BHP comportant des barres 15MB et 20MB ont été soumis à des cycles de fatigue puisque les propositions de barres 20M au centre et 20M en haut ne sont pas applicables à des dalles de BHP sans fibres. Les comportements de chacun de ces spécimens sont ensuite comparés.

4.4.1 Procédure expérimentale

Les essais de fatigue ont été effectués en flexion avec le même montage que celui utilisé pour les essais de flexion simple statiques et décrit à la section 4.3.1. Le système de chargement est composé du même vérin. La cellule de charge ayant une plage linéaire de

K222 kN a été employée pour tous les spécimens, à l'exception du BF-20MC-F qui utilisait plutôt la cellule de charge ayant une plage linéaire de K200 kN. Ce changement est attribuable à l'indisponibilité de la cellule de charge de K222 kN au moment de l'essai du spécimen BF-20MC-F.

Tout comme pour les essais statiques, les mesures de la flèche et d'ouverture de fissure ont été prises. Les potentiomètres ayant une course de 50.8 mm et 127 mm ont été utilisés pour les spécimens BF-15MB-F, BA-15MB-F et BA-20MB-F tandis que ceux ayant une course de 254 mm ont été employés pour les spécimens BF-20MB-F, BF-20MC-F et BF-20MH-F. Les capteurs de déplacements LVDT ayant une plage linéaire de K2.54 mm ont été installés vis-à-vis les appuis pour mesurer le tassement pour tous les spécimens, sauf pour le BF-15MB-F où des micromètres à cadran ont été utilisés. Pour la mesure de l'ouverture des fissures, les mêmes LVDT ayant une plage linéaire de K2.54 mm ont été employés. La distance de base de lecture pour les LVDT lors de la préfissuration était d'environ 300 mm tandis que lors des essais de fatigue, cette distance était plutôt de 100 mm. Par contre, aucune lecture manuelle de ces ouvertures de fissures n'a été effectuée lors de la mesure des rigidités.

Pour chacun des essais, trois niveaux de chargements sont appliqués soit P_0 , $P_{\min}$ et $P_{\max}$. Ces charges sont basées sur des pourcentages de la charge ultime théorique d'une dalle de béton armé (P_{ult}) ayant les propriétés et les dimensions réelles du spécimen testé. Les charges P_0 , $P_{\min}$ et $P_{\max}$ seront définies plus loin.

Une préfissuration de la dalle est d'abord réalisée à un niveau de charge P_0 . Lors de ce chargement, à chaque incrément d'environ 4.5 kN, une prise des mesures de la flèche et de l'ouverture des fissures a été effectuée. Pour ce chargement, la mesure de l'ouverture des fissures a également été faite manuellement, à l'exception du spécimen comportant deux barres 20M en haut. Une fois la charge P_0 atteinte, on a déchargé le spécimen puis

repris une lecture de la flèche et de l'ouverture des fissures lorsque la charge était revenue à zéro.

Après cette fissuration, les LVDT ont été déplacés pour obtenir une distance de base de lecture de 100 mm et intercepter la fissure principale. Ensuite, des cycles de fatigue oscillant entre $P_{\max}$ et $P_{\min}$ ont été effectués. Lors de ces cycles, $P_{\max}$ demeurait toujours inférieur à P_0 . De plus, la fréquence à laquelle est réalisée ces essais est de 120 ou 240 cycles par minute, soit 2 ou 4 Hz, selon le nombre de cycles à effectuer. Ramakrishnan et al. (1987) rapportent qu'il a été démontré que la fréquence à laquelle était réalisée les essais de fatigue avait peu ou pas d'effets sur les résultats, à moins que les contraintes induites dans l'élément ne soient extrêmement élevées.

Le chargement en fatigue appliqué à chacun des spécimens de dalles correspond donc au type de chargement illustré à la figure 4.21.

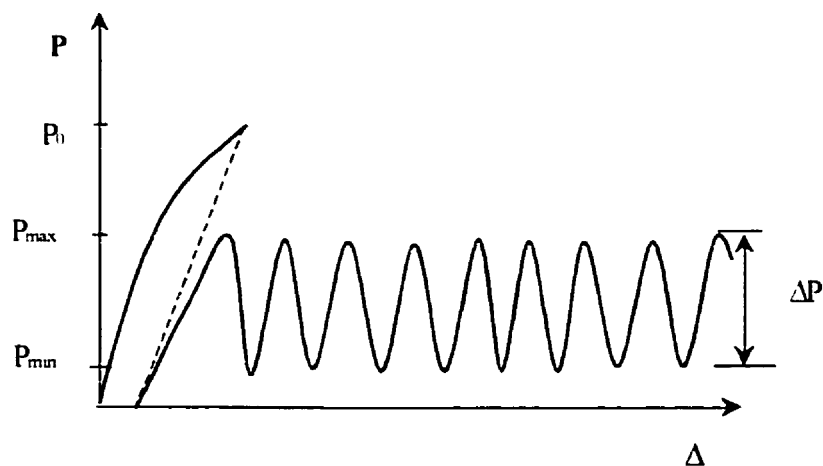


Figure 4.21 Chargement en fatigue appliqué aux spécimens de dalles

Après avoir procédé à un certain nombre de cycles, l'essai était arrêté afin de mesurer la rigidité du spécimen. Pour obtenir cette rigidité, le spécimen de dalle était chargé jusqu'à $P_{\max}$ et à chaque incrément d'environ 4.5 kN, une lecture automatisée des instruments était prise. Lors de la remise à zéro de la charge, une nouvelle lecture des instruments était effectuée. La rigidité du spécimen était déterminée à partir de la pente du graphique de la charge en fonction de la flèche. L'essai de fatigue était à nouveau reparti afin de poursuivre les cycles de chargement. Un arrêt de l'essai pour un calcul de rigidité a eu lieu aux alentours de 1000, 5000, 10000, 25000, 50000, 100000, 250000, 500000 et 1×10^6 cycles. Pour le spécimen BF-15MB-F, la rigidité a aussi été mesurée pour 1.6×10^6 et 2×10^6 cycles. L'essai de fatigue était terminé lorsque la rigidité du spécimen devenait stable ou lorsqu'une détérioration rapide se produisait. En général, 1×10^6 cycles ont été appliqués sur les spécimens.

a) Détermination de la charge P_0

La charge P_0 , servant à préfiessurer le spécimen de dalle avant l'essai de fatigue, correspond à un chargement exceptionnel qui pourrait être appliqué à une section de dalle de pont. Ainsi, à partir de la nouvelle norme canadienne des ponts (CSA-S6, 2000) bientôt en vigueur et en assumant que seule la charge vive cause des efforts, on peut poser les hypothèses suivantes:

$$M_r = \phi_s M_{ult} \quad (4.3)$$

$$M_f = \alpha_L (1 + FAD) M_L \leq M_r \quad (4.4)$$

où M_r est la résistance flexionnelle, M_{ult} est la résistance flexionnelle à l'ultime, M_L est le moment causé par la charge de camion de design et M_f est le moment pondéré causé par les charges. Le coefficient de tenue de l'acier ϕ_s est égal à 0.9, le coefficient de pondération α_L est de 1.70 et le facteur d'amplification dynamique FAD prend diverses

valeurs. Le coefficient de pondération α_L inclut généralement un facteur de croissance de 20% (Massicotte et Picard, 1990) pour tenir compte de l'augmentation des chargements des camions avec le temps. Ainsi, on peut donc présumer que le moment maximal M_0 causé par un chargement exceptionnel actuel, ne menant pas à la rupture, pourrait atteindre $M_f/1.2$, soit :

$$M_0 = \frac{M_f}{1.2} = \frac{\alpha_L}{1.2} (1+FAD) M_L \leq \frac{\phi_s M_{ult}}{1.2} \quad (4.5)$$

En introduisant la valeur pour ϕ_s , on trouve :

$$M_0 = 0.75 M_{ult}$$

ou encore $P_0 = 0.75 P_{ult} \quad (4.6)$

Ce niveau de chargement est donc le niveau maximal que pourrait subir une dalle de pont dans des conditions extrêmes d'utilisation.

b) Détermination de la charge P_{max}

Pour les chargements utilisés lors des essais de fatigue, la charge maximale atteinte représente le passage d'un camion de design sur une dalle de pont. Cette charge P_{max} inclut le facteur d'amplification dynamique et est calculée à partir des équations 4.3 et 4.4. Comme le coefficient de pondération de charge est égal à 1.0 pour l'état limite de fatigue selon la nouvelle norme canadienne des ponts (CSA-S6, 2000) et que M_{ult} est calculé avec un α_L de 1.70, on doit donc diviser l'équation 4.3 par 1.70. Donc :

$$M_{max} = 1.0 \times (1+FAD) M_L = \frac{\phi_s M_{ult}}{1.70} = 0.53 M_{ult} \quad (4.7)$$

où $M_{\max}$ représente le moment maximum atteint lors des essais cycliques. La charge $P_{\max}$ est donc approximativement :

$$P_{\max} = 0.5 P_{\text{ult}} \quad (4.8)$$

c) Détermination de la charge $P_{\min}$

Théoriquement, comme on a assumé que le moment provenait entièrement de la charge vive, $M_{\min}$ devrait être égal à zéro et le chargement cyclique devrait varier entre $P_{\min} = 0$ et $P_{\max} = 0.5 P_{\text{ult}}$.

Par contre, à l'état limite de fatigue, la norme canadienne des ponts demande que l'écart de contraintes induites dans les barres d'acier d'armature soit inférieure à 125 MPa. Toujours en se basant sur la charge ultime théorique du béton armé calculée avec les propriétés réelles du spécimen, on peut calculer l'écart de moments permis. Tout d'abord, le moment ultime de design correspond à ceci :

$$M_{\text{ult}} = A_s f_y j_u d \quad (4.9)$$

où A_s correspond à l'aire de l'armature tendue, f_y est la contrainte élastique de l'acier égale à 400 MPa, d est la distance entre le centre de gravité de l'acier tendu et la fibre la plus comprimée et j_u est un facteur pris égal à 0.95 pour une dalle et permettant d'estimer d'une façon simplificatrice le bras de levier $(d-a/2)$ à une valeur de $j_u d$. Pour la fatigue, l'écart des moments est calculé ainsi :

$$\Delta M = \Delta \sigma A_s j_f d \quad (4.10)$$

où ΔM est l'écart des moments appliqués, $\Delta \sigma$ est l'écart des contraintes dans les aciers tendus et j_r est le facteur permettant de déterminer le bras de levier qu'on évalue à $0.9j_u$ pour une dalle en fatigue. On peut alors calculer en pourcentage de M_{ult} l'écart des contraintes permis :

$$\frac{\Delta M}{M_{ult}} = \frac{\Delta \sigma A_s 0.9j_u d}{A_s f_y j_u d} = 0.9 \frac{\Delta \sigma}{f_y} = 0.9 \frac{125}{400} = 0.28 \quad (4.11)$$

donc $\Delta M = 0.28 M_{ult}$

ou encore $\Delta P = P_{max} - P_{min} = 0.28 P_{ult} \quad (4.12)$

Toutefois, étant donné que les fibres dans le béton peuvent reprendre une partie des contraintes et ainsi probablement diminuer les contraintes induites dans l'armature, cet écart de chargement ΔP est augmenté à $0.4P_{ult}$. Cet écart de chargement plus élevé permettra de vérifier l'efficacité des fibres. En effet, un écart de contrainte restreint à 125 MPa n'aurait pas endommagé les spécimens de BHP sans fibres et par conséquent, l'effet des fibres n'aurait pas été visible. L'écart de contraintes induites dans les aciers des spécimens de BHP correspond plutôt à ceci :

$$\Delta \sigma = \frac{0.4 P_{ult}}{0.28 P_{ult}} \times 125 \text{ MPa} = 179 \text{ MPa} \quad (4.13)$$

La charge P_{min} est donc déterminée ainsi:

$$P_{min} = P_{max} - \Delta P = P_{max} - 0.4P_{ult} \quad (4.14)$$

d) Chargements appliqués sur les spécimens

Les chargements appliqués sur chacun des spécimens testés en fatigue sont présentés au tableau 4.14. Ces chargements sont généralement déterminés en fonction de la charge ultime théorique d'un béton armé sans fibres ayant la même configuration d'armature.

Tableau 4.14 Chargements appliqués aux spécimens pour les tests en fatigue

spécimen	P_{ult} (kN) théorique	P_0 (kN) (% P_{ult})	P_{min} (kN) (% P_{ult})	P_{max} (kN) (% P_{ult})	ΔP (kN) (% P_{ult})
BF-15MB-F	55.8	48.4 (0.87 P_{ult})	8.2 (0.15 P_{ult})	30 (0.54 P_{ult})	21.8 (0.39 P_{ult})
BA-15MB-F	49.1	38.4 (0.78 P_{ult})	8.2 (0.17 P_{ult})	28.2 (0.57 P_{ult})	20 (0.40 P_{ult})
BF-20MB-F	82.2	60.8 (0.74 P_{ult})	10.4 (0.13 P_{ult})	42.6 (0.52 P_{ult})	32.2 (0.39 P_{ult})
BA-20MB-F	83.6	65.7 (0.79 P_{ult})	10.4 (0.12 P_{ult})	46.6 (0.56 P_{ult})	36.2 (0.44 P_{ult})
BF-20MC-F	107.3 ¹	62.05 (0.58 P_{pic}) ¹	10.4 (0.10 P_{pic}) ¹	41.7 (0.39 P_{pic}) ¹	31.3 (0.29 P_{pic}) ¹
	82.8 ²	(0.75 P_{ult}) ²	(0.13 P_{ult}) ²	(0.50 P_{ult}) ²	(0.38 P_{ult}) ²
BF-20MH-F	57.7 ¹	48.1 (0.83 P_{pic}) ¹	8.2 (0.14 P_{pic}) ¹	21.5 (0.37 P_{pic}) ¹	13.3 (0.23 P_{pic}) ¹

1 : plutôt qu'être basé sur la charge ultime théorique d'un béton armé ayant cette configuration d'armature, il s'agit de la charge maximale de l'essai statique du BF-20MC-S ou du BF-20MH-S selon le cas

2 : basé sur la charge ultime du béton armé pour des barres 20M-B

Étant donné que les configurations 20MC et 20MH n'ont aucun sens pour du béton armé, l'état de chargement pour les spécimens BF-20MC-F et BF-20MH-F n'est pas basé sur la charge ultime théorique du béton armé sans fibres ayant ces mêmes configurations. Il est

plutôt choisi pour le spécimen de béton fibré 20MC d'appliquer le même chargement que s'il s'agissait d'un spécimen de béton 20MB. Ainsi, il sera possible de comparer les résultats du spécimen BF-20MC-F avec ceux du spécimen de béton armé BA-20MB-F. On constate toutefois, à l'aide du tableau 4.14, que le chargement appliqué en terme de pourcentage de la charge ultime expérimentale du spécimen BF-20MC-S est plus faible étant donné que le spécimen de béton fibré 20MC obtient une résistance flexionnelle plus élevée qu'une dalle de béton armé avec deux barres 20M en bas.

Pour le spécimen BF-20MH-F, le chargement appliqué diffère quelque peu des proportions de charges proposées précédemment. De plus, les proportions de charges sont basées sur la charge maximale (P_{pic}) atteinte lors de l'essai statique du BF-20MH-F. La charge P_0 servant à préfissurer le spécimen a dépassé le $0.75P_{pic}$ suggéré pour les autres spécimens car, sous une charge inférieure, il était impossible d'arriver à voir une fissure à l'œil nu sur ce spécimen. Puisque l'essai de fatigue devait être fait sur une dalle préfissurée, la charge P_0 à appliquer était de 48.4 kN équivalent à $0.83P_{pic}$. La charge P_{max} appliquée lors des cycles de fatigue est inférieure à $0.5P_{pic}$, à cause d'une erreur expérimentale, mais aurait dû être de cet ordre de grandeur. Pour cette raison, l'écart de contraintes est près de la moitié de celui présent dans les autres spécimens.

Enfin, le chargement de préfissuration de la dalle BF-15MB-F est supérieure à $0.75P_{ult}$ car, tout comme pour le chargement du spécimen BF-20MH-F, aucune fissure visible à l'œil nu n'apparaissait avant la charge de 48.1 kN équivalent à $0.87P_{ult}$.

4.4.2 Résultats de ces essais de fatigue

À partir des essais de fatigue, tous les graphiques de la charge en fonction de la flèche ont été tracés pour chaque arrêt de l'essai après un certain nombre de cycles. Ainsi, on obtient la rigidité flexionnelle du spécimen à partir de la pente de ce graphique. Ces graphiques de rigidités peuvent être consultés dans le rapport des résultats des essais de

fatigue et de traction directe. Bélanger (2000). Avec toutes ces rigidités, on peut tracer un dernier graphique comportant la rigidité des spécimens en fonction du nombre de cycles subi. Il est ainsi possible de suivre l'évolution de la rigidité d'un spécimen.

La rigidité flexionnelle d'une dalle simplement supportée et chargée à mi-portée se calcule à l'aide de l'équation suivante:

$$K = \frac{P}{\Delta} = \frac{48EI}{L^3} \quad (4.15)$$

où K est la rigidité de la dalle, P est la charge appliquée, Δ est la flèche verticale, E est le module élastique, I est l'inertie de la section et L est la portée. Cette équation permet de calculer les rigidités théoriques des spécimens de dalles.

La rigidité flexionnelle d'un spécimen de dalle est directement reliée à son état de fissuration. Effectivement, plus un spécimen est fissuré, plus sa rigidité flexionnelle diminue étant donné que son inertie effective diminue. La rigidité théorique d'une dalle de béton armé non fissurée de dimensions nominales de 500x200x2000 mm ayant un module élastique de 40000 MPa, ce qui correspond aux spécimens de dalles de cette étude, est de 80000 kN/m. Toutefois, si cette dalle est fissurée et comporte deux barres 15M en bas, on doit alors utiliser une inertie transformée et ne pas tenir compte du béton en traction. Ainsi, la rigidité flexionnelle de cette dalle devient 8871 kN/m, ce qui est près de 10 fois moins. Si la dalle comporte plutôt deux barres 20M au bas ou au centre, la rigidité flexionnelle est alors respectivement de 12050 kN/m ou de 4605 kN/m. Le détail de ces calculs peut être consulté en annexe.

Étant donné que les spécimens testés ont subi des chargements semblables en fonction des résistances théoriques du béton armé, il est possible de comparer le comportement en fatigue de chacun d'entre eux. En effet, les spécimens BA-15MB-F et BF-15MB-F ont

subi des chargements semblables, comme s'il s'agissait de deux spécimens de béton armé identiques. Également, les spécimens BA-20MB-F, BF-20MB-F et BF-20MC-F ont été soumis au même chargement, comme si tous trois possédaient des barres 20M en bas et qu'ils étaient constitués de BHP sans fibres. Par contre, le spécimen BF-20MH-F a subi un chargement différent, moins élevé que ceux des autres spécimens, tel qu'indiqué au tableau 4.14. La figure 4.22 présente la variation de la rigidité flexionnelle des dalles chargées de façon cyclique.

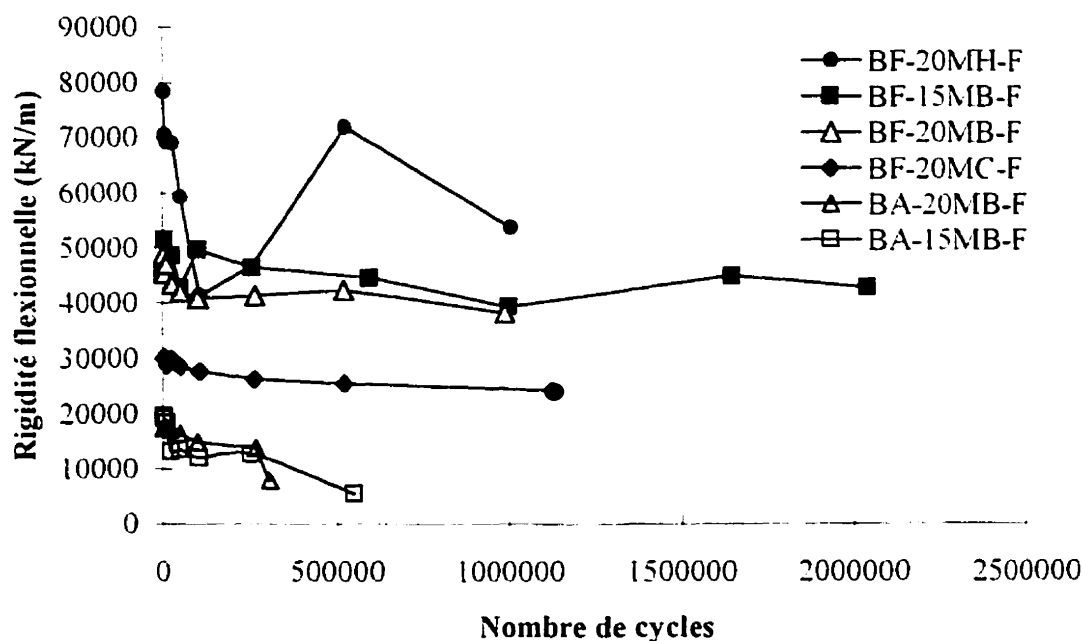


Figure 4.22 Rigidité flexionnelle des spécimens de dalles

À partir de cette figure, on remarque que le spécimen BF-20MH-F semble celui ayant la rigidité flexionnelle la plus élevée, ce qui est surprenant. En effet, il est peu probable que le spécimen comportant des barres 20M en haut soit le plus performant. Les rigidités de

ce spécimen sont difficilement comparables avec celles des autres spécimens étant donné que son chargement était inférieur à celui des autres. De plus, la rigidité flexionnelle augmente aux alentours de 500000 cycles, ce qui est pratiquement impossible. Des erreurs expérimentales semblent donc s'être glissées lors de l'essai de ce spécimen. Enfin, peu de conclusions peuvent alors être tirées de ces résultats.

Par contre, on remarque que les spécimens BF-15MB-F et BF-20MB-F ont des rigidités nettement supérieures à celles des spécimens BA-15MB-F et BA-20MB-F. De plus, leur rigidité semble se stabiliser rapidement à 40000 kN/m, ce qui représente la moitié de la rigidité d'une dalle non fissurée. La rigidité de ces deux spécimens de béton fibré est plus de quatre fois la rigidité théorique d'un spécimen en béton armé complètement fissuré en présence de deux barres 20M en bas et plus de trois fois celle d'un spécimen en béton armé complètement fissuré comportant deux barres 15M en bas. Il est donc aisé d'en conclure que les fibres d'acier contrôlent la fissuration.

Pour le spécimen BF-20MC-F, bien que l'armature soit au centre, sa rigidité est plus élevée que pour les deux spécimens de BHP sans fibres, soit près du double à partir de 25000 cycles. Également, cette rigidité paraît se stabiliser autour de 24000 kN/m après avoir subi 1×10^6 cycles, ce qui est plus de cinq fois la rigidité théorique d'une dalle en béton armé complètement fissurée ayant des barres 20M au centre. Encore une fois, les fibres semblent apporter une bonne amélioration à la rigidité des dalles.

Enfin, les spécimens de béton armé se sont détériorés rapidement. Le BA-15MB-F obtient une rigidité à 550000 cycles de 5470 kN/m, ce qui est inférieur à la rigidité théorique d'une dalle complètement fissurée avec deux barres 15M. Cette faible rigidité indique une détérioration de l'armature ou de l'adhérence de celle-ci au béton. L'essai est donc arrêté à ce nombre de cycles à cause de cette grande détérioration. Pour le BA-20M-F, une rupture fragile par fatigue est survenue à un peu plus de 300000 cycles. Il ne faut par contre pas oublier que l'écart de contraintes induites dans

l'armature de ces deux spécimens dépassait 125 MPa, limite spécifiée par la norme sur les ponts.

Dans une dalle de pont, la rigidité flexionnelle de la section fissurée affecte l'amplitude des contraintes induites dans les barres d'armature. Pour une charge donnée, plus la rigidité est faible, plus les contraintes induites dans les barres d'armature sont grandes, ce qui a une incidence directe sur la résistance à la fatigue et sur le contrôle de l'intervalle de contraintes maximales permis pour les armatures. L'écart de contraintes a donc été calculé pour les armatures de chacun des spécimens en utilisant les propriétés réelles mais en considérant ces derniers comme étant en BHP sans fibres. Les inerties utilisées pour ces calculs sont l'inertie effective due au chargement P_0 et l'inertie d'une dalle complètement fissurée. Ces contraintes sont indiquées au tableau 4.15.

Tableau 4.15 Contraintes induites dans les armatures si on considère les spécimens comme étant tous en BHP sans fibres

Spécimen	$\Delta\sigma$ (MPa) fissurée sous charge P_0	$\Delta\sigma$ (MPa) complètement fissurée
BA-15M-F	33	174
BA-20M-F	102	204
BF-15MB-F	32	180
BF-20MB-F	77	185
BF-20MC-F	61	276
BF-20MH-F	5	284

Selon les rigidités finales mentionnées à la page précédente pour les spécimens BA-15MB-F et BA-20MB-F, ces dalles sont complètement fissurées. L'écart des contraintes dans les barres d'armature est donc de 174 MPa et 204 MPa, des valeurs beaucoup plus élevées que 125 MPa prescrit par la norme des ponts. Il est donc normal que ces spécimens se soient détériorés rapidement en fatigue et qu'une rupture fragile soit survenue pour le BA-20MB-F, surtout que sous P_0 seulement, l'écart de contraintes approche déjà le 125 MPa. Toutefois, on constate que si les spécimens de BHPFA avaient complètement fissuré, de grandes détériorations de la rigidité seraient également survenues ainsi que des ruptures par fatigue car l'écart des contraintes dans les armatures aurait été élevé. Puisque les rigidités indiquées à la figure 4.21 pour ces spécimens sont stables et bien supérieures à celles de dalles fissurées, on peut assurer que l'écart de contraintes est plus bas que celui énoncé à la deuxième colonne du tableau 4.15. L'écart de contraintes sous le chargement P_0 est faible également et aucun danger n'est donc présent pour une rupture fragile en fatigue. Enfin, puisque les rigidités des spécimens en BHPFA sont plus élevées que celles en BHP, les contraintes induites dans les armatures sont par conséquent inférieures et un plus grand écart de chargement sera nécessaire pour entraîner un écart de contraintes de 125 MPa dans l'armature. De plus, puisque des fibres sont présentes, elles ne font non seulement que réduire l'écart de contraintes dans l'armature en augmentant la rigidité flexionnelle mais aussi, elles reprennent une partie des contraintes en traction donc diminuent encore plus cet écart dans les armatures. Cependant, pour les essais réalisés dans cette étude, il est impossible de connaître la contrainte reprise par les fibres.

4.5 Sommaire

D'après les résultats de ces essais de flexion sur dalles, on peut dire que les spécimens de béton de fibres offrent une résistance élastique supérieure à celle des spécimens de BHP

sans fibres, soit de l'ordre d'une fois et demie au double de la résistance offerte par les spécimens de BHP. Également, on peut constater que la résistance des spécimens de BHPFA est peu affectée par des cycles de fatigue. En effet, lors des essais allant à la rupture sur ces spécimens ayant subi de nombreux chargements cycliques, la résistance flexionnelle demeurait la même et ce, jusqu'à l'ultime.

De plus, la fissuration semble beaucoup mieux contrôlée sur les spécimens de BHPFA que sur les spécimens de BHP. Il y a en général plus de fissures qui apparaissent sur les spécimens de BHP et elles sont plus ouvertes. Cependant, aucun rapport d'efficacité des fibres sur le contrôle de la fissuration entre le BHP et le BHPFA ne peut être effectué à partir de ces essais étant donné que le système utilisé pour mesurer les ouvertures de fissures était plus ou moins adéquat. Une amélioration est à apporter à ce système afin de pouvoir connaître les mesures exactes d'ouverture de fissures.

Pour leur part, les essais de fatigue ont démontré que les spécimens de BHPFA obtenaient de bien meilleures rigidités flexionnelles que les spécimens de BHP et ce, même après de nombreux cycles de chargement. De plus, les rigidités des spécimens de BHPFA semblaient se stabiliser assez rapidement tandis que celles des spécimens de BHP diminuaient beaucoup, ce qui menait à une détérioration rapide de ces spécimens.

Enfin, en analysant les écarts de contraintes obtenus théoriquement dans les armatures, on a constaté que sans la présence de fibres, tous les spécimens auraient subi une rupture fragile en fatigue. Pourtant, seul le spécimen de BHP comportant deux barres 20M en bas a obtenu ce genre de rupture tandis que l'essai sur le spécimen de BHP ayant deux barres 15M a été arrêté plus rapidement pour éviter une telle rupture. Les fibres aident donc à diminuer les contraintes induites dans les aciers d'armatures en augmentant la rigidité flexionnelle et en reprenant une partie de ces contraintes. Il est toutefois impossible de connaître, à partir des essais de cette étude, les contraintes réelles présentes dans ces armatures.

CHAPITRE 5

ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

Ce chapitre présente la caractérisation du béton haute performance avec fibres d'acier. Parmi les essais de caractérisation existants, deux essais ont été retenus pour cette étude: l'essai de flexion RILEM sur prisme entaillé et l'essai de traction directe. Une brève description de ces essais est énoncée au chapitre 2. Pour chacun de ces essais, les spécimens prélevés seront tout d'abord décrits puis les procédures expérimentales ainsi que les résultats seront ensuite exposés. Étant donné que certains spécimens sont constitués de fibres à crochets et que d'autres contiennent plutôt des fibres droites à bouts aplatis, certaines comparaisons entre ces deux types de fibres seront réalisées.

5.1 Essais de flexion RILEM

L'essai de flexion RILEM est un des essais de caractérisation choisi pour cette étude. Cet essai comporte l'avantage d'être plus facilement réalisable que l'essai de traction directe, quoiqu'un équipement spécialisé avec asservissement soit requis, étant donné qu'à l'approche du pic d'effort, le spécimen présente un comportement instable. Certains autres avantages et inconvénients de cet essai sont mentionnés au chapitre 2. Depuis peu, le comité RILEM recommande cet essai comme essai standard de caractérisation du béton de fibres. Il a donc été décidé d'effectuer cet essai pour connaître le comportement postfissuration du BHPFA utilisé dans ce projet.

5.1.1 Description des spécimens

Les spécimens utilisés pour ces essais ont été prélevés lors des différentes coulées tenues pour la construction des dalles des ponts de St-Jérôme et de Maskinongé. Le tableau 5.1 indique la provenance et le type de fibres présent pour chacun des spécimens testés.

Tableau 5.1 Spécimens testés pour les essais de flexion RILEM

Nombre de spécimens	Provenance	Type de fibres
3	St-Jérôme : 1 ^{ère} coulée de convenance	à crochets
3	St-Jérôme : 2 ^{ème} coulée de convenance	droites à bouts aplatis
3	St-Jérôme : coulée de la dalle	droites à bouts aplatis
3	Maskinongé : coulée de la dalle	à crochets

Tel que le spécifie la recommandation du comité RILEM, chacun de ces spécimens a été entaillé à mi-portée sur une profondeur de 25 mm. La largeur de cette entaille est de 2 à 3 mm, soit la largeur d'un trait de scie.

5.1.2 Procédure expérimentale

Bien que l'essai de flexion RILEM ait été décrit au chapitre 2, une description plus détaillée de la procédure expérimentale utilisée à l'École Polytechnique s'impose. Les essais de flexion ont été réalisés sur des prismes de 762x150x150 mm munis d'une

entaille à mi-portée. Cette entaille permet d'initier la fissuration. Le prisme repose sur deux appuis permettant la rotation. De plus, d'un côté, un rouleau permet les déplacements horizontaux. La portée libre entre ces deux appuis est de 500 mm. La charge était appliquée à mi-portée par un système de chargement constitué d'un vérin d'une capacité de 354 kN en compression et 250 kN en traction ayant une course maximale de ± 250 mm. Également, la charge était mesurée sur une plage de ± 222 kN par une cellule de charge qui présente une erreur de non linéarité de 0.06% sur sa capacité totale. Afin d'appliquer une charge uniforme sur toute la largeur du spécimen, un bloc d'acier de 170x25x38 mm transmettait la charge du vérin au spécimen. La figure 5.1 présente une photo du montage tandis que la figure 5.2 schématise ce dernier.

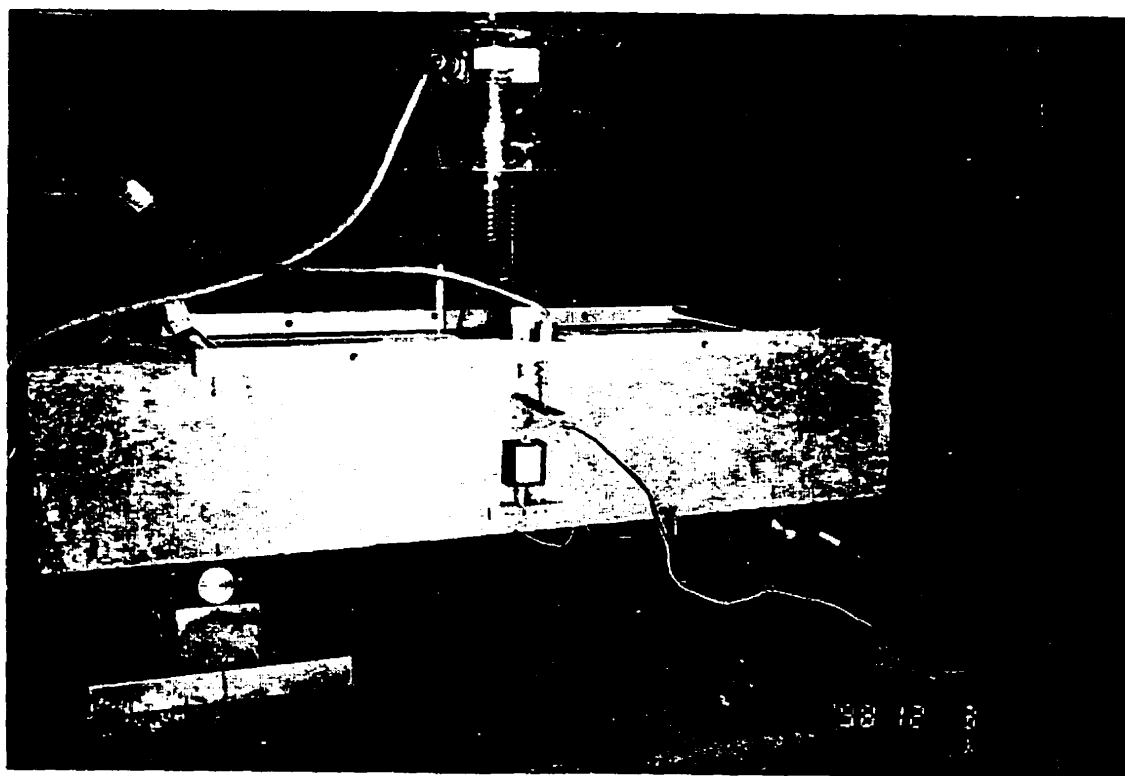


Figure 5.1 Photo du montage expérimental de l'essai de flexion Rilem

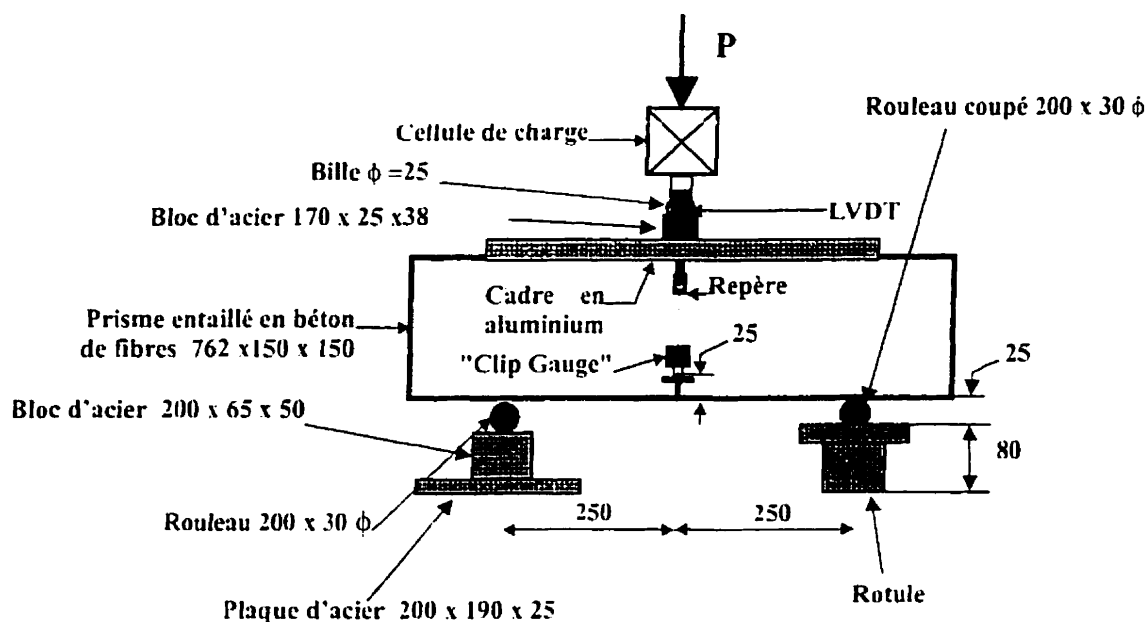


Figure 5.2 Schéma du montage expérimental de l'essai de flexion RILEM

Les mesures effectuées lors de ces essais sont la flèche et l'ouverture de la fissure au fond de l'entaille. La flèche est mesurée à l'aide de capteurs de déplacements LVDT fixés à un cadre d'aluminium de chaque côté du spécimen et appuyés sur des plaquettes collées à environ 35 mm du haut du spécimen. Le cadre d'aluminium est pour sa part déposé sur le spécimen au niveau des appuis. Ainsi, les mesures de flèches éliminent les tassements aux appuis. Pour obtenir la flèche au centre, on utilise la moyenne des flèches mesurées par les LVDT. La plage linéaire des capteurs de déplacements LVDT utilisés est de K2.5 mm avec une erreur de non linéarité maximale de 0.005 mm sur leur plage totale de travail.

L'ouverture de la fissure est mesurée au moyen d'extensomètres de type « clip gauge ». Ces extensomètres sont insérés entre deux repères vis-à-vis l'entaille de chaque côté du spécimen. L'ouverture de la fissure est généralement obtenue par la moyenne des mesures effectuées par les instruments, à l'exception des cas où la fissure sort de l'entaille d'un côté du spécimen. Dans cette situation, les lectures d'un seul des deux instruments sont retenues. Ces extensomètres de type « clip gauge » pouvaient mesurer respectivement une ouverture maximale de 5 et 3 mm. Les figures 5.1 et 5.2 présentent l'instrumentation utilisée lors de ces essais.

La procédure de l'essai était entièrement automatisée. L'essai et l'acquisition des données démarraient simultanément. L'asservissement de l'essai était contrôlé par le déplacement de l'extensomètre posé à l'avant du spécimen et fixé à un taux de 0.2 mm/min. L'acquisition des mesures était quant à elle effectuée à une fréquence de 20 Hz. L'essai était terminé lorsque le déplacement de l'extensomètre à l'avant du spécimen atteignait une valeur de 3 mm.

5.1.3 Résultats de ces essais de flexion RILEM

À partir de ces essais, les courbes de la charge en fonction de l'ouverture moyenne de la fissure et de la charge en fonction de la flèche verticale peuvent être tracées. Ces courbes permettent de connaître le comportement postfissuration de chacun de ces BHPFA. Il faut toutefois interpréter ces résultats en considérant qu'il s'agit de spécimens coulés où l'effet de parois peut favoriser l'orientation des fibres dans la direction de l'effort, ce qui peut entraîner une surestimation de la résistance flexionnelle du béton fibré. Également, l'effet de taille doit être pris en compte lors de l'interprétation des résultats. Les courbes de la charge en fonction de l'ouverture des fissures sont présentées sur les figures 5.3 à 5.6.

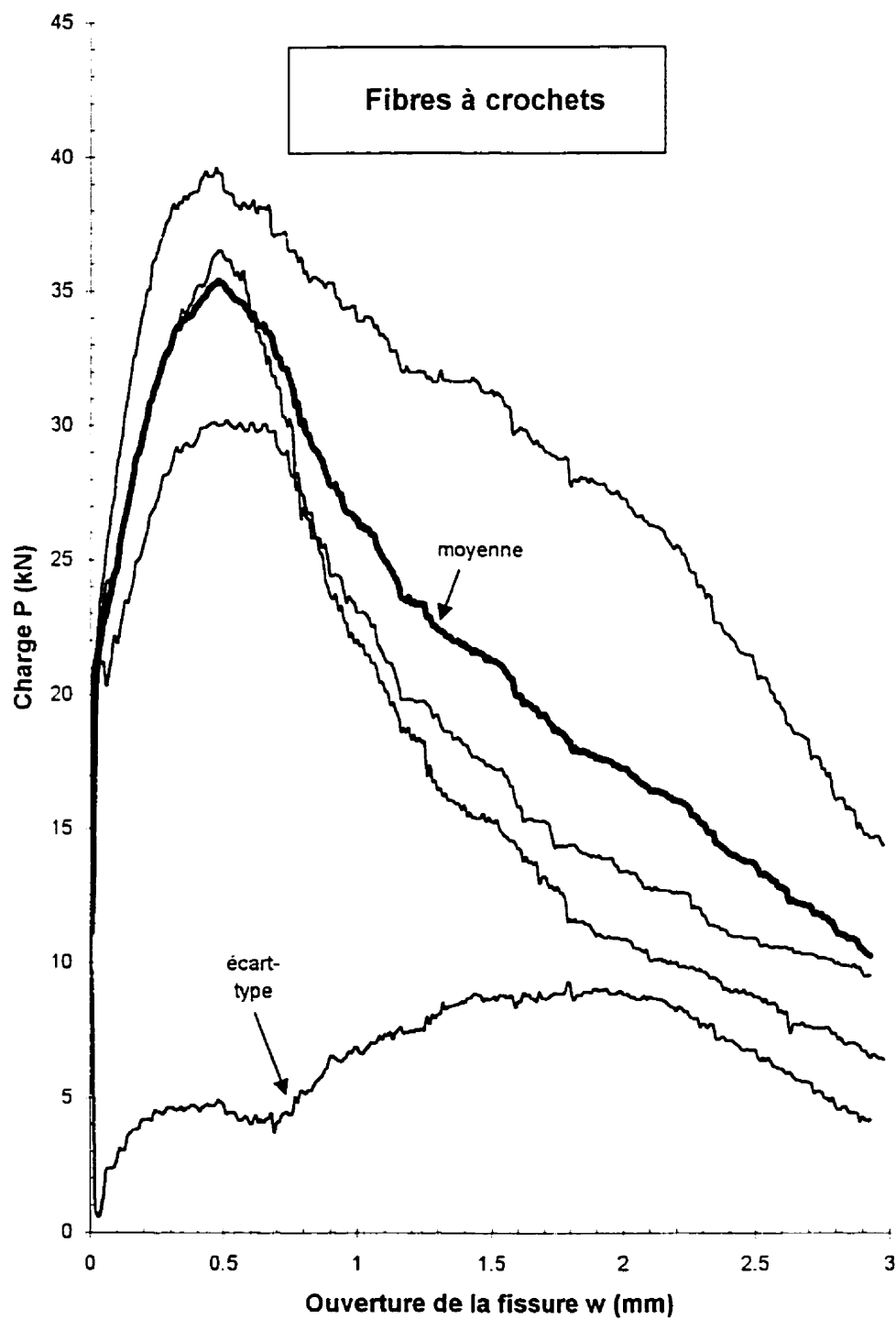


Figure 5.3 Essai de Flexion RILEM sur prismes de la 1^{ère} coulée de convenance de St-Jérôme

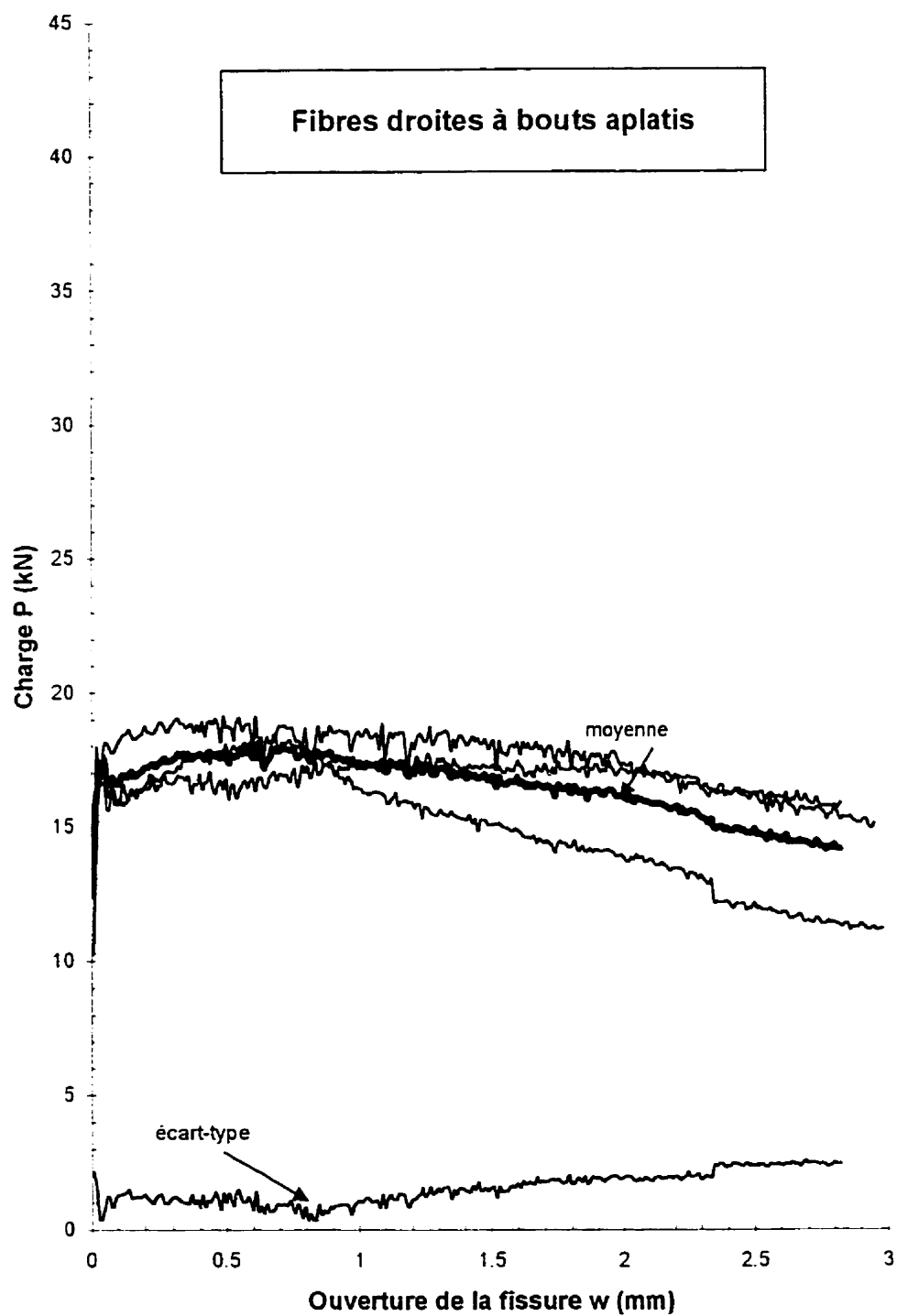


Figure 5.4 Essais de flexion RILEM sur prismes de la 2^{ème} coulée de convenance de St-Jérôme

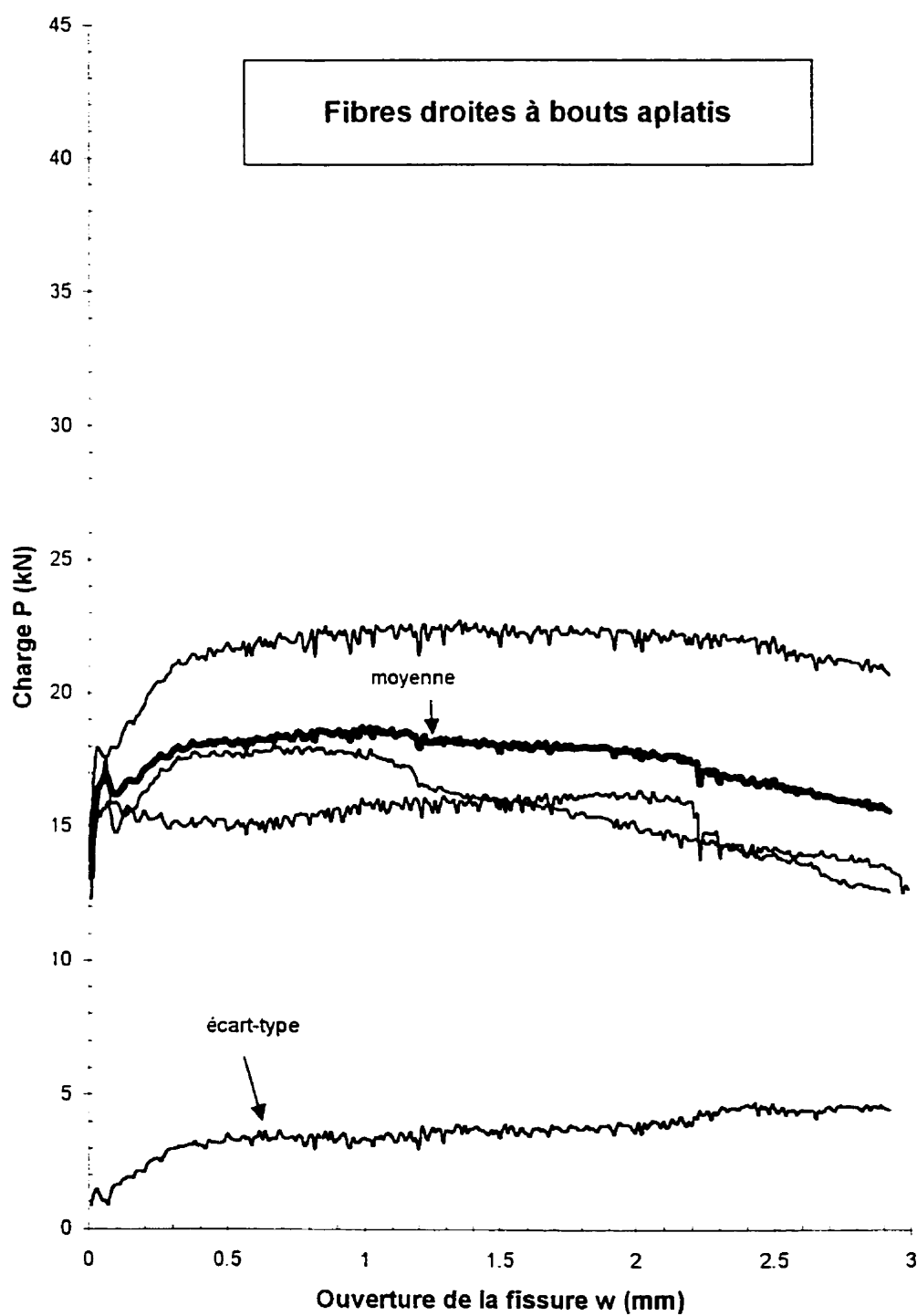


Figure 5.5 Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme

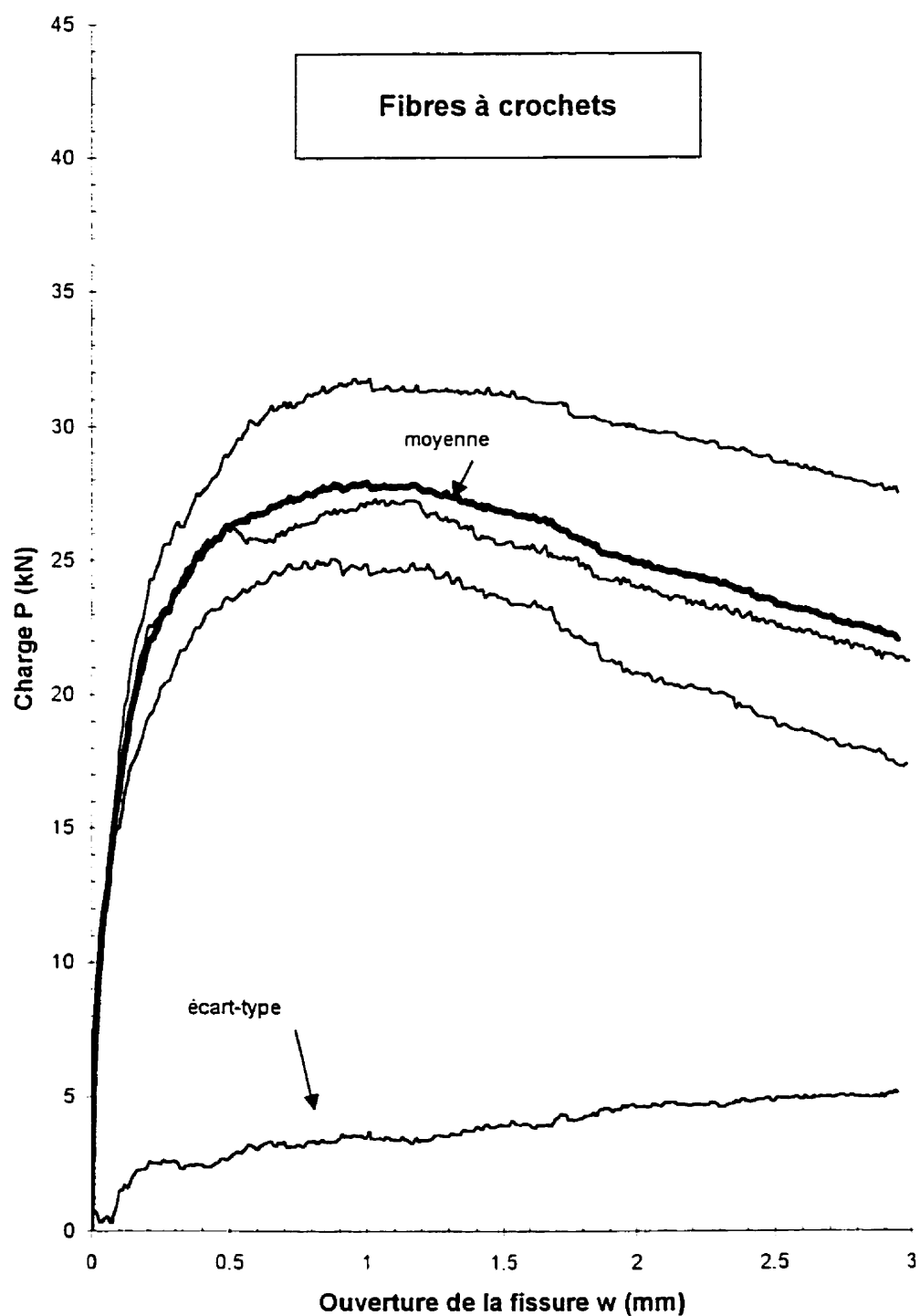


Figure 5.6 Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé

À partir de ces courbes de la charge en fonction de l'ouverture de fissure, plusieurs informations peuvent être tirées, malgré le fait que les valeurs de résistance sont peut-être surestimées à cause de l'effet de parois. Étant donné que l'aire de la section du prisme de 150x150 mm est petite, il est normal d'obtenir une certaine dispersion des résultats. En effet, plus l'aire des spécimens testés est petite, plus la dispersion des résultats est grande. Pour pallier ce phénomène et pour obtenir des résultats plus représentatifs d'un élément de béton fibré, le comité RILEM recommande d'effectuer un minimum de trois essais et de calculer la moyenne des résistance des trois prismes testés. Également, à partir de ces courbes, le calcul de l'écart-type permet de connaître la dispersion des résultats. D'ailleurs, on constate que l'écart-type des résultats des prismes provenant de la 1^{re} coulée de convenance du pont de St-Jérôme (figure 5.3) est supérieur à celui des prismes provenant des autres coulées. Ce résultat n'est pas étonnant puisque le béton de fibres fabriqué lors de cette première coulée de convenance ne répondait pas aux critères exigés sur le béton frais (chapitre 3). Pour cette raison, il est normal que les spécimens coulés avec ce béton donnent une plus grande dispersion des résultats due, par exemple, à une teneur en air instable et à une moins bonne dispersion des fibres. Le béton de fibres de cette coulée n'était pas de bonne qualité.

À l'aide des moyennes des résistances de chacun de ces BHPFA, on peut comparer les performances de ces bétons. Tout d'abord, on remarque que les bétons fabriqués avec des fibres à crochets ont une résistance maximale beaucoup plus élevée que celle des bétons avec fibres droites à bouts aplatis, soit de 1,5 à 2 fois supérieure. Pour de faibles ouvertures de fissures, leurs résistances sont nettement supérieures à celles des bétons avec fibres droites à bouts aplatis, ce qui peut s'expliquer par un meilleur ancrage des fibres à crochets et par un plus grand élanement pour ce type de fibres. Effectivement, les fibres à crochets utilisées dans cette étude ont un élanement de 75 tandis que les fibres droites à bouts aplatis ont plutôt un élanement de 50. De plus, pour les fibres à crochets, on constate une décroissance de la résistance après l'atteinte de la résistance maximale. Cette décroissance est due à la rupture des fibres. Par contre, la résistance du

béton avec fibres droites à bouts aplatis demeure à peu près constante puisque les fibres, plutôt que de casser, perdent de leur adhérence et sont arrachées du béton. Le mode d'arrachement des fibres est généralement préférable à celui de la rupture des fibres.

Les courbes de la charge en fonction de la flèche sont quant à elles présentées aux figures 5.7 à 5.10. Ces courbes sont semblables à celles illustrées aux figures 5.3 à 5.6 étant donné que, pour des raisons géométriques, l'ouverture de la fissure mesurée est liée à la flèche. Par contre, souvent plus d'une fissure apparaissaient sur les spécimens, ce qui a pour incidence d'affecter la rigidité du spécimen. Si le prisme est moins rigide, la flèche devient alors plus grande pour une même charge. Pour cette raison, les courbes de la charge en fonction de la flèche sont légèrement différentes puisque la courbe charge-ouverture de fissure ne considère que la fissure au niveau de l'entaille tandis que la courbe charge-flèche est affectée par toutes les fissures présentes sur le spécimen étant donné qu'elles ont une influence sur sa rigidité.

Les dispersions des résultats sont donc sensiblement les mêmes. Toutefois, l'écart-type des résultats provenant des prismes de la 1^{ère} coulée de convenance est encore plus grand. Selon la flèche, la variation présente dans le béton de cette coulée est encore plus visible. Tout comme pour les courbes charge-ouverture de fissure, ces courbes charge-flèche laissent paraître les mêmes comportements postfissuration des fibres soit une résistance plus élevée est obtenue pour les fibres à crochets ainsi que l'atteinte de la rupture des fibres tandis qu'une résistance plus constante et un mode d'arrachement des fibres sont présents pour les fibres droites à bouts aplatis.

Afin de pouvoir calculer la moyenne des résultats pour une flèche allant jusqu'à 3 mm, il serait recommander de terminer l'essai lorsque la flèche atteint au moins 3 mm et que l'ouverture de la fissure est supérieure à cette même valeur. Dans cette étude, le critère d'arrêt de l'essai était imposé seulement sur l'ouverture de fissure de 3 mm, correspondant parfois à une flèche inférieure à 3 mm. Le comité RILEM recommande

toutefois de terminer l'essai lorsque la flèche atteint une valeur de 3 mm, sans critère sur l'ouverture de la fissure.

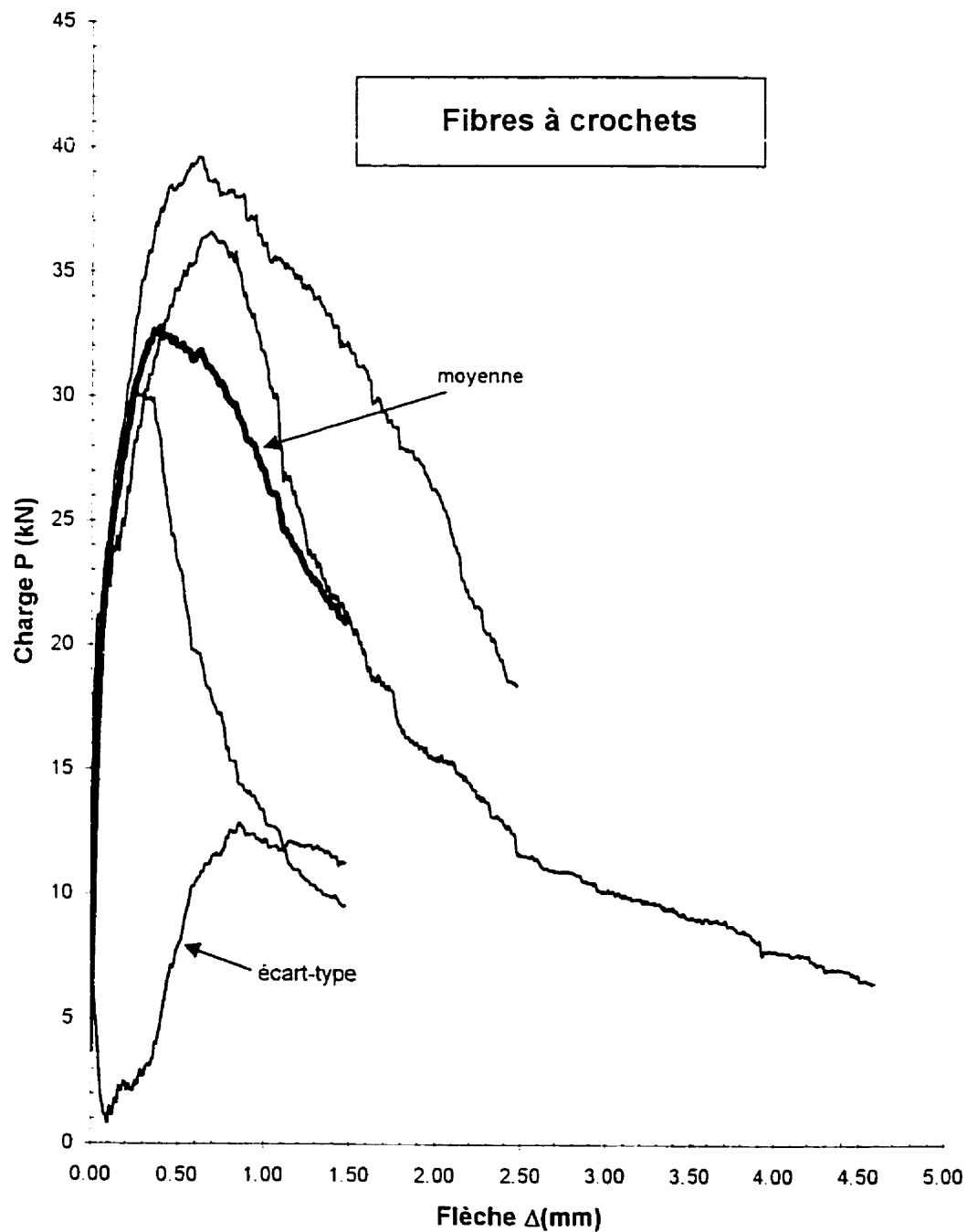


Figure 5.7 Essai de Flexion RILEM sur prismes de la 1^{ère} coulée de convenance de St-Jérôme

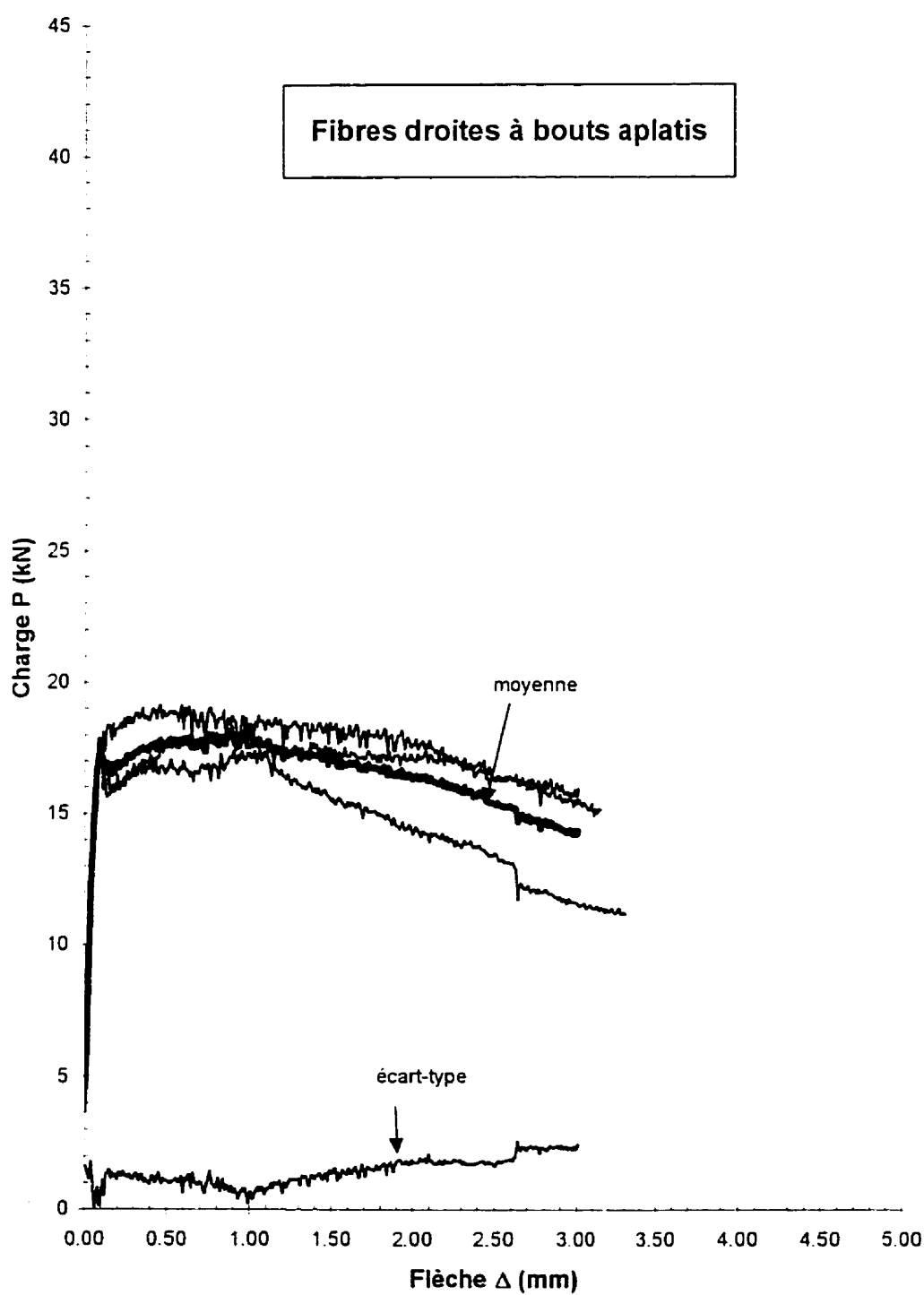


Figure 5.8 Essais de flexion RILEM sur prismes de la 2^{ième} coulée de convenance de St-Jérôme

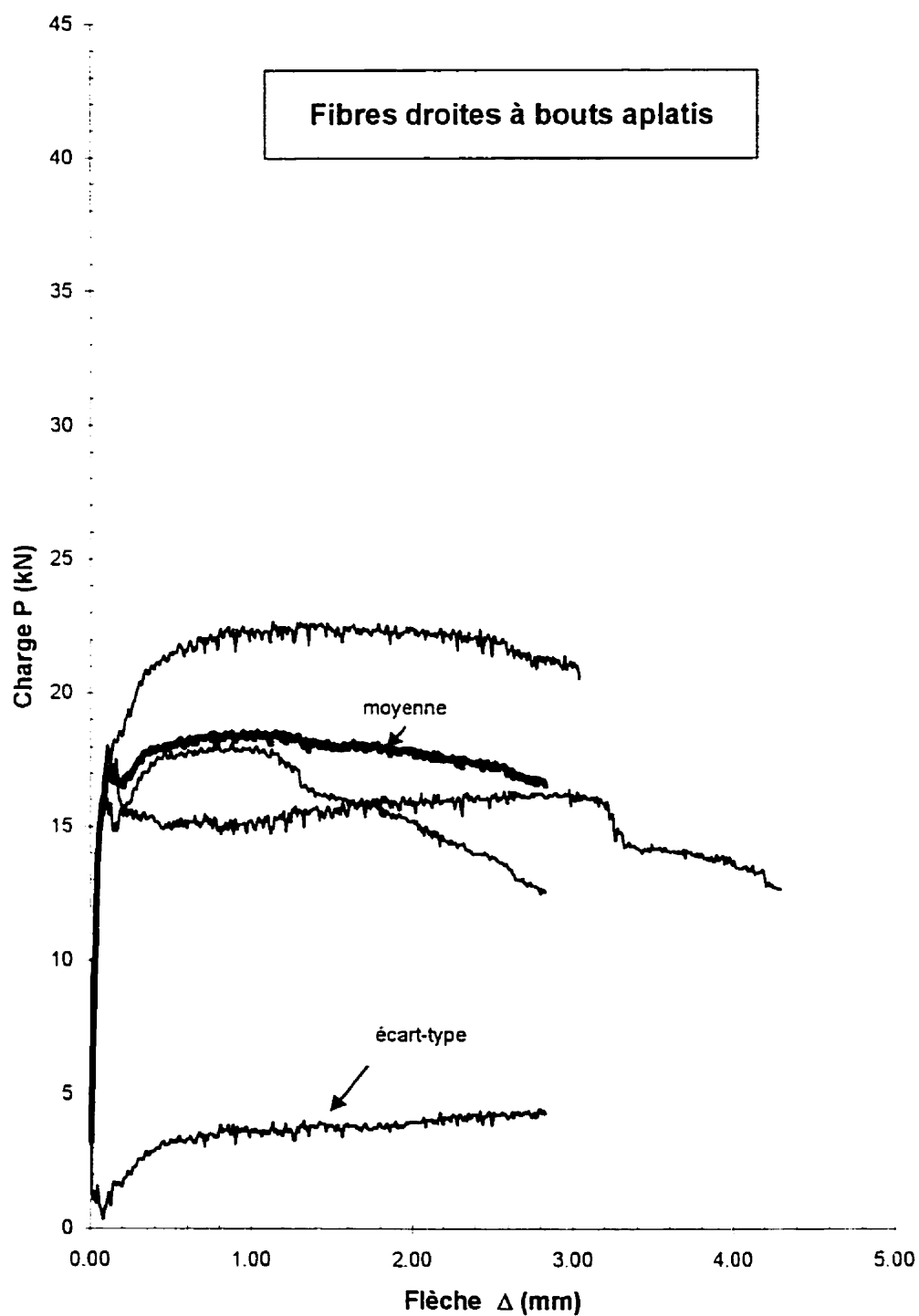


Figure 5.9 Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme

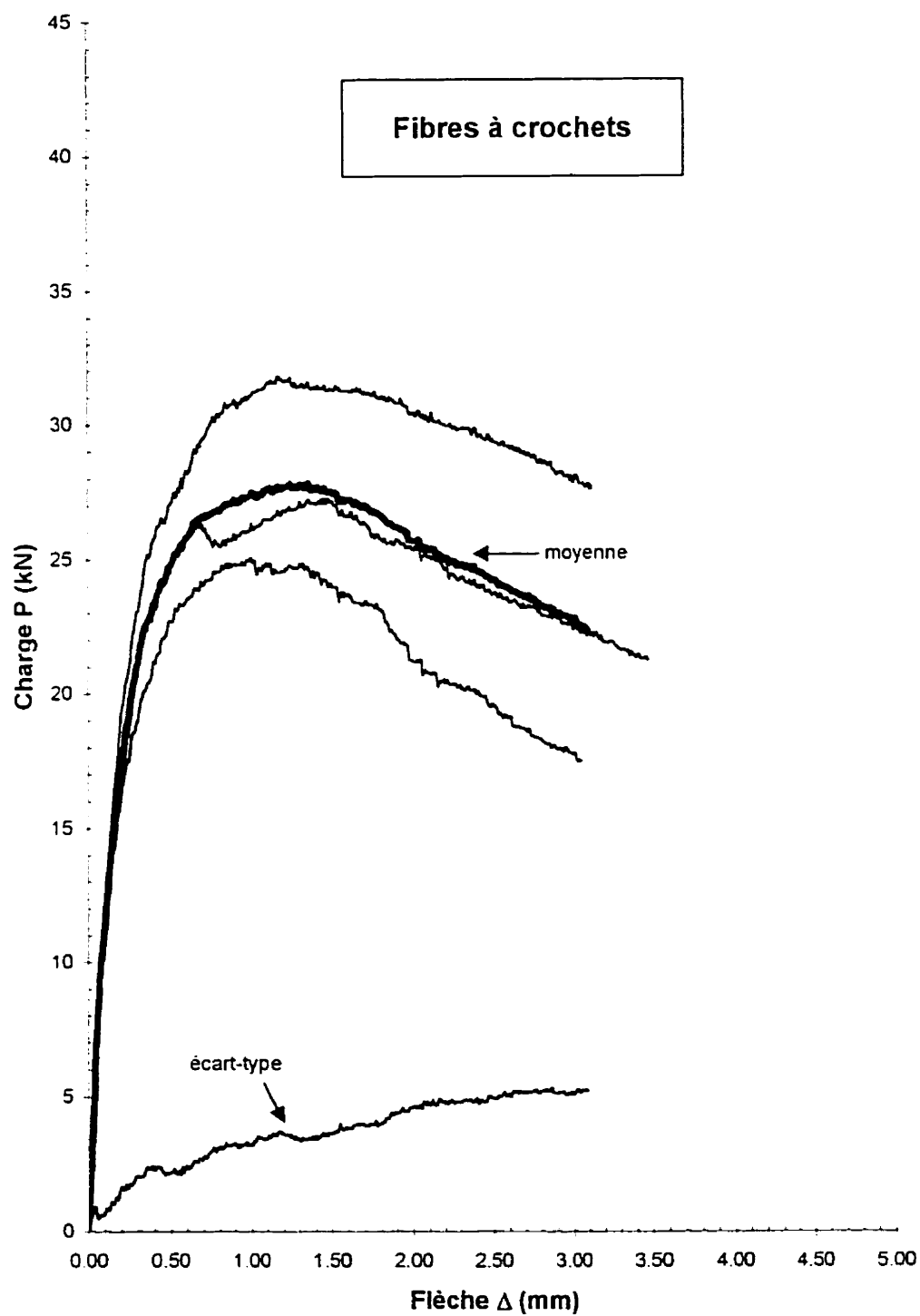


Figure 5.10 Essais de flexion RILEM sur prismes de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé

5.2 Essais de traction directe

L'essai de traction directe est le deuxième essai retenu pour caractériser le matériau. Cet essai a l'avantage de fournir directement la courbe effort-ouverture de fissure du matériau en traction. De plus, cette courbe se transforme facilement en courbe contrainte-ouverture de fissure en divisant l'effort par la surface entaillée représentant le plan de rupture. Toutefois, plusieurs précautions sont à prendre lors de cet essai afin d'exécuter un essai valide. En plus de nécessiter un montage très rigide pour éviter la flexion du spécimen lors de l'essai, l'asservissement doit être contrôlé par un équipement spécialisé afin de pouvoir connaître la courbe effort-ouverture de fissure à l'approche du pic d'effort et ce, malgré la grande instabilité du spécimen. Le comité RILEM TC-162 travaille actuellement à standardiser l'essai de traction directe comme essai de caractérisation des bétons fibrés, ce qui constitue une des raisons pour laquelle cet essai a également été choisi pour établir le comportement postfissuration du BHPFA.

5.2.1 Description des spécimens

Les essais de traction directe ont été réalisés sur des spécimens carottés de BHPFA. Au total, 24 carottes ont été prélevées dans les spécimens de dalles 20 et 21 (figure 4.2) comportant des fibres à crochets. De plus, 6 carottes ont pour leur part été prélevées dans le spécimen de dalle coulé lors de la 2^{ième} coulée de convenance du pont de St-Jérôme (BF-STJ2); il s'agit donc de carottes avec fibres droites à bouts aplatis. Ce dernier spécimen de dalle avait également servi pour un essai de flexion statique. Les carottes ont donc été prises dans les extrémités de ce spécimen et dans le sens transversal, endroit qui ne devrait pas avoir été affecté par l'essai de flexion. La figure 5.11 montre les opérations de carottage tandis que les figures 5.12 à 5.14 présentent les dalles carottées.



Figure 5.11 Opérations de carottage des spécimens pour la traction directe

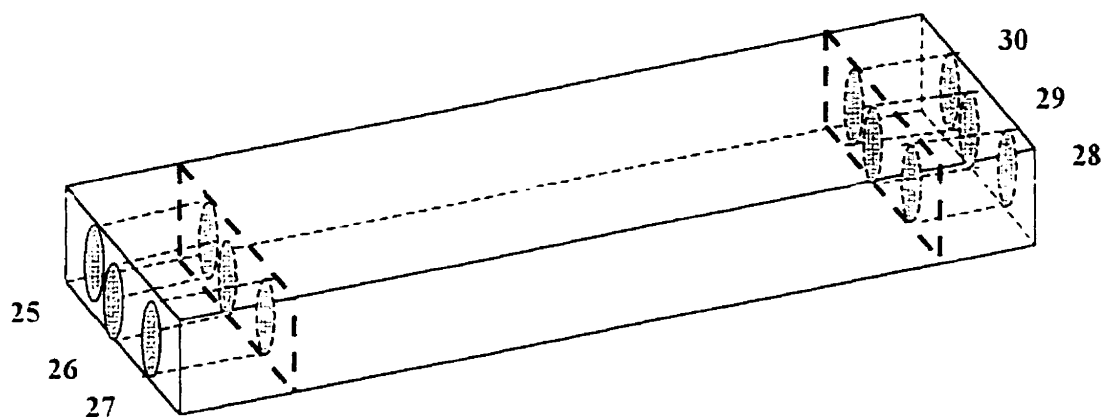


Figure 5.12 Dalle avec fibres droites à bouts aplatis carottée pour les éprouvettes 25 à 30 de l'essai de traction

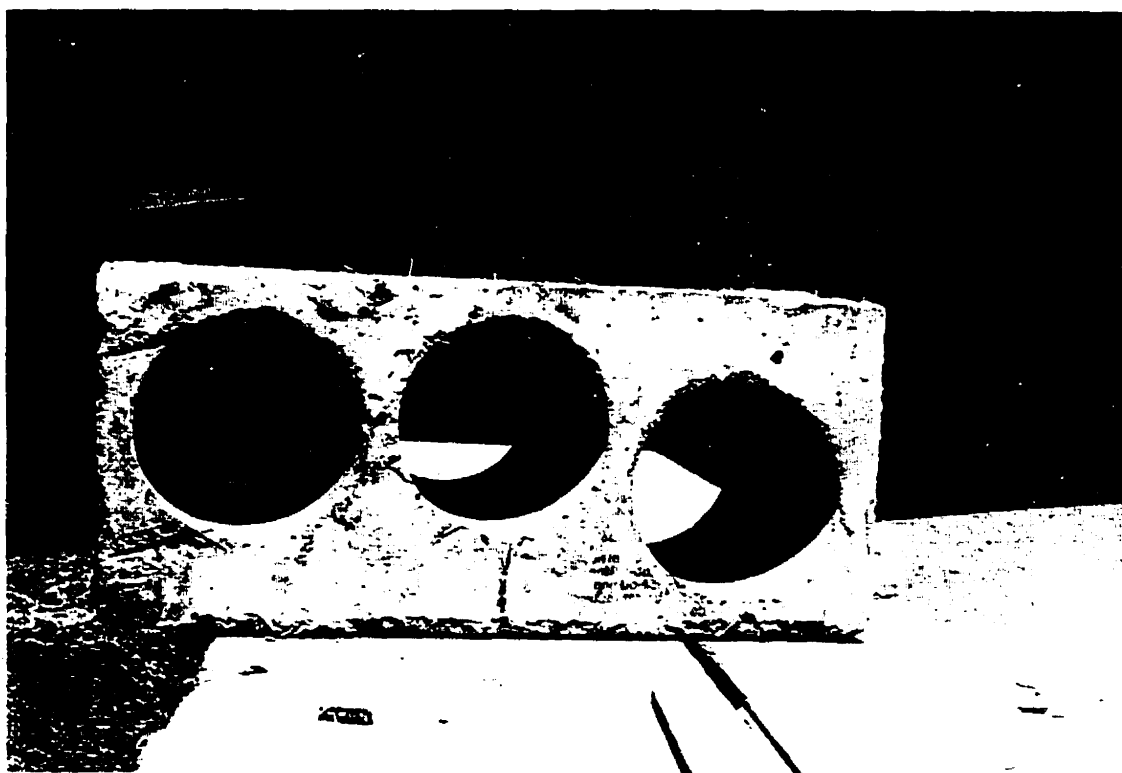


Figure 5.13 Une des extrémités de la dalle de la 2^{ème} coulée de convenance de St-Jérôme carottée pour l'essai de traction directe

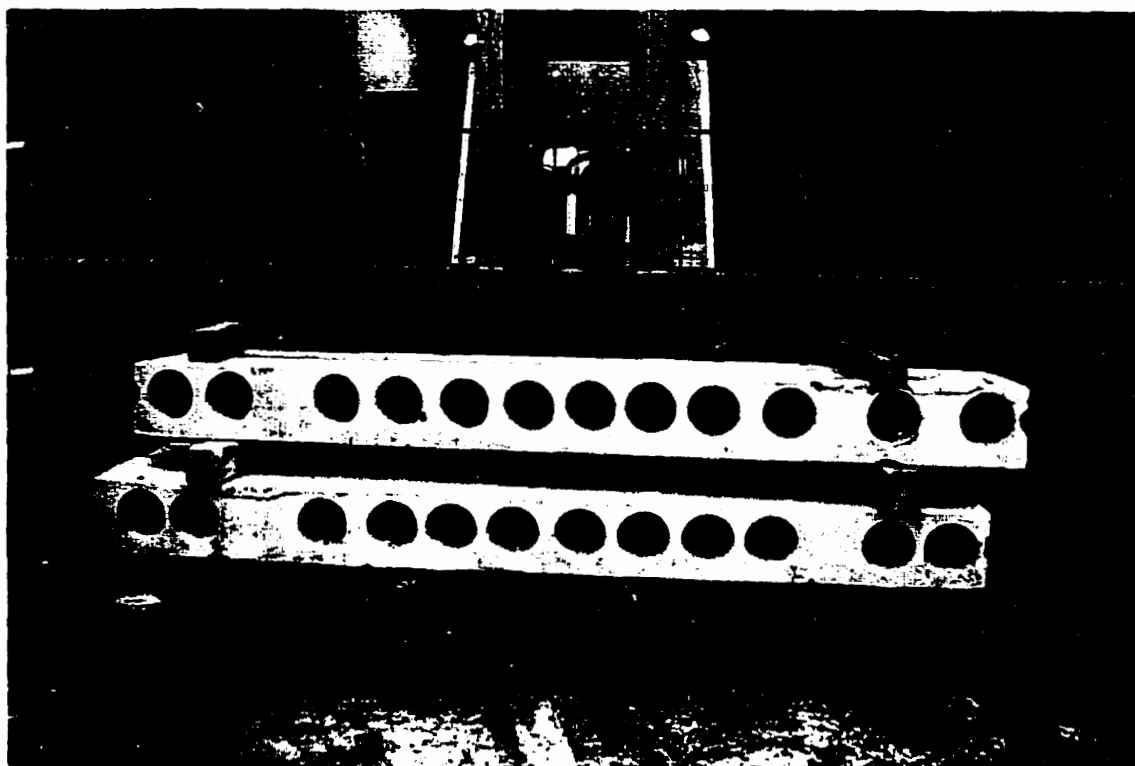


Figure 5.14 Spécimen de dalle 20 carottée pour les éprouvettes 1 à 12 et spécimen de dalle 21 carottée pour les éprouvettes 13 à 24 de l'essai de traction directe

Étant donné que les spécimens sont carottés, l'effet de parois est éliminé. Ces spécimens sont donc plus représentatifs d'un BHPFA présent dans une dalle de pont que les prismes de flexion Rilem qui sont coulés et qui, par conséquent, obtiennent une orientation préférentielle des fibres dans le sens de l'effort. Par contre, les carottes avec fibres à crochets proviennent des spécimens de dalles situés dans la zone coulée en dernier. À ce moment, le mélange, qui avait plus de 2h30 d'existence, comportait une faible maniabilité et l'utilisation abondante d'un vibreur à aiguille était requise pour la mise en place du BHPFA. Le vibreur à aiguille peut avoir modifié l'orientation des fibres et créé des vides ou cheminées sans fibres (Rossi, 1998), ce qui a comme incidence de rendre les carottes de ce béton moins représentatives d'un béton d'une vraie dalle étant donné la faible superficie d'une carotte. Une plus grande dispersion des résultats a donc

probablement été engendrée. Toutefois, pour une dalle de pont, l'utilisation d'un vibreur à aiguille n'influence pas la résistance de cette dernière puisque la dalle a une grande superficie et que les cheminées sont petites par rapport à la superficie d'une dalle.

Les spécimens carottés pour les essais de traction directe ont un diamètre de 130.2 mm. Ces carottes sont ensuite sciées aux deux extrémités pour que les deux surfaces soient planes et parallèles. La longueur de ces carottes varie entre 130 et 150 mm, tout dépendant des spécimens. Ces longueurs correspondent à un élancement de 1.0 à 1.15, ce qui est près du rapport optimal de 1.0 pour éviter une flexion trop importante du spécimen et le décollement des casques dû à une trop grande proximité de la concentration des contraintes au niveau de l'entaille. Puisque la longueur des fibres est de 60 mm pour les fibres à crochets et de 50 mm pour les fibres droites à bouts aplatis, la longueur du spécimen est supérieure à 2 fois la longueur des fibres, tel que recommandé par l'AFREM (1995).

Les carottes sont ensuite entaillées à mi-hauteur sur toute leur périphérie et sur une profondeur de 14 à 17 mm, ce qui correspond à un pourcentage de 11% à 13% de leur diamètre. Cette profondeur d'entaille permet un plan de rupture avec un minimum d'effet parasites et la conservation d'une aire importante pour garder l'essai représentatif. L'AFREM recommande une profondeur d'entaille correspondant à 10% à 15% du diamètre de l'éprouvette, critère qui est donc respecté pour les essais de cette étude. Enfin, la largeur de cette entaille est de 2 à 3 mm, soit la largeur d'un trait de scie.

Des spécimens sont présentés à la figure 5.15 soit une carotte sciée pour obtenir les deux faces planes et parallèles à droite, une carotte entaillée à gauche, et une carotte testée en traction directe au centre.



Figure 5.15 Éprouvettes carottées pour les essais de traction directe

5.2.2 Procédure expérimentale

Pour procéder à l'essai de traction directe, il faut tout d'abord coller l'éprouvette sur des casques d'aluminium. Les casques d'aluminium utilisés pour ces essais avaient un diamètre et une longueur de 150 mm. Idéalement, le diamètre des casques d'aluminium devrait être identique à celui de l'éprouvette pour permettre un meilleur centrage et éviter la flexion parasite. Dû à l'équipement disponible, le diamètre des carottes était inférieur à celui des casques d'aluminium, soit 130.2 mm plutôt que 150 mm. La longueur des casques utilisés correspond à la longueur minimale recommandée par l'AFREM et permet un champ de contraintes uniforme au niveau du collage. La colle employée est une colle à prise rapide de type méthacrylate à deux composantes : un produit pulvérulent

et un liquide. Ce collage assure un encastrement de la carotte au casque d'aluminium pour empêcher la rotation et le casque est quant à lui vissé à la presse.

L'effort de traction est appliqué au moyen d'un système de chargement composé d'un vérin d'une capacité de 250 kN en traction et 354 kN en compression, ayant une course maximale de ± 250 mm, et d'une cellule de charge calibrée sur une plage de 125 kN, une optimisation électronique permettant d'obtenir un signal plus propre. Cette cellule de charge présente une erreur de non linéarité de 0.06% sur sa capacité totale. Une photo du montage est présentée à la figure 5.16.

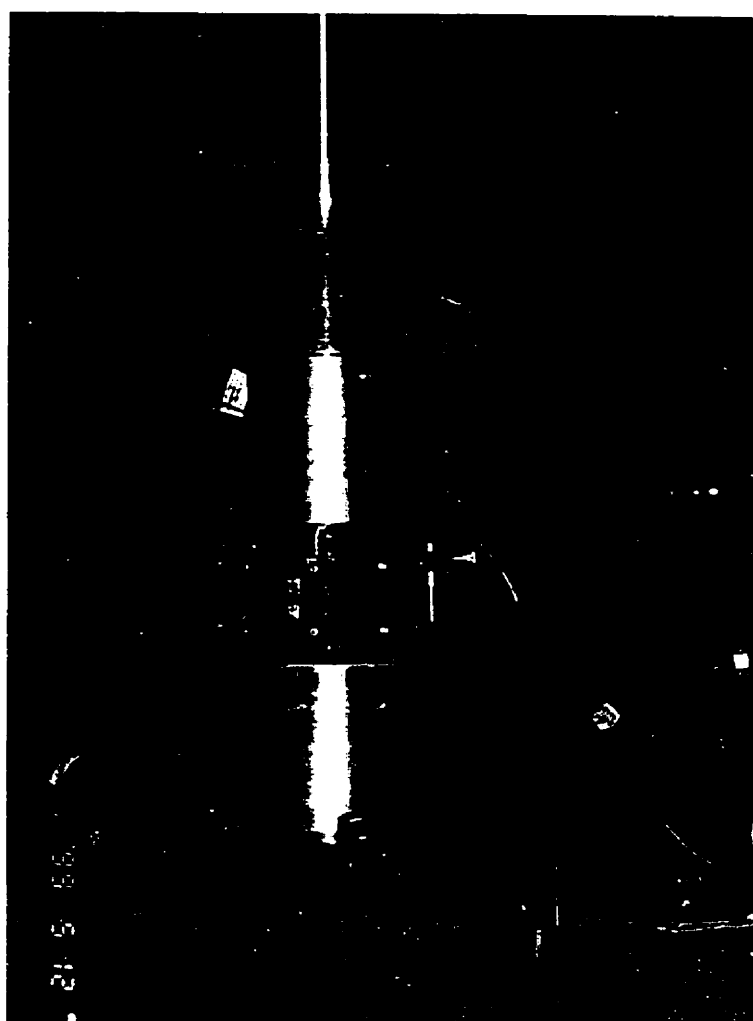


Figure 5.16 Montage expérimental de l'essai de traction directe

Les mesures effectuées lors de ces essais sont les ouvertures de la fissure au niveau de l'entaille. L'ouverture de la fissure est mesurée à l'aide de deux capteurs de déplacement LVDT et d'un extensomètre de type « clip gauge ». Les deux LVDT sont fixés à des anneaux de PVC de 160 mm de diamètre interne placés quant à eux de part et d'autre de l'entaille, à une distance de 38 mm l'un de l'autre, à l'aide de vis. La plage linéaire de ces LVDT est de K2.5 mm avec une erreur de non linéarité maximale de 0.005 mm sur leur plage totale de travail.

Pour sa part, l'extensomètre est positionné entre deux plaquettes d'acier collées à 5 mm de distance sur le béton, de chaque côté de l'entaille. Cet instrument mesure une ouverture de l'entaille maximale de 6 mm. Les trois instruments servant à mesurer l'ouverture de la fissure sont posés à 120° pour mesurer la non uniformité de l'ouverture de fissure. Un croquis des positions de ces instruments est présenté à la figure 5.17 tandis qu'une photo montre l'extensomètre et un des LVDT à la figure 5.18. Le second LVDT se trouve à 120° de ces deux instruments. Étant donné que ces trois instruments ne sont pas tous disposés à la même distance du centre de la carotte, l'ouverture de la fissure au centre de l'éprouvette est calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$w_{\text{centre}} = \frac{\phi_{\text{carotte}}}{2} \times \left[\frac{\left(\frac{w_{\text{LVDT1}} + w_{\text{LVDT2}}}{2} \right) - w_{\text{clip}}}{L_A} \right] + w_{\text{clip}} \quad (5.1)$$

et

$$L_A = L_{\text{anneau-LVDT}} - \frac{(\phi_{\text{anneau}} - \phi_{\text{carotte}})}{2} \quad (5.2)$$

Les paramètres w_{centre} , w_{LVDT1} , w_{LVDT2} et w_{clip} correspondent respectivement à l'ouverture de la fissure au centre de l'éprouvette, l'ouverture lue par un des LVDT, l'ouverture lue par le second LVDT et l'ouverture lue par l'extensomètre. Les diamètres intérieurs des anneaux et le diamètre de la carotte sont symbolisés pour leur part par ϕ_{anneau} et ϕ_{carotte} . Également, $L_{\text{anneau-LVDT}}$ est la distance entre l'intérieur de l'anneau vis-à-vis l'extensomètre et la ligne perpendiculaire joignant les deux LVDT. Enfin, L_A est la distance entre le point de lecture de l'extensomètre et la ligne perpendiculaire joignant les deux LVDT.

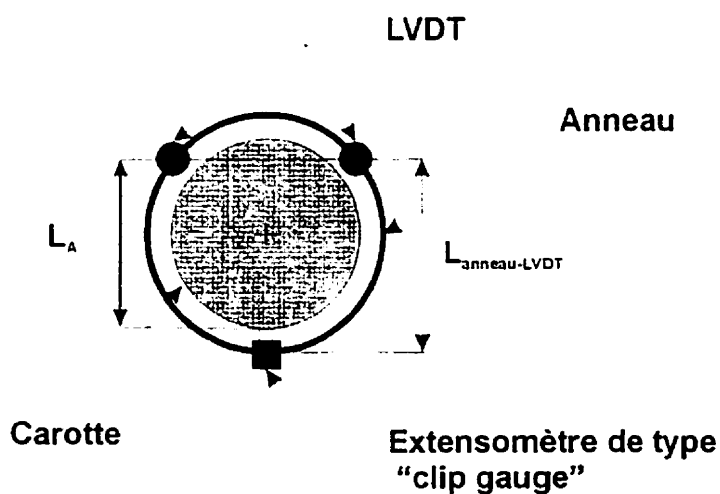


Figure 5.17 Croquis de la position de l'instrumentation

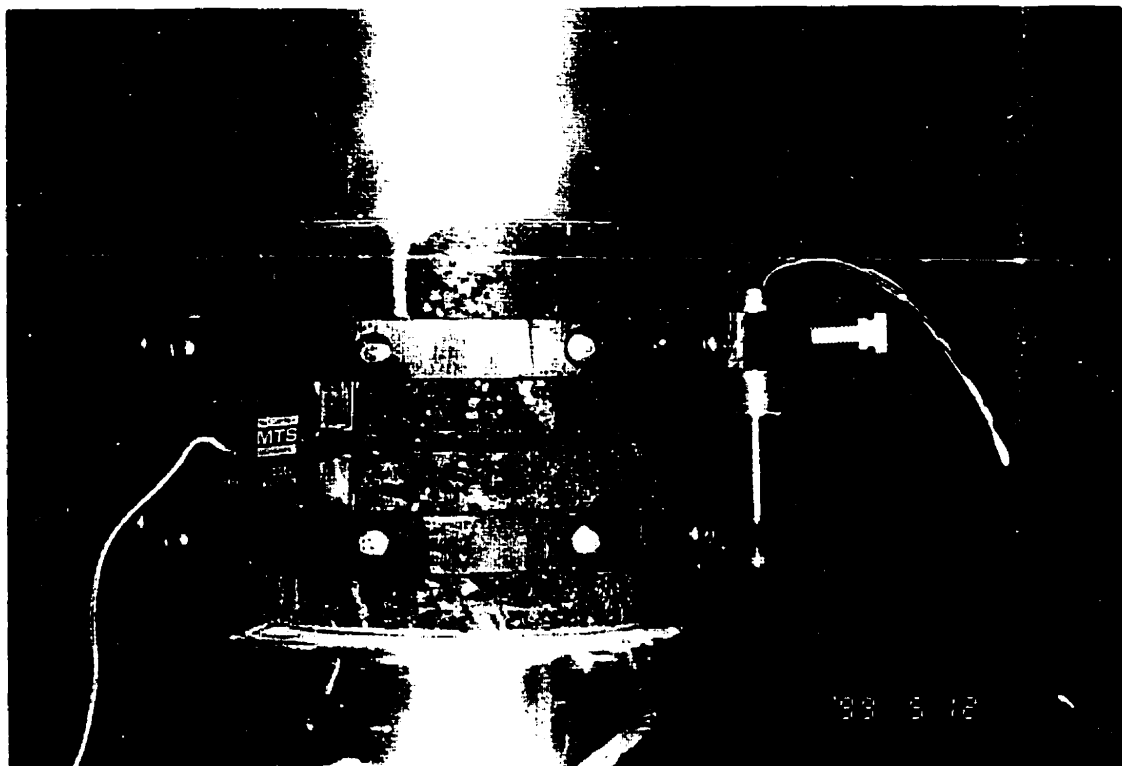


Figure 5.18 Instrumentation utilisée lors de l'essai de traction directe

Avant de commencer un essai, les surfaces de l'éprouvette de béton ainsi que celles des casques d'aluminium doivent être nettoyées avec de l'acétone. Ensuite, on procède au collage, étape réalisée de la même façon que celle présentée dans Dzeletovic et Massicotte (1998), à l'exception qu'aucune charge n'est appliquée sur l'éprouvette lors de ce collage. L'essai de traction directe est entièrement automatisé et est démarré au même moment que l'acquisition des données. L'asservissement est contrôlé par la mesure de l'ouverture de la fissure de l'extensomètre de type « clip gauge » et doit suivre les indications de l'AFREM données au tableau 5.2. L'acquisition des mesures est quant à elle effectuée à une fréquence de 20 Hz. Toutefois, une acquisition effectuée à une fréquence de 1 Hz aurait été suffisante. En effet, l'asservissement de l'essai doit être effectué à une vitesse d'ouverture de fissure très basse afin de pouvoir obtenir le

comportement du matériau à la fissuration. Par contre, l'acquisition des données n'a pas à être aussi élevée. L'essai est terminé lorsque l'ouverture de fissure mesurée par l'extensomètre atteint 3 mm. Il serait cependant préférable d'arrêter l'essai lorsque la moyenne ajustée des trois instruments est de 3 mm.

Tableau 5.2 Vitesses de l'ouverture de la fissure au niveau de l'entaille suggéré par l'AFREM

Ouverture de la fissure à l'entaille (mm)	0 à 0.1	0.1 à 1	1 à 3
Vitesse d'ouverture ($\mu\text{m}/\text{min}$)	5	100	200

Une fois l'essai terminé, on amène l'éprouvette de béton à la rupture complète afin de séparer les deux moitiés de la carotte. On dévisse les casques et on en décolle les deux moitiés de l'éprouvette à l'aide de coups de marteau.

5.2.3 Résultats de ces essais de traction directe

À partir de ces essais, les courbes de la charge en fonction de l'ouverture de la fissure calculée au centre de la carotte ont été tracées. Ces graphiques peuvent être consultés dans le rapport des résultats des essais de fatigue et de traction directe, Bélanger (2000). Ensuite, les demi-carottes ont été examinées pour mesurer l'aire ayant contribué à la rupture afin de calculer la contrainte de traction. L'orientation des fibres et leur mode de rupture ont aussi été observés. Ces détails sont présents dans le rapport mentionné ci-haut.

Malgré les précautions prises pour éviter la flexion de la carotte lors des essais de traction directe, une certaine flexion est toujours présente avant que la fissure n'ait complètement traversé l'entaille. En effet, puisque le béton n'est pas un matériau homogène et que les

fibres sont distribuées de façon aléatoire, même s'il s'agit d'une bonne dispersion des fibres, il faut s'attendre à ce que la fissure initiale ne soit pas uniforme dans toute l'entaille. La carotte travaille alors légèrement en flexion en plus d'en traction directe jusqu'à ce que la fissure ait complètement traversé la surface au niveau de l'entaille. Une fois la carotte complètement fissurée, seule la traction uniaxiale demeure. Par contre, si la rigidité du montage n'est pas assez grande et si l'encastrement des casques n'est pas parfait, une plus grande flexion peut survenir et fausser les résultats de l'essai. Pour s'assurer de la validité des résultats d'un essai de traction directe et pour normaliser cet essai, le comité RILEM a suggéré des critères limitant la flexion de l'éprouvette. Ainsi, la mesure de l'ouverture de fissure lue par chacun des instruments à la fin de l'essai ne doit pas différer de plus de 10% par rapport à l'ouverture de la fissure calculée au centre de l'éprouvette. Ce pourcentage est actuellement à l'étude par le comité RILEM et reste toutefois à confirmer. Malheureusement, pour ce qui est des essais de traction directe effectués dans cette étude, une flexion trop importante semble être présente. Effectivement, les critères imposés par le comité RILEM pour limiter la flexion ne sont pas respectés. Un manque de rigidité dans le montage ou un mauvais encastrement des casques peut être la cause de cette flexion. Par conséquent, pour une ouverture de fissure donnée, les résistances obtenues lors de ces essais ne correspondent pas tout à fait aux résistances réelles en traction du béton fibré.

Également, les courbes brutes présentées dans le rapport des résultats des essais de fatigue et des essais de traction directe (Bélanger, 2000) comprennent les déformations élastiques du béton. De plus, la courbe complète est tracée c'est-à-dire que l'ouverture de la fissure calculée au centre y est indiquée comme si la fissure traversait l'entaille dès le départ. Pourtant, lors de l'initiation de la fissure, certains instruments mesurent des déplacements en compression, ce qui prouve que la fissure n'a pas traversé l'entaille et qu'il y a présence de flexion. L'ouverture de la fissure au centre devrait alors plutôt être calculée à partir du moment où elle traverse entièrement l'entaille. Un traitement des données a donc été fait pour obtenir une meilleure interprétation de ces courbes. Les

résultats de l'essai de traction directe réalisé sur la carotte 15, présentés à la figure 5.19, sont utilisés à titre d'exemple afin d'expliquer ce traitement.

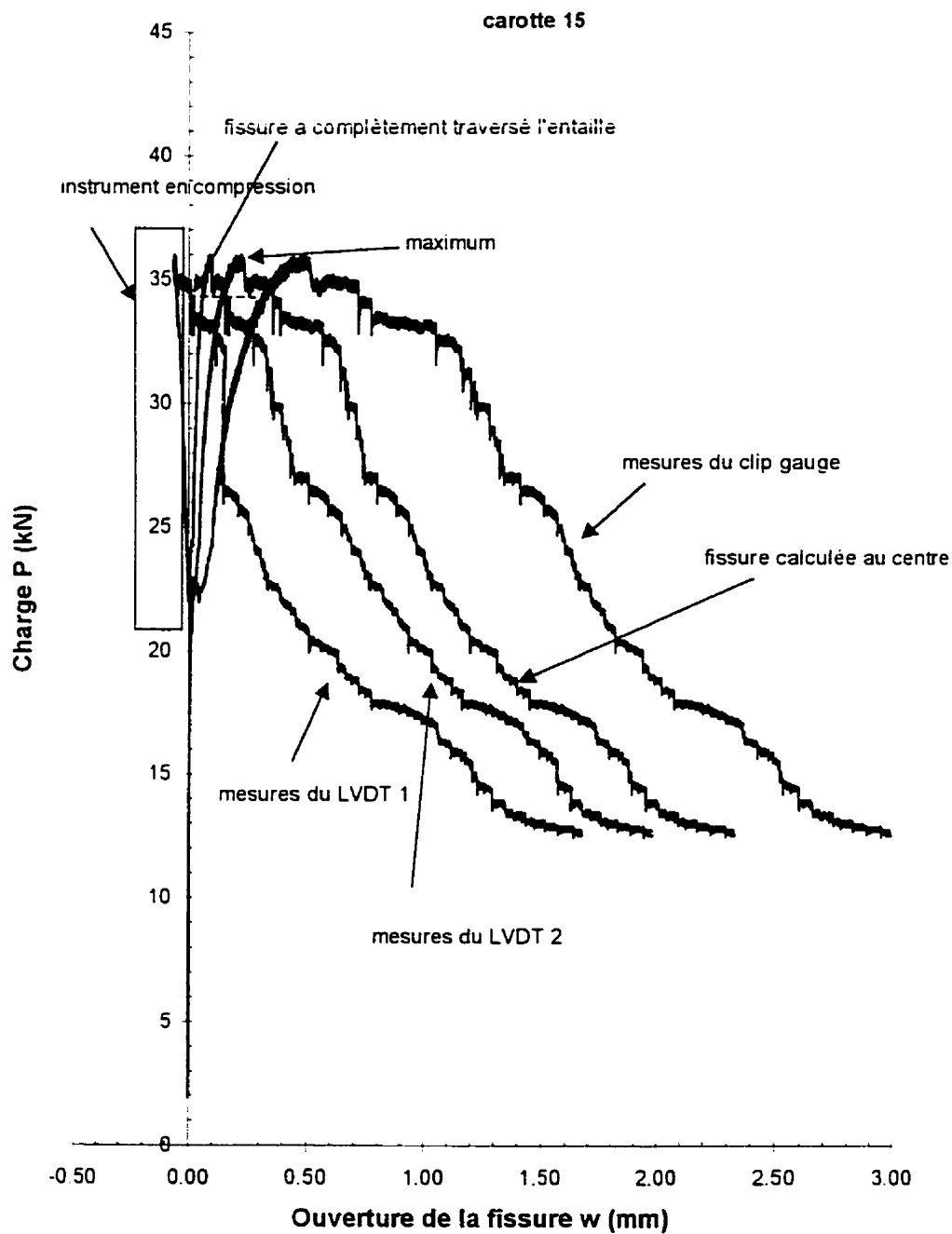


Figure 5.19 Résultats de l'essai de traction directe de l'éprouvette 15

Sur la figure 5.19, on constate qu'un des LVDT mesure un déplacement en compression au début de l'essai tandis que les deux autres instruments mesurent des déplacements en traction. Ces résultats indiquent qu'il y a de la flexion dans l'éprouvette. Également, tant que le LVDT mesure un déplacement en compression, cela signifie que la fissure n'est pas ouverte de ce côté et donc que la fissure n'a pas traversé la région au niveau de l'entaille. Lorsque ce LVDT commence à lire une ouverture de fissure positive, la fissure a donc traversé entièrement la surface au niveau de l'entaille. Selon le comité RILEM, les mesures prises avant ce point, soit avant environ 34 kN dans cet exemple, ne devraient donc pas être indiquées et la courbe de la fissure calculée au centre de la carotte devrait commencer à cette charge pour une ouverture de fissure de 0 mm. Toutefois, même en utilisant cette façon de procéder qui demande l'analyse de chacun des instruments, les courbes tracées ne seraient pas exactes étant donné que les résultats de cette étude sont faussés à cause d'une flexion trop importante. Pour cette étude, il a donc plutôt été choisi de débiter la courbe de la fissure calculée au centre de l'éprouvette à la charge maximale atteinte lors de l'essai. Étant donné que le dosage en fibres utilisé ne peut donner qu'un comportement adoucissant du béton, c'est-à-dire que la résistance après la fissuration du béton diminue, il semble approprié d'estimer ces courbes à partir de la charge maximale. Une augmentation de la résistance après la fissuration est plutôt appelée comportement durcissant et n'a lieu que pour des dosages très élevés en fibres. Par conséquent, les données mesurées avant l'atteinte de la charge maximale sont tronquées et la courbe débute avec la charge maximale correspondant à une ouverture de fissure de 0 mm. Ces nouvelles courbes, qui utilisent la moyenne ajustée des trois instruments, surestiment la résistance pour une ouverture de fissure donnée par rapport aux courbes tracées avec un traitement de données basé sur les lectures positives des trois instruments. Cependant, pour l'usage des résultats réalisé lors de cette étude (chapitre 6), la méthode de la charge maximale est satisfaisante. La courbe tronquée des résultats de l'essai de traction directe de la carotte 15, débutant avec la charge maximale atteinte, est présentée à la figure 5.20. La courbe présentée est toutefois celle de la contrainte en fonction de l'ouverture des fissures plutôt que celle de la charge en fonction de

l'ouverture de la fissure. Cette courbe demeure proportionnelle à la courbe charge-ouverture étant donné que pour obtenir la contrainte, on ne fait que diviser la charge par l'aire ayant contribué à la rupture.

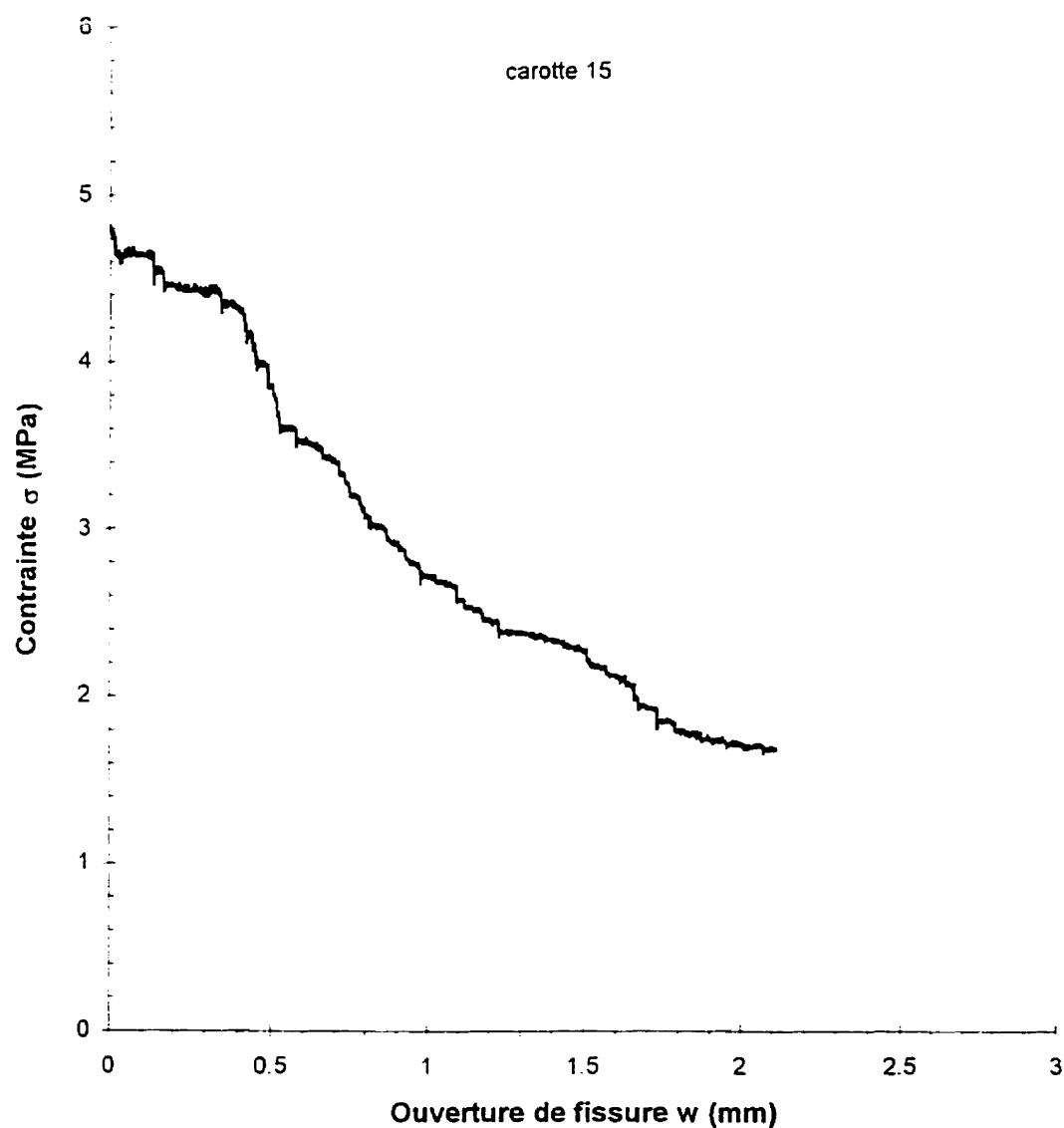


Figure 5.20 Courbe tronquée des résultats de la carotte 15 et débutant à la contrainte maximale

Des essais de traction directe effectués sur les spécimens de fibres à crochets, 20 essais ont été jugés valables et leurs résultats traités sont présentés à la figure 5.21. Toutefois, certains essais ont dû être arrêtés avant l'atteinte d'une ouverture de 3 mm sur l'extensomètre à cause d'une instabilité du spécimen ou d'une fissuration hors de l'entaille. Pour cette raison, plusieurs courbes ne sont pas tracées jusqu'à une ouverture de 3 mm. Également, lorsqu'une instabilité du spécimen est survenue lors de l'essai et qu'il a tout de même été possible de poursuivre, les résultats liés à cette instabilité ont été remplacés par un plateau reliant les résultats prélevés avant et après cette instabilité.

La figure 5.21 démontre que lorsque la fissure commence à ouvrir, la résistance en traction diminue et ce, jusqu'à la fin de l'essai. Aucun plateau de résistance semble être atteint. La résistance diminue étant donné que les fibres perdent de leur adhérence et que plusieurs cassent. Pour ces spécimens, il a été noté qu'une proportion de 25% des fibres a atteint la rupture tandis que l'autre 75% a plutôt été arrachée du béton. Le mode de rupture des fibres privilégié est le mode d'arrachement.

Également, cette figure permet de constater une grande dispersion des résultats. Cette dispersion peut être liée à plusieurs causes. Premièrement, les éprouvettes utilisées ne comprenaient pas toutes la même répartition des fibres ni la même orientations des fibres. Plus les fibres étaient nombreuses et orientées perpendiculairement à l'entaille, soit dans la direction de l'effort, meilleure était la résistance postfissuration. De plus, une répartition uniforme améliorait la résistance en traction. Plus de détails concernant la répartition et l'orientation des fibres de chacune des éprouvettes sont indiqués dans le rapport des résultats sur les essais de fatigue et les essais de traction directe, Bélanger, (2000).

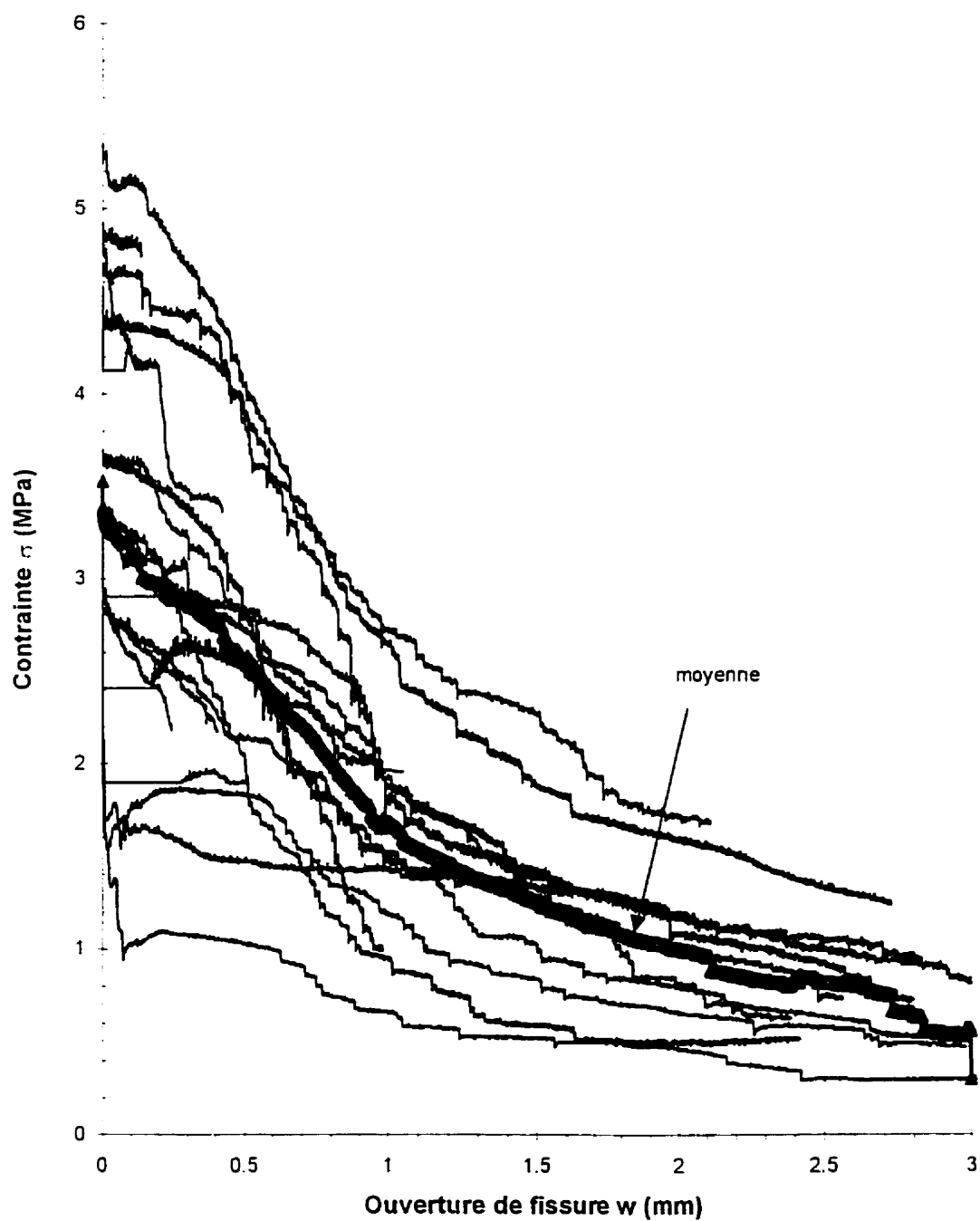


Figure 5.21 Résultats des essais de traction directe sur les carottes de fibres à crochets

Une des causes de la disparité des spécimens est la provenance de ces carottes. Comme mentionné à la section 5.2.1, ces éprouvettes ont été carottées dans des spécimens de dalles coulés avec un mélange peu maniable dû à un délai important entre le début du malaxage du béton et sa mise en place dans cette portion du coffrage. L'utilisation d'un vibreur à aiguille a alors été grandement requis et a probablement engendré des vides et modifié l'orientation des fibres dans le béton. Un mode de vibration externe aurait été préférable et aurait probablement diminué cette dispersion des résultats. Ainsi, puisque les fibres ont tendance à avoir une orientation préférentielle dans le sens de l'écoulement du béton, les fibres auraient conservé leur orientation de départ qui risque d'être plus proche de la direction de l'effort dans la carotte. Également, une meilleure dispersion des fibres dans chacune des carottes en serait survenue étant donné l'absence de vides créés par le vibreur à aiguille.

Enfin, la taille des spécimens joue un rôle important dans la dispersion des résultats. Effectivement, il est difficile de transposer le comportement d'une carotte de 13309 mm^2 à une dalle. Si on considère qu'un spécimen de $500 \times 200 \text{ mm}$ de section peut représenter le comportement d'une dalle en flexion et que son axe neutre est environ au deux tiers de sa hauteur, alors on peut dire qu'une superficie de 67000 mm^2 de ce spécimen est en traction. Cette superficie est grandement supérieure à celle de l'aire des éprouvettes utilisées dans cette étude. Il est donc nécessaire de regrouper les résultats de plusieurs carottes et d'en effectuer la moyenne pour s'approcher du comportement réel d'une dalle. En regroupant ces résultats, la dispersion est ainsi diminuée. Le calcul de l'écart-type est présenté en annexe pour différents regroupements de carottes soit des groupes de 2, 4, 5 et 10 éprouvettes carottées côte-à-côte. Ces regroupements indiquent généralement une diminution de l'écart-type soit une moins grande dispersion des résultats.

Pour obtenir une aire en traction équivalente à celle d'une section de dalle en flexion de $500 \times 200 \text{ mm}$, on doit regrouper 5 carottes de 130.2 mm de diamètre. Par conséquent, pour évaluer la dispersion des résultats des essais de traction directe effectués lors de

cette étude, on présume que l'écart-type est celui trouvé pour les regroupements de 5 carottes (66545 mm²) présenté à la figure 5.22.

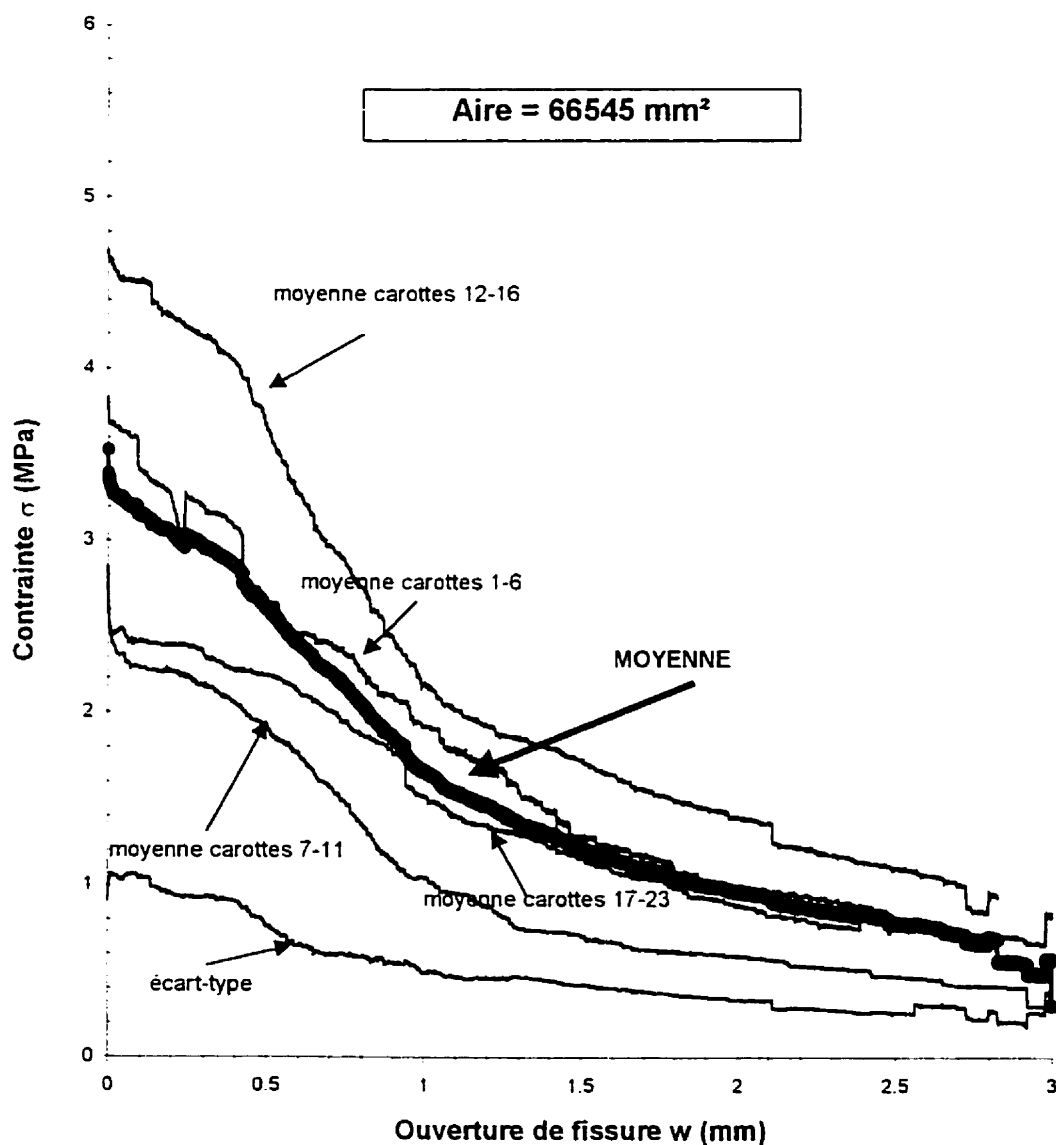


Figure 5.22 Résultats des essais de traction directe sur éprouvettes avec fibres à crochets, regroupés par 5 carottes

Pour leur part, les résultats traités des essais de traction directe sur les six éprouvettes avec fibres droites à bouts aplatis sont présentés à la figure 5.23. Un essai a dû être arrêté avant l'atteinte d'une ouverture de 3 mm sur l'extensomètre à cause du décollement d'un casque d'aluminium. La courbe correspondant à cet essai n'est donc pas tracée jusqu'à une ouverture de 3 mm. Également, une instabilité du spécimen est survenue lors d'un second essai alors les résultats liés à cette instabilité ont été remplacés par un plateau reliant les résultats obtenus avant et après cette instabilité.

Les résistances atteintes à la fissuration, soit les résistances de départ sur la figure 5.23, sont moins élevées que celles obtenues lors des essais réalisés sur les carottes avec fibres à crochets. Cette différence est normale étant donné que la résistance en compression du béton est plus élevée pour les carottes avec fibres à crochets que pour les carottes avec fibres droites à bouts aplatis (87 MPa vs 62 MPa), ce qui influence aussi la résistance en traction. Toutefois, pour la majorité des essais effectués sur les éprouvettes avec fibres droites avec bouts aplatis, la résistance postfissuration décroît beaucoup moins rapidement que celle des carottes avec fibres à crochets (figure 5.21). La résistance postfissuration reste plutôt stable. Cette stabilité peut-être expliquée par le mode de rupture des fibres, soit un mode d'arrachement, qui permet aux fibres de continuer à reprendre l'effort de traction. Les fibres perdent de leur adhérence et sont arrachées progressivement du béton plutôt que de casser, ce qui est préférable. Par contre, deux essais ont perdu de la résistance subitement avant d'atteindre un plateau de résistance beaucoup moins élevée. D'autres essais seraient à réaliser afin de savoir si ce comportement est caractéristique de ce type de béton de fibres ou s'il s'agit de carottes non représentatives et de résultats à éliminer.

Une grande dispersion est encore présente principalement due à la taille des spécimens testés. Pour cette raison, les résultats des cinq éprouvettes devraient être regroupés afin d'en obtenir la moyenne, ce qui serait plus représentatif du comportement d'une dalle étant donnée l'aire équivalente obtenue. Toutefois, afin d'utiliser les résultats de toutes

les carottes testées, l'aire de ces six éprouvettes est mise ensemble. On obtient alors une aire équivalente de 79854 mm² supérieure à la portion de l'aire en traction d'une dalle en flexion de section de 500x200 mm. Étant donné que trop peu d'essais ont été réalisés sur ce type de carottes, l'écart-type n'est pas calculé. Effectivement, pour être représentatif, plusieurs autres essais auraient dû être effectués pour pouvoir calculer la moyenne des résultats par groupe de cinq éprouvettes et ainsi connaître l'écart-type.

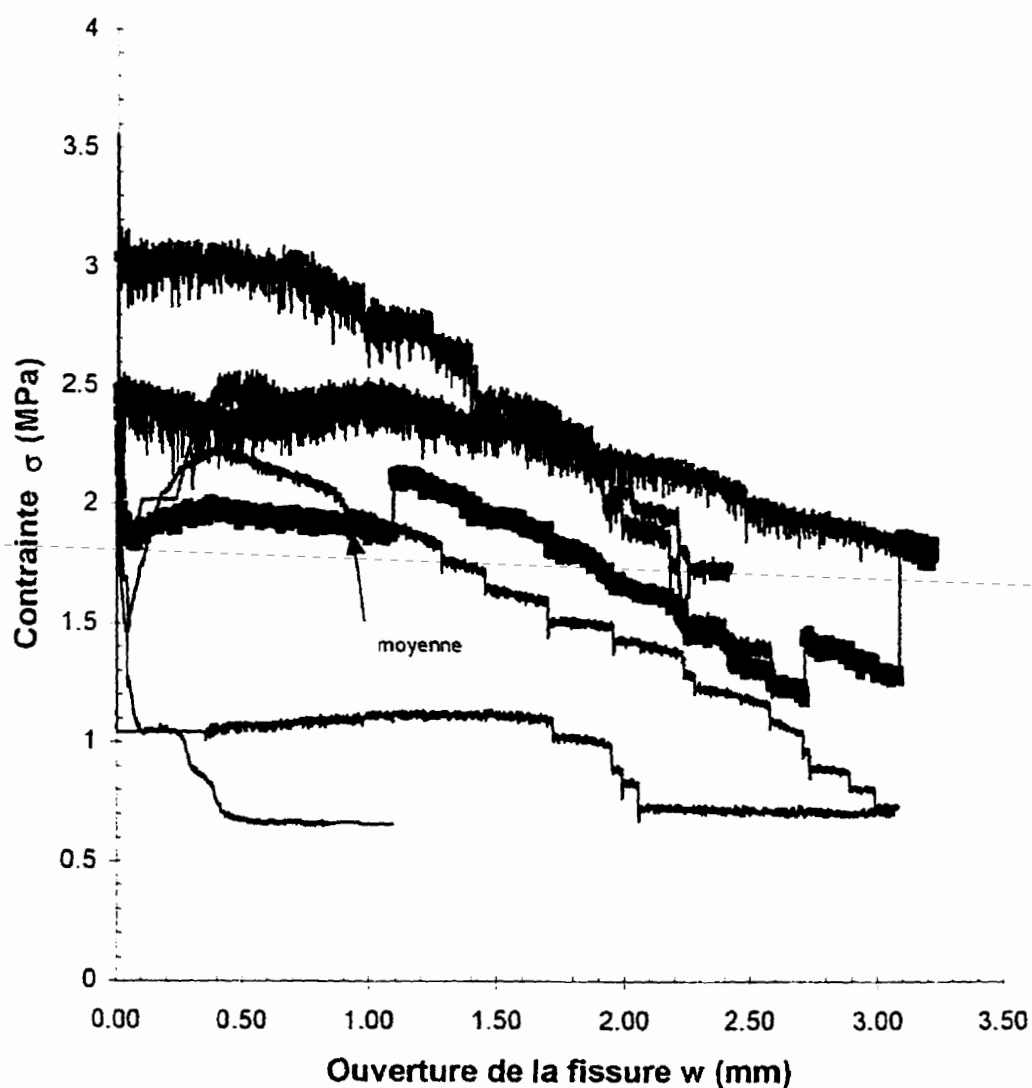


Figure 5.23 Résultats des essais de traction directe sur les carottes de fibres droites avec bouts aplatis

5.3 Sommaire

D'après les résultats des essais de flexion RILEM, on remarque que les bétons avec fibres à crochets ont une résistance flexionnelle maximale beaucoup plus élevée que celle des bétons avec fibres droites à bouts aplatis, soit de l'ordre d'une fois et demie à deux fois. Les fibres à crochets offrent probablement un meilleur ancrage permettant d'augmenter la résistance pour reprendre les efforts. Également, les fibres à crochets ont un élanement plus élevé que celui des fibres droites à bouts aplatis donc pour un même dosage, plus de fibres sont présentes dans le béton avec l'usage de fibres à crochets. Par conséquent, les chances que la fissure initiée à l'entaille soit interceptée par plus de fibres sont plus grandes et donc l'efficacité des fibres dans le béton est accrue. Cependant, la résistance du béton de fibres à crochets diminue après son pic de résistance à cause d'une rupture des fibres. En effet, ce type de fibres comporte un si bon ancrage dans un BHP que les fibres se cassent plutôt que d'être arrachées du béton. Pour pallier ce problème, le fournisseur de fibres offre maintenant des fibres à plus haute résistance. Quant à lui, le béton avec fibres droites à bouts aplatis conserve une résistance plus constante après son pic de résistance. Plutôt que de casser, les fibres perdent graduellement leur adhérence leur permettant de maintenir leur résistance jusqu'à ce qu'elles soient complètement arrachées du béton. Ce mode de rupture est le mode favorisé pour les fibres.

Toutefois, les résistances obtenues à l'aide des essais de flexion RILEM sont à considérer avec prudence étant donné que les spécimens sont coulés et que, par conséquent, l'effet de parois peut entraîner une surestimation de la résistance flexionnelle. Également, puisque les dimensions géométriques du spécimen affectent les résultats, l'effet de taille doit être considéré dans l'interprétation des résultats. Le comité RILEM recommande un minimum de trois essais de flexion afin de connaître la résistance flexionnelle moyenne.

Pour les essais de traction directe, les mêmes comportements observés lors des essais de flexion RILEM sont associés à chacun des types de fibres. Effectivement, la résistance maximale atteinte est plus élevée pour le béton avec fibres à crochets que pour celui avec fibres droites à bouts aplatis. Par contre, étant donné que pour l'essai de traction directe, seul le comportement en traction du matériau est considéré et non pas le comportement flexionnel de l'élément structural comme pour l'essai de flexion RILEM, la résistance maximale atteinte ne dépend que de la résistance à la fissuration du béton lui-même. En effet, avec des dosages de l'ordre de 80 kg/m^3 , les fibres n'augmenteront pas cette résistance mais vont plutôt agir au niveau de la résistance postfissuration. Tout comme pour les essais de flexion RILEM, les bétons avec fibres à crochets présentent une décroissance de la résistance tandis que les bétons avec fibres droites à bouts aplatis offrent une résistance postfissuration plus stable mais plus faible pour de faibles ouvertures. Les raisons de ces différences sont les mêmes que celles mentionnées pour l'essai de flexion RILEM soit de meilleurs ancrages et élancements pour les fibres à crochets tandis qu'un meilleur mode de rupture par arrachement plutôt que l'atteinte de la rupture des fibres pour les fibres droites à bouts aplatis.

L'essai de traction directe permet d'obtenir le comportement en traction du matériau sans égard aux dimensions du spécimen. Aucun effet de taille n'est donc à considérer lors de l'interprétation des résultats. Toutefois, la flexion de l'éprouvette en traction doit être faible, critère qui n'était pas respecté dans les essais réalisés dans cette étude. Également, puisque les éprouvettes sont carottées, l'effet de parois est absent alors les résultats sont plus représentatifs que ceux des essais de flexion RILEM.

Enfin, étant donné que les spécimens de traction directe sont petits par rapport à une section de dalle, les essais doivent être regroupés pour obtenir une aire équivalente à cette section de dalle en traction. Pour cette étude, cinq éprouvettes devaient être testées pour équivaloir à un essai de traction sur une section de dalle. Par conséquent, pour connaître la dispersion et la résistance moyenne du BHPFA, de nombreuses carottes doivent donc

être testées. Les vingt carottes testées dans cette étude correspondent à quatre essais de traction directe. Les courbes correspondantes à ces quatre essais permettent de connaître la dispersion des résultats. Pour caractériser le matériau, il faut donc faire beaucoup plus d'essais de traction directe que d'essais RILEM. Le nombre d'essais de traction directe dépend de l'aire des carottes et de l'aire de l'élément représenté. Quant à lui, l'essai de flexion RILEM doit toujours être d'un minimum de trois, peu importe l'aire de l'élément à représenter.

CHAPITRE 6

ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET DÉTERMINATION D'UN COEFFICIENT DE TENUE ϕ_f POUR LES FIBRES

Ce chapitre traite de l'analyse des résultats expérimentaux obtenus lors de cette étude et de la détermination d'un coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres. Ces analyses seront effectuées au moyen de méthodes existantes exposées au chapitre 2 mais également à l'aide du programme M-Psi de Massicotte (2000) mis au point pour cette étude. Les calculs de la résistance postfissuration en traction du béton de fibres seront d'abord présentés. Ensuite, l'évaluation de la résistance flexionnelle des spécimens de dalles testés sera effectué et les résistances flexionnelles obtenues expérimentalement et analytiquement seront comparées. Le chapitre poursuivra avec une validation des essais de flexion RILEM à partir des essais de traction directe. Finalement, à l'aide d'une méthode statistique et des résultats obtenus lors des essais structuraux et de caractérisation du matériau, un coefficient de tenue ϕ_f sera déterminé pour les fibres.

6.1 Calculs de la résistance postfissuration en traction σ_{tu} du béton fibré

La première étape à effectuer pour évaluer la capacité flexionnelle d'éléments de BHPFA est de déterminer la résistance postfissuration en traction σ_{tu} du béton fibré. Différentes façons d'évaluer cette résistance existent. La résistance postfissuration en traction du BHPFA utilisé dans cette étude sera calculée à l'aide de deux méthodes énoncées au chapitre 2, soit l'équation proposée par Swamy et al. (1993) et la méthode de calculs basée sur les résultats d'un essai de flexion RILEM. De plus, la résistance postfissuration déterminée par les essais de traction directe sera retenue.

6.1.1 Calculs de la contrainte σ_{tu} selon l'équation de Swamy et al. (1993)

L'équation de Swamy et al. a été présentée au chapitre 2. Cette équation se lit comme suit:

$$\begin{aligned} \sigma_{tu} &= 0,41 \lambda_{RI} \tau_b && \text{pour } l_f \leq l_c \\ \sigma_{tu} &= 0,41 \left(1 - \frac{\sigma_{fu} d_f}{4 \tau_b l_f} \right) \sigma_{fu} \rho_f && \text{pour } l_f > l_c \end{aligned} \quad (6.1)$$

où λ_{RI} est le facteur de fibres égal à :

$$\lambda_{RI} = \frac{l_f}{d_f} \rho_f k_f \quad (6.2)$$

Cette équation tient compte de nombreux paramètres soit l_f , d_f , ρ_f et σ_{fu} qui correspondent respectivement à la longueur, au diamètre, au pourcentage en volume de béton, et à la résistance en traction des fibres. De plus, l'adhérence des fibres dans le béton est considérée par les facteurs τ_b et k_f qui représentent la résistance à l'adhérence des fibres et le facteur d'adhérence selon le type de fibres. Enfin, l_c , la longueur critique des fibres, représente la longueur maximale d'une fibre pour que son mode de rupture soit par arrachement du béton.

Pour les fibres à crochets utilisées, presque tous ces paramètres sont connus. En effet :

$$\begin{aligned} l_f &= 60 \text{ mm} \\ d_f &= 0.80 \text{ mm} \\ \sigma_{fu} &= 1035 \text{ MPa} \\ \rho_f &= 0.01 \text{ (1.0\% de fibres)} \\ k_f &= 1.0 \text{ pour les fibres à crochets} \end{aligned}$$

Toutefois, la résistance à l'adhérence τ_b de la fibre dans la matrice est inconnue mais il est possible de l'évaluer. Lors des essais de flexion RILEM et de traction directe, plusieurs fibres à crochets se rompaient. Si les fibres cassaient plutôt que d'être arrachées, on peut en conclure que la longueur de la fibre est supérieure ou égale à la longueur critique. L'équation de la longueur critique est celle-ci :

$$l_c = 0.5 \frac{\sigma_{fu} d_f}{k_f \tau_b} \quad (6.3)$$

On peut alors poser $l_f \geq l_c$ et :

$$60 \geq 0.5 \times \frac{1035 \times 0.80}{1.0 \times \tau_b}$$

Ce qui donne :

$$\tau_b \geq 6.9 \text{ MPa}$$

Dans les calculs, la résistance à l'adhérence sera donc prise comme étant 6.9 MPa mais elle est probablement supérieure à cette valeur. À partir des équations 6.1 et 6.2, on trouve alors ceci :

$$\lambda_{RI} = \frac{60}{0.80} \times 0.01 \times 1.0 = 0.75$$

et

$$\sigma_{tu} = 0.41 \times 0.75 \times 6.9 \text{ MPa} = 2.12 \text{ MPa}$$

Par conséquent, la résistance postfissuration σ_{tu} pour le BHP avec fibres à crochets est évaluée à une valeur constante de 2.12 MPa.

Le même calcul est aussi à réaliser pour obtenir la résistance postfissuration en traction du béton fibré avec fibres droites à bouts aplatis. Cette fois, tous les paramètres sont connus. Puisque la résistance à l'adhérence τ_b dépend surtout de la matrice de béton, on adopte la valeur calculée pour les fibres à crochets puisqu'il s'agit encore une fois d'un

BHP. Cette résistance est diminuée par le facteur d'adhérence k_f qui tient compte du type de fibres. Pour une fibre à crochets, ce facteur est égal à 1.0 tandis que pour une fibre droite, il est plutôt égal à 0.5. Étant donné que la fibre est droite avec bouts aplatis, ce qui augmente son adhérence par rapport à une fibre droite, on assume une valeur de 0.75 pour le facteur k_f . Les valeurs de tous les paramètres sont donc les suivantes :

$$l_f = 50 \text{ mm}$$

$$d_f = 1.0 \text{ mm}$$

$$\sigma_{fu} = 1150 \text{ MPa}$$

$$\rho_f = 0.01 \text{ (1.0\% de fibres)}$$

$$k_f = 0.75 \text{ pour les fibres droites à bouts aplatis}$$

$$\tau_b = 6.9 \text{ MPa}$$

Le calcul de la longueur critique est, avec l'équation 6.3 :

$$l_c = 0.5 \times \frac{1150 \times 1.0}{0.75 \times 6.9} = 111.11 \text{ mm}$$

Les équations 6.1 et 6.2 permettent de trouver :

$$\lambda_{RI} = \frac{50}{1.0} \times 0.01 \times 0.75 = 0.375$$

et
$$\sigma_m = 0.41 \times 0.375 \times 6.9 \text{ MPa} = 1.06 \text{ MPa}$$

La résistance postfissuration σ_m du BHP avec fibres droites à bouts aplatis est donc évaluée à une valeur constante de 1.06 MPa.

En résumé, les résistances postfissuration des BHPFA de cette étude calculées avec l'équation de Swamy et al. (1993) sont données au tableau 6.1.

Tableau 6.1 Résistance postfissuration des BHPFA calculée avec l'équation de Swamy et al. (1993)

Type de fibres	Résistance postfissuration en traction σ_{tu} (MPa)
fibres à crochets	2.12
fibres droites à bouts aplatis	1.06

6.1.2 Calculs de la contrainte σ_{tu} selon la méthode proposée par le comité RILEM (1999)

La méthode proposée par le comité RILEM TC 162-TDF est présentée au chapitre 2. Cette méthode repose sur les résultats obtenus lors d'un essai de flexion sur prisme RILEM, soit la courbe charge-flèche verticale. En suivant les étapes de calculs de cette méthode, on obtient une courbe de la réponse postfissuration de la contrainte en traction en fonction de la déformation. Cette déformation est limitée à 0.01.

Le calcul est d'abord effectué pour un BHP avec fibres à crochets. On utilise alors la courbe charge-flèche verticale moyenne des prismes provenant de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé. Les différentes régions $D_{BZ,2,I}^f$, $D_{BZ,2,II}^f$, $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ sont représentées aux figures 6.1 et 6.2.

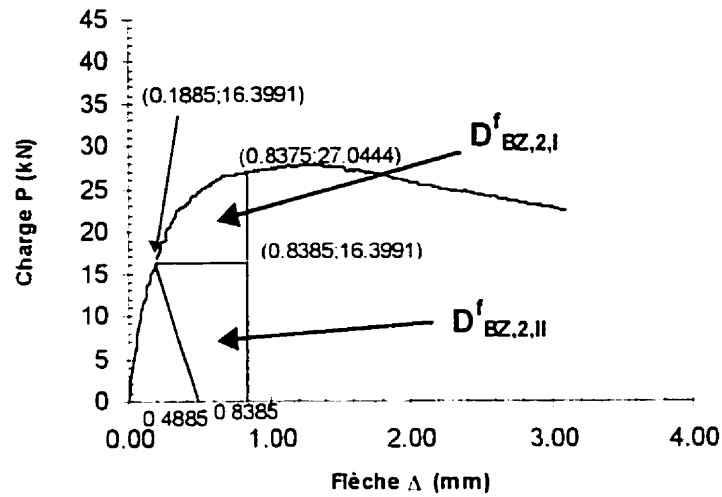


Figure 6.1 Régions $D^f_{BZ,2,I}$ et $D^f_{BZ,2,II}$ servant au calcul de σ_{tu} du BHP avec fibres à crochets pour la méthode proposée par le comité RILEM

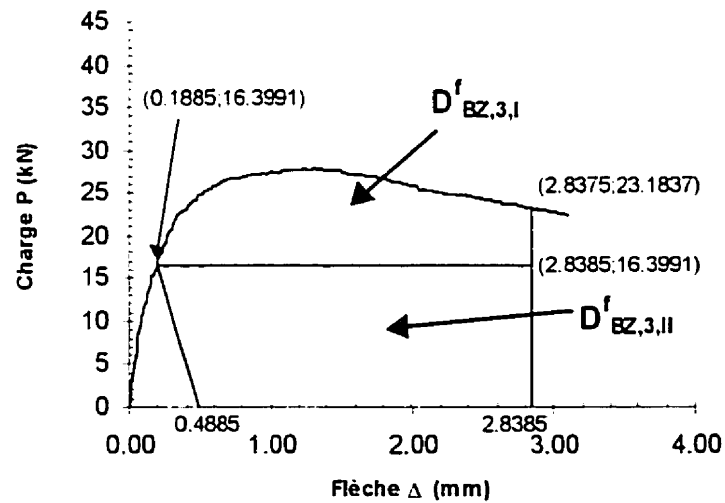


Figure 6.2 Régions $D^f_{BZ,3,I}$ et $D^f_{BZ,3,II}$ servant au calcul de σ_{tu} du BHP avec fibres à crochets pour la méthode proposée par le comité RILEM

À l'aide des équations 2.8 et 2.9 présentées au chapitre 2, on calcule la force moyenne correspondant à chacune des régions $D^f_{BZ,2}$ et $D^f_{BZ,3}$ où les aires de $D^f_{BZ,2,I}$, $D^f_{BZ,2,II}$, $D^f_{BZ,3,I}$ et $D^f_{BZ,3,II}$ sont:

$$D_{BZ,2,I}^f = 4936.8 \text{ N.mm}$$

$$D_{BZ,2,II}^f = 8199.6 \text{ N.mm}$$

$$D_{BZ,3,I}^f = 24180.0 \text{ N.mm}$$

$$D_{BZ,3,II}^f = 40997.8 \text{ N.mm}$$

Donc .

$$F_2 = \frac{D_{BZ,2,I}^f}{0.65} + \frac{D_{BZ,2,II}^f}{0.50} = \frac{4936.6}{0.65} + \frac{8199.6}{0.50} = 23997 \text{ N}$$

et

$$F_3 = \frac{D_{BZ,3,I}^f}{2.65} + \frac{D_{BZ,3,II}^f}{2.50} = \frac{24180.0}{2.65} + \frac{40997.8}{2.50} = 25524 \text{ N}$$

À partir de ces forces, on peut calculer les contraintes équivalentes $f_{eq,2}$ et $f_{eq,3}$ avec les équations 2.10 et 2.11:

$$f_{eq,2} = \frac{3}{2} (F_2) \frac{L}{bh_{sp}^2} = \frac{3}{2} (23997) \frac{500}{150 \times 125^2} = 7.68 \text{ MPa}$$

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} (F_3) \frac{L}{bh_{sp}^2} = \frac{3}{2} (25524) \frac{500}{150 \times 125^2} = 8.17 \text{ MPa}$$

Enfin, ces contraintes permettent de tracer le diagramme de la contrainte en traction en fonction de la déformation selon le modèle de la figure 2.5. Toutefois, les coefficients γ_{ct} de ce modèle sont pris comme étant 1.0 afin d'adapter le modèle à la norme canadienne. Les facteurs γ_{ct} sont généralement utilisés dans la norme européenne. De plus, la contrainte maximale $f_{ctk,ax}/\gamma_{ct}$ représentant la fissuration, soit le premier point du modèle, est remplacée par la valeur $0.4\sqrt{f'_c}$ qui est la contrainte de fissuration dans la norme canadienne des ponts. Cette modification permet de respecter les hypothèses de la norme canadienne des ponts.

La courbe obtenue pour le BHP avec fibres à crochets à partir de l'essai de flexion RILEM sur les spécimens provenant de la coulée de la dalle du pont de Maskinongé est présentée à la figure 6.3.

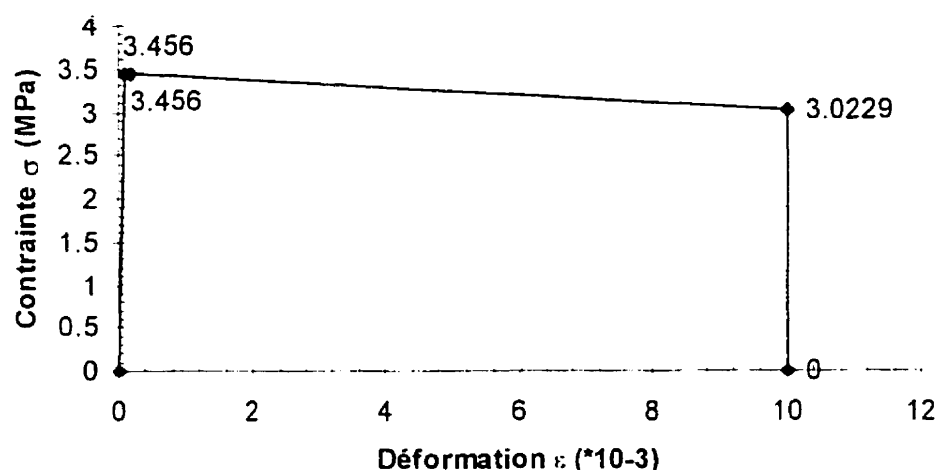


Figure 6.3 Courbe de la contrainte en traction en fonction de la déformation pour le BHP avec fibres à crochets

En théorie, la valeur de la contrainte du premier point du diagramme devrait être égale à la valeur de la contrainte de fissuration calculée selon la norme canadienne des ponts, soit $0.4\sqrt{f'_c}$ qui donne dans ce cas-ci 3.00 MPa. Par contre, puisque cette valeur est inférieure à $0.45f_{eq,2}$ et que le comportement du BHPFA est adoucissant, il a été convenu de conserver la valeur de $0.45f_{eq,2}$ comme valeur du premier point. Pour ce béton, la contrainte de fissuration calculée selon la norme n'est peut-être pas représentative.

Ces calculs doivent également être faits pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis. Cette fois, les résultats obtenus lors des essais de flexion RILEM sur les prismes de la deuxième coulée de convenance sont utilisés afin de calculer la courbe de la contrainte en traction en fonction de la déformation. Les zones $D_{BZ,2,I}^f$, $D_{BZ,2,II}^f$, $D_{BZ,3,I}^f$ et $D_{BZ,3,II}^f$ sont

donc déterminées à partir de la courbe moyenne charge-flèche verticale de ces essais et illustrées aux figures 6.4 et 6.5.

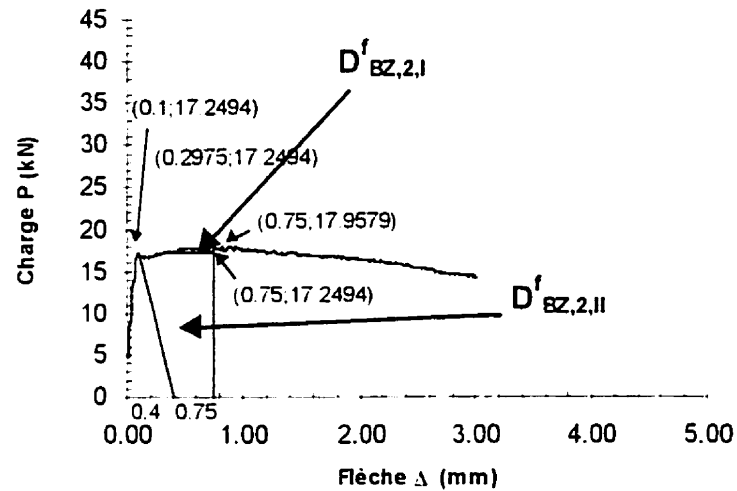


Figure 6.4 Régions $D^f_{BZ,2,I}$ et $D^f_{BZ,2,II}$ servant au calcul de σ_m du BHP avec fibres droites à bouts aplatis pour la méthode proposée par le comité RILEM

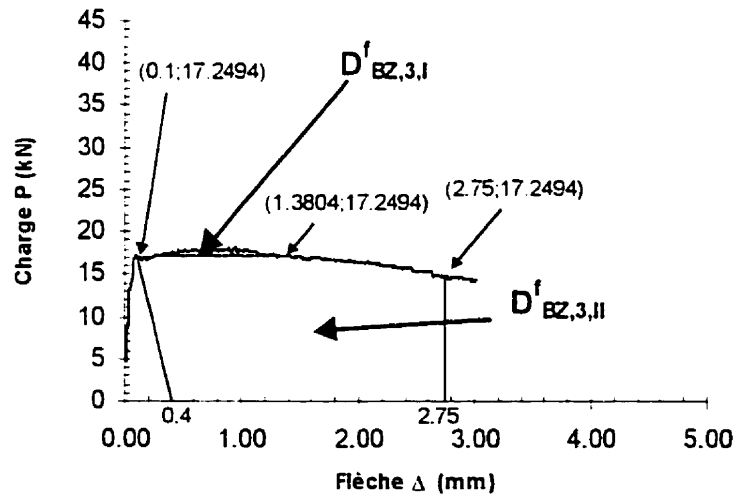


Figure 6.5 Régions $D^f_{BZ,3,I}$ et $D^f_{BZ,3,II}$ servant au calcul de σ_m du BHP avec fibres droites à bouts aplatis pour la méthode proposée par le comité RILEM

Les aires de chacune de ces régions sont les suivantes :

$$D_{BZ,2,I}^f = 162.0 \text{ N.mm}$$

$$D_{BZ,2,II}^f = 8716.4 \text{ N.mm}$$

$$D_{BZ,3,I}^f = 373.4 \text{ N.mm}$$

$$D_{BZ,3,II}^f = 41576.5 \text{ N.mm}$$

Les forces F_2 et F_3 sont alors :

$$F_2 = \frac{D_{BZ,2,I}^f}{0.65} + \frac{D_{BZ,2,II}^f}{0.50} = \frac{162.0}{0.65} + \frac{8716.4}{0.50} = 17682 \text{ N}$$

et

$$F_3 = \frac{D_{BZ,3,I}^f}{2.65} + \frac{D_{BZ,3,II}^f}{2.50} = \frac{373.4}{2.65} + \frac{41576.5}{2.50} = 16772 \text{ N}$$

Les calculs des contraintes équivalentes $f_{eq,2}$ et $f_{eq,3}$ donnent :

$$f_{eq,2} = \frac{3}{2} (F_2) \frac{L}{bh_{sp}^2} = \frac{3}{2} (17682) \frac{500}{150 \times 125^2} = 5.66 \text{ MPa}$$

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} (F_3) \frac{L}{bh_{sp}^2} = \frac{3}{2} (16772) \frac{500}{150 \times 125^2} = 5.37 \text{ MPa}$$

Par conséquent, le diagramme de la contrainte en traction en fonction de la déformation peut être tracé selon le modèle proposé à la figure 2.5, avec les modifications mentionnées pour le diagramme du BHP avec fibres à crochets. La courbe contrainte en traction-déformation pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis, basée sur les résultats du béton de la deuxième coulée de convenance du pont de St-Jérôme, est présentée à la figure 6.6.

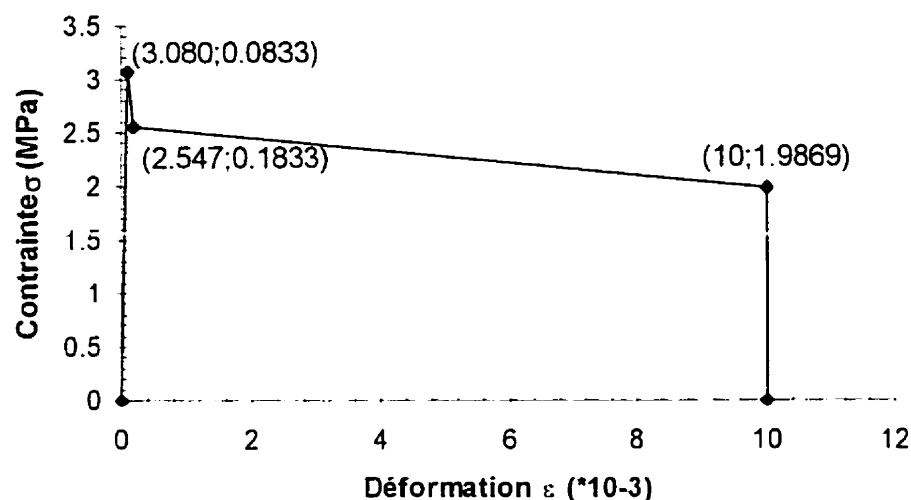


Figure 6.6 Courbe de la contrainte en traction en fonction de la déformation pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis

6.1.3 Calcul de la contrainte σ_{tu} avec les résultats des essais de traction directe

La contrainte postfissuration en traction σ_{tu} peut être prise directement des essais de traction directe sur carottes entaillées. Les résultats des essais de traction directe sur des carottes de fibres à crochets et sur des carottes de fibres droites à bouts aplatis sont présentés au chapitre 5. La courbe moyenne contrainte en traction-ouverture de fissure pour chacun de ces deux types de fibres est illustrée aux figures 6.7 et 6.8. Les carottes de fibres à crochets proviennent de dalles fabriquées avec le même béton que celui des spécimens de dalles testés en flexion tandis que les carottes de fibres droites à bouts aplatis ont été prises dans une dalle fabriquée lors de la deuxième coulée de convenance du pont de St-Jérôme.

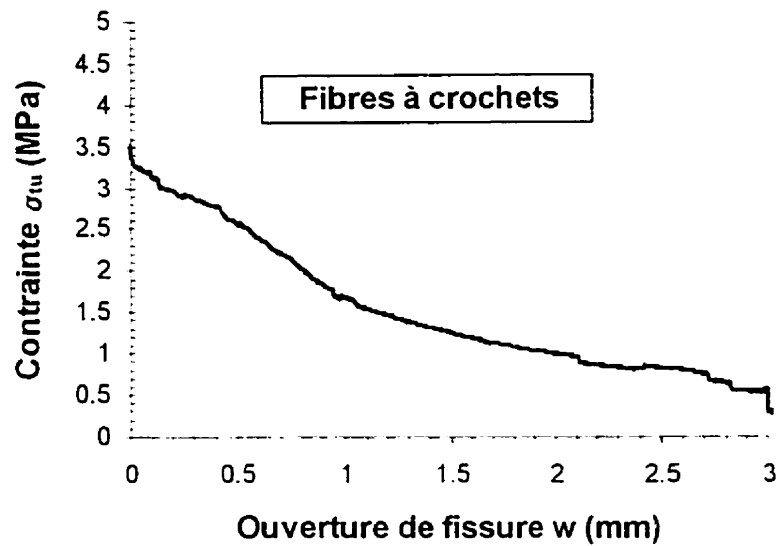


Figure 6.7 Courbe de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets

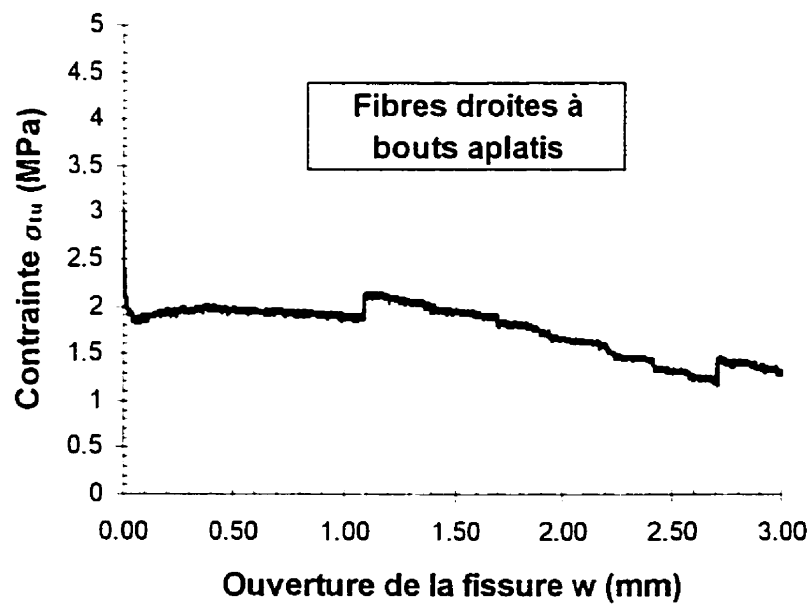


Figure 6.8 Courbe de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis

Ces graphiques présentent la résistance postfissuration en traction σ_{tu} jusqu'à une ouverture de fissure de 3 mm. Toutefois, les fibres apportent encore une certaine résistance après une ouverture de 3 mm. Pour un des essais de traction directe, la carotte 12 avec fibres à crochets, l'acquisition des données a été effectuée jusqu'à la rupture. Malheureusement, après une ouverture d'environ 4.5 mm, la plage de lectures des instruments était dépassée. Par contre, en extrapolant les données recueillies pour cet essai, on peut présumer que les fibres offrent une résistance jusqu'à une ouverture de fissure de 6 mm. Cette hypothèse conduit probablement à une résistance inférieure à la réalité mais est du moins conservatrice. Pour cette raison, il sera considéré que les fibres offrent une résistance décroissante et de façon linéaire de 3 à 6 mm d'ouverture de fissure. Les résultats de l'essai de traction directe sur la carotte 12 peuvent être consultés dans le rapport des essais de fatigue et de traction directe, Bélanger (2000).

Egalement, afin de pouvoir évaluer la résistance flexionnelle du BHPFA plus facilement à l'aide de la courbe moyenne obtenue des essais de traction directe, cette courbe a été simplifiée en six segments de droite. Les courbes simplifiées de la contrainte σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets et pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis sont présentés aux figures 6.9 et 6.10.

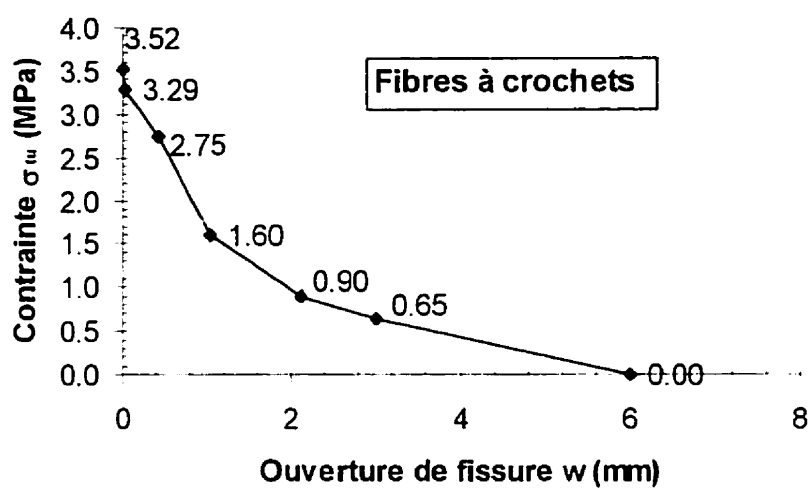


Figure 6.9 Courbe simplifiée de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de fissure pour un BHP avec fibres à crochets

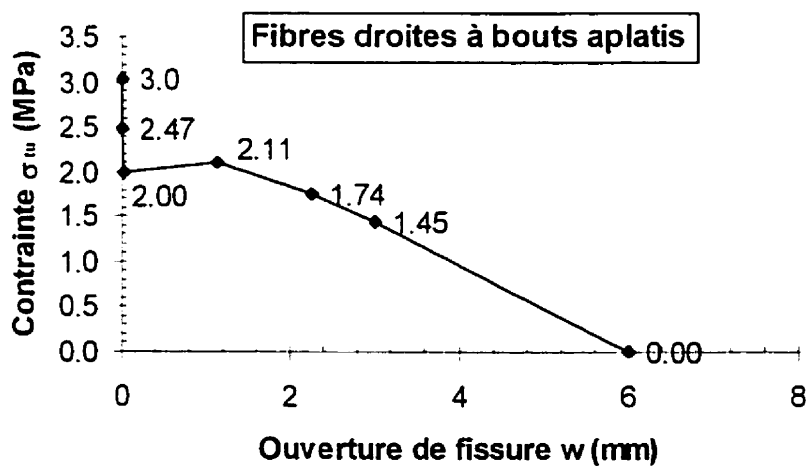


Figure 6.10 Courbe simplifiée de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de fissure pour un BHP avec fibres droites à bouts aplatis

6.2 Calculs de la capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles de BHPFA

Deux méthodes de calculs de la capacité flexionnelle ont été exposées au chapitre 2 soit l'équation de Filiatrault et Massicotte (1998) et la méthode proposée par Casanova (1996) qui implique l'utilisation du logiciel flexfibres qu'il a développé. Pour le calcul de la capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles de cette étude, deux méthodes seront également utilisées. Tout d'abord, cette capacité sera évaluée à l'aide de l'équation de Filiatrault et Massicotte (1998) en prenant la contrainte postfissuration du béton fibré calculée selon Swamy et al. (1993) et selon le comité RILEM (1999). Ensuite, un programme créé par Massicotte (2000) et basé sur les hypothèses émises par Casanova sera utilisé afin de calculer la capacité flexionnelle des dalles. Cette capacité M_{Max} sera alors déterminée selon les trois différentes valeurs de σ_{tu} obtenues avec l'équation de Swamy et al., la méthode de calculs du comité RILEM, et les essais de traction directe sur carottes entaillées.

6.2.1 Calcul de M_{Max} avec l'équation de Filiatrault et Massicotte (1998)

L'équation de Filiatrault et Massicotte (1998) correspond à l'équation 2.12 présentée au chapitre 2. Cette équation permet de considérer la contribution des fibres pour la résistance en traction du béton mais limite cette dernière à une déformation de $10\mu\epsilon$ pour la fibre la plus tendue. L'équation utilise également une contrainte postfissuration en traction σ_{tu} constante selon l'ouverture de fissure. Ainsi, pour les calculs, la contrainte σ_{tu} prendra la valeur constante calculée avec l'équation de Swamy et al. à la section 6.1.1 et la valeur constante correspondant à une déformation de $10\mu\epsilon$ sur le diagramme obtenu avec la méthode du comité RILEM et présenté à la section 6.1.2. Aucune valeur de σ_{tu} provenant des essais de traction directe n'est utilisée pour cette équation étant donné qu'il ne s'agit pas de valeurs constantes.

L'équation de Filiatrault et Massicotte (1998) se lit donc comme suit :

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + \phi_s' A_s' f_s' \left(\frac{a}{2} - d' \right) + \phi_f \sigma_{tu} b_w \frac{1}{2} (h-c) (h+c-a) \quad (6.4)$$

$$\text{où} \quad a = \frac{\left(\frac{\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s'}{b_w} \right) + \phi_f \sigma_{tu} h}{\phi_c \alpha_1 f_c' + \left(\frac{\phi_f \sigma_{tu}}{\beta_1} \right)} \quad (6.5)$$

Étant donné que la déformation à la fibre tendue doit être limitée à 0.01, la valeur h utilisée dans l'équation doit correspondre à une profondeur équivalente h_{eq} , tel que mentionné à l'équation 2.14 du chapitre 2 :

$$h_{eq} = \frac{a}{\beta_1} \times \left(1 + \frac{0.01}{0.0035} \right) \quad (6.6)$$

Ainsi, il s'agit d'un processus itératif où l'on doit faire varier la valeur de h jusqu'à ce qu'elle corresponde à la valeur de la profondeur équivalente h_{eq} .

Pour le calcul de la capacité flexionnelle du spécimen de dalle comportant deux barres 15M en bas, les valeurs des paramètres figurant dans l'équation 6.4 et 6.5 correspondent aux propriétés réelles du spécimen de béton et sont les suivantes :

$A_s = 400 \text{ mm}^2$	$b_w = 480 \text{ mm}$
$A_s' = 0 \text{ mm}^2$	$h = 206.5 \text{ mm}$
$f_y = 440 \text{ MPa}$	$f_c' = 86 \text{ MPa}$
$f_s' = 0 \text{ MPa}$	$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f_c' = 0.721$
$d = 164 \text{ mm}$	$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f_c' = 0.755$
$d' = 0 \text{ mm}$	

De plus, les coefficients de tenue des matériaux ϕ_s , ϕ_s' , ϕ_c et ϕ_f sont pris comme étant 1.0.

Si on utilise la contrainte postfissuration calculée avec l'équation de Swamy et al.(1993), alors :

$$\sigma_{tu} = 2.12 \text{ MPa}$$

En procédant par itérations, on trouve que la profondeur de la dalle sur laquelle les fibres apportent une contribution au niveau de la résistance flexionnelle est limitée à 34.75 mm, profondeur à laquelle la fibre tendue atteint une déformation de 0.01. Ainsi :

$$h = h_{eq} = 34.75 \text{ mm}$$

Par conséquent,

$$\alpha = \frac{\left(\frac{1.0 \times 400 \times 440}{480} \right) + 1.0 \times 2.12 \times 34.75}{1.0 \times 0.721 \times 86 + \left(\frac{1.0 \times 2.12}{0.755} \right)} = 6.79 \text{ mm}$$

$$\text{et } c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.79}{0.755} = 9.00 \text{ mm}$$

Enfin,

$$\begin{aligned} M_f &= 1.0 \times 400 \times 440 \times \left(164 - \frac{6.79}{2} \right) + 1.0 \times 2.12 \times 480 \times \frac{1}{2} (34.75 - 9.00) (34.75 + 9.00 - 6.79) \\ &= 28.8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Si on utilise plutôt la valeur σ_{tu} calculée avec la méthode du comité RILEM, on prend alors la valeur correspondant à une déformation de 0.01, soit :

$$\sigma_{tu} = 3.02 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, la profondeur contribuant à la résistance flexionnelle est :

$$h = h_{eq} = 37.0 \text{ mm}$$

et $M_r = 29.0 \text{ kN.m}$

Les capacités flexionnelles de chacun des spécimens de dalles ont été calculées avec cette équation selon la même procédure que celle énoncée pour le spécimen 15MB, soit avec la contrainte σ_{tu} évaluée selon Swamy et al. (1993) et celle estimée selon le comité RILEM (1999). Seuls les résultats des autres spécimens sont présentés au tableau 6.2. Toutefois, les calculs peuvent être consultés en annexe.

Tableau 6.2 Capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles évaluée avec l'équation de Filatrault et Massicotte (1998)

Spécimen de dalle	M_{Max} Swamy et al. (1993) (kN.m)	M_{Max} méthode RILEM (1999) (kN.m)
15MB	28.8	29.0
20MB	42.7	43.3
20MC	27.5	28.0
20MH	11.9	12.4
15MB- fibres droites à bouts aplatis	34.7	35.1

6.2.2 Calcul de M_{Max} avec le programme M-Psi de Massicotte (2000)

Le programme M-Psi de Massicotte (2000) a été développé dans un chiffrier et permet de calculer le moment associé à différentes courbures d'un élément structural. Une déformation est donc imposée au béton et implique ainsi une certaine courbure à l'élément. Le moment associé à cette courbure est ensuite calculé. Le calcul du moment est fait pour chaque déformation du béton allant de 0.0 à 0.0035 par incrément de 0.00005. Le programme utilise la loi de compression du béton proposée par Tsai (1988). Les hypothèses relatives à la relation entre la courbure et l'ouverture de fissure proviennent de Casanova (1996). Une variation parabolique de la courbure entre la zone élastique entre les fissures et la zone de la fissure est donc supposée. Également, la zone affectée par la fissure subit une rotation 2θ et a une longueur Δf . Enfin, l'ouverture de la fissure est présumée égale à $2\theta h_f$ où h_f est sa profondeur. La valeur maximale des moments calculés pour chaque déformation du béton correspond donc à la capacité flexionnelle de l'élément.

Le calcul des capacités flexionnelles des spécimens de dalles a donc été effectué avec ce programme en utilisant les valeurs de σ_{tu} calculées selon les trois méthodes proposées à la section 6.1. Pour la valeur de σ_{tu} provenant de l'équation de Swamy et al. (1993), une valeur constante a été utilisée jusqu'à une déformation de 0.01 pour ensuite être égale à 0. Pour la valeur de σ_{tu} estimée selon la méthode du comité RILEM (1999), le diagramme contrainte en traction-déformation a été employé. Enfin, la courbe simplifiée en segments de droites a représenté la valeur de σ_{tu} provenant des essais de traction directe. Les propriétés réelles des spécimens ont servi pour ce calcul de la capacité flexionnelle et les coefficients de tenue des matériaux étaient tous affectés de la valeur 1.0.

Les moments maximaux obtenus avec ce programme pour chacun des spécimens de dalles figurent au tableau 6.3. Les graphiques moment-courbure peuvent être consultés en annexe.

Tableau 6.3 Capacité flexionnelle M_{Max} des spécimens de dalles évaluée avec le programme M-Psi de Massicotte (2000)

Spécimens de dalles	M_{Max} Swamy et al. (kN.m)	M_{Max} méthode RILEM (kN.m)	M_{Max} traction directe (kN.m)
15MB	46.7	56.0	49.8
20MB	59.2	68.4	61.2
20MC	44.5	53.7	45.2
20MH	24.8	33.5	25.8
15MB- fibres droites à bouts aplatis	46.2	59.6	57.5

6.2.3 Comparaisons entre les capacités flexionnelles obtenues analytiquement et expérimentalement

Afin de vérifier si les modèles de calculs représentent bien les essais expérimentaux, il est essentiel de comparer les résultats obtenus. Le tableau 6.4 présente un résumé des moments maximaux calculés avec chacune des méthodes ainsi que les moments maximaux atteints expérimentalement. Également, les rapport des résistances flexionnelles expérimentales sur celles des modèles de calculs y sont inscrits.

Tableau 6.4 Résistance flexionnelle obtenue analytiquement et expérimentalement

	Méthode de calculs	$M_{Max,essai}$ (kN.m)	$M_{Max,modèle}$ (kN.m)	$\frac{M_{Max,essai}}{M_{Max,modèle}}$
15MB	Filiatrault et Massicotte-Swamy et al.	57.5	28.8	2.0
	Filiatrault et Massicotte - RILEM		29.0	1.98
	M-Psi - Swamy et al.		46.7	1.23
	M-Psi - RILEM		56.0	1.03
	M-Psi - Traction directe		49.8	1.15
20MB	Filiatrault et Massicotte-Swamy et al.	62	42.7	1.45
	Filiatrault et Massicotte - RILEM		43.3	1.43
	M-Psi - Swamy et al.		59.2	1.05
	M-Psi - RILEM		68.4	0.91
	M-Psi - Traction directe		61.2	1.01
20MC	Filiatrault et Massicotte-Swamy et al.	52.5	27.5	1.91
	Filiatrault et Massicotte - RILEM		28.0	1.88
	M-Psi - Swamy et al.		44.4	1.18
	M-Psi - RILEM		53.7	0.98
	M-Psi - Traction directe		45.2	1.16
20MH	Filiatrault et Massicotte-Swamy et al.	29	11.87	2.44
	Filiatrault et Massicotte - RILEM		12.42	2.33
	M-Psi - Swamy et al.		24.8	1.17
	M-Psi - RILEM		33.5	0.87
	M-Psi - Traction directe		25.8	1.12
15MB fibres droites à bouts aplatis	Filiatrault et Massicotte-Swamy et al.	66.5	34.7	1.91
	Filiatrault et Massicotte - RILEM		35.1	1.89
	M-Psi - Swamy et al.		46.2	1.44
	M-Psi - RILEM		59.76	1.12
	M-Psi - Traction directe		57.7	1.15

À partir de ce tableau, on constate que les modèles utilisant l'équation de Filiatrault et Massicotte sous-estiment énormément la résistance flexionnelle des spécimens de dalles. La résistance réelle est de 50% à 150% supérieure à celle calculée avec cette équation. En plus de sous-évaluer la capacité flexionnelle, cette équation donne une grande dispersion des résultats. La mauvaise performance de cette équation peut être expliquée par un manque de compatibilité des déformations dans l'équation. En effet, l'équation de Filiatrault et Massicotte (1998) ne tient compte que de l'équilibre des forces. Elle présume que l'élément atteint sa capacité flexionnelle maximale lorsque le béton atteint une déformation en compression de 0.0035 à la fibre supérieure, ce qui n'est pourtant pas le cas. La capacité flexionnelle maximale est atteinte à une déformation en compression bien en deça de 0.0035. Cette constatation a pu être observée lors de l'utilisation du programme M-Psi de Massicotte. Les graphiques moment-courbure présentés en annexe indiquent que le moment maximal se produit bien avant la courbure maximale, courbure calculée pour une déformation de 0.0035 en compression.

Les résultats semblent donc mieux corroborer les modèles de calculs qui utilisent le programme M-Psi. Pour effectuer une meilleure analyse de ces méthodes, la moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation du rapport des moments maximaux obtenus sont calculés et indiqués au tableau 6.5.

Tableau 6.5 Moyennes, écart-types et coefficients de variation des rapports $M_{Max,essai} / M_{Max,modèle}$ des méthodes de calculs utilisant le programme M-Psi

Méthode de calculs	Moyenne	Écart-type	Coefficient de variation
M-Psi - Swamy et al.	1.214	0.142	0.117
M-Psi - Swamy et al. (sans fibres droites à bouts aplatis)	1.158	0.076	0.066
M-Psi - RILEM	0.982	0.099	0.101
M-Psi -Traction directe	1.118	0.062	0.055

D'après ces résultats, on constate que les deux modèles ayant les plus petits écarts-types et coefficients de variation sont les méthodes utilisant comme valeur de σ_{tu} l'équation de Swamy et al. (1993), excluant le spécimen comportant des fibres droites à bouts aplatis, et les essais de traction directe. L'écart-type est un bon indicateur de la validité d'une méthode puisqu'il permet de savoir si le modèle évalue toujours l'élément structural de la même façon c'est-à-dire si le même rapport existe toujours entre le moment maximal réel et celui présumé par la méthode. Également, le coefficient de variation qui est le rapport de l'écart-type sur la moyenne influence le coefficient de tenue qui sera appliqué à la résistance calculée afin d'obtenir une valeur conservatrice et sécuritaire pour le design. Effectivement, comme il sera présenté plus loin au cours du chapitre, le coefficient de variation est un facteur important qui influence de façon exponentielle la valeur du coefficient de tenue imposé au matériau. Ce coefficient de tenue permet d'obtenir une valeur représentative de la résistance offerte par le matériau qui est, dans ce cas, le BHPFA.

La modèle de calculs impliquant le programme M-Psi et la méthode du comité RILEM indique une moyenne de près de 1.0 qui semble bon à premier abord. Par contre, cette valeur est inférieure à 1.0, ce qui indique que le modèle surestime la résistance réelle et qui peut s'avérer inquiétant. Également, l'écart-type et le coefficient de variation sont plus élevés que pour les autres méthodes, ce qui indique que le modèle représente bien l'ensemble des comportements des spécimens de dalles mais pas nécessairement le comportement individuel de chacun. Cette méthode doit donc être utilisée avec prudence.

Le programme de Massicotte utilisant l'équation de Swamy et al. semble inadéquat lorsque les deux types de BHPFA sont considérés étant donné son écart-type et son coefficient de variation élevés. Toutefois, l'équation de Swamy et al. est satisfaisante lorsqu'il s'agit du BHP avec fibres à crochets. Il est à noter que pour le calcul de σ_{tu} selon l'équation de Swamy et al., le coefficient d'adhérence k_f lié au type de fibres a été

estimé à 0.75 pour les fibres droites à bouts aplatis. Des recherches plus approfondies sur ce coefficient permettraient peut-être de mieux évaluer ce coefficient pour ces fibres et ainsi permettre une meilleure estimation du modèle. Pour cette raison, la méthode incluant l'équation de Swamy et al. a été analysée pour le BHP avec fibres à crochets seulement. De plus, la moyenne des rapports des moments expérimentaux sur les moments des modèles peut paraître élevée mais la valeur σ_m proposée par Swamy et al. correspond probablement à une valeur nominale de contrainte. Par conséquent, il est normal que cette contrainte soit conservatrice et donne une capacité flexionnelle inférieure.

Enfin, le programme de Massicotte employant la valeur de σ_m simplifiée provenant des essais de traction directe apparaît être une méthode valable et sécuritaire. La moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation donnent de bons résultats. Ce modèle semble aussi bien approprié pour le BHP avec fibres à crochets que pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis.

Il est à noter que les rapports des moments des essais sur les moments des modèles sont toujours plus faibles pour le spécimen 20MB que pour les autres spécimens. Lors des essais sur les spécimens BF-20MB, la résistance flexionnelle atteinte a été plus élevée pour le spécimen 20MB ayant subi de la fatigue que pour celui n'ayant pas subi de fatigue, soit 68 kN.m plutôt que 62 kN.m. Le résultat obtenu sur le spécimen n'ayant pas subi de fatigue était alors probablement inférieur à ce qu'il aurait dû être puisque normalement, la résistance ne doit pas augmenter avec la fatigue. Par conséquent, l'écart-type et le coefficient de variation pour chacune des méthodes sont probablement inférieurs à ce qui a été calculé pour les spécimens de dalles de cette étude étant donné que les rapports du moment de l'essai sur le moment du modèle pour l'essai 20MB sont certainement supérieurs aux valeurs notées au tableau 6.5 et ainsi, plus près de ceux trouvés pour les autres spécimens.

En conclusion, les modèles de calculs qui semblent le mieux représenter le comportement structural du BHPFA sont le programme M-Psi utilisant la valeur de l'équation de Swamy et al. (1993) pour la valeur de σ_{tu} pour le BHP avec fibres à crochets et le programme M-Psi employant la courbe simplifiée de σ_{tu} des essais de traction directe. Toutefois, ces conclusions sont basées sur un petit nombre d'essais de flexion sur spécimens de dalles. De nombreux autres essais structuraux seraient à faire pour confirmer ces affirmations.

6.3 Validation des essais de flexion RILEM

Comme le modèle de calculs utilisant le programme M-Psi et la courbe simplifiée de σ_{tu} des essais de traction directe semble bien représenter la résistance flexionnelle d'un spécimen de dalle, il est intéressant d'utiliser ce modèle afin de tenter de reproduire les résultats obtenus de l'essai de flexion RILEM. Il s'agit donc de tracer la courbe du moment calculé par M-Psi en fonction de l'ouverture de fissure et de vérifier sa compatibilité avec la courbe moment-ouverture de fissure de l'essai RILEM. Cette comparaison permettra de vérifier la validité de l'essai de flexion RILEM comme essai de caractérisation du matériau.

Pour transformer la courbe charge-ouverture de fissure de l'essai de flexion RILEM en courbe moment-ouverture de fissure, il faut simplement appliquer l'équation suivante pour chaque charge étant donné qu'il s'agit d'un prisme sur appuis simples chargé en son centre:

$$M = \frac{PL}{4} \quad (6.7)$$

où M est le moment obtenu, P représente la charge et L est la portée de 500 mm.

6.3.1 Validation des résultats des prismes avec fibres à crochets

Les essais de flexion RILEM sur les BHP avec fibres à crochets ont été réalisés sur des prismes provenant de la première coulée de convenance du pont de St-Jérôme et de la coulée de la dalle du pont de Maskinogé. Par contre, les essais de traction directe ont été effectués sur des éprouvettes carottées dans des spécimens de dalles coulés aux industries AL13. Étant donné qu'il ne s'agit pas des mêmes bétons, il sera plus difficile de valider les résultats. L'exercice a tout de même été fait. Les propriétés réelles des prismes ont été utilisées et la profondeur des prismes étaient considérées comme étant de 125 mm étant donné l'entaille de 25 mm présente au centre du spécimen.

Les courbes calculées par le modèle et celles obtenues lors des essais sont illustrées à la figure 6.11.

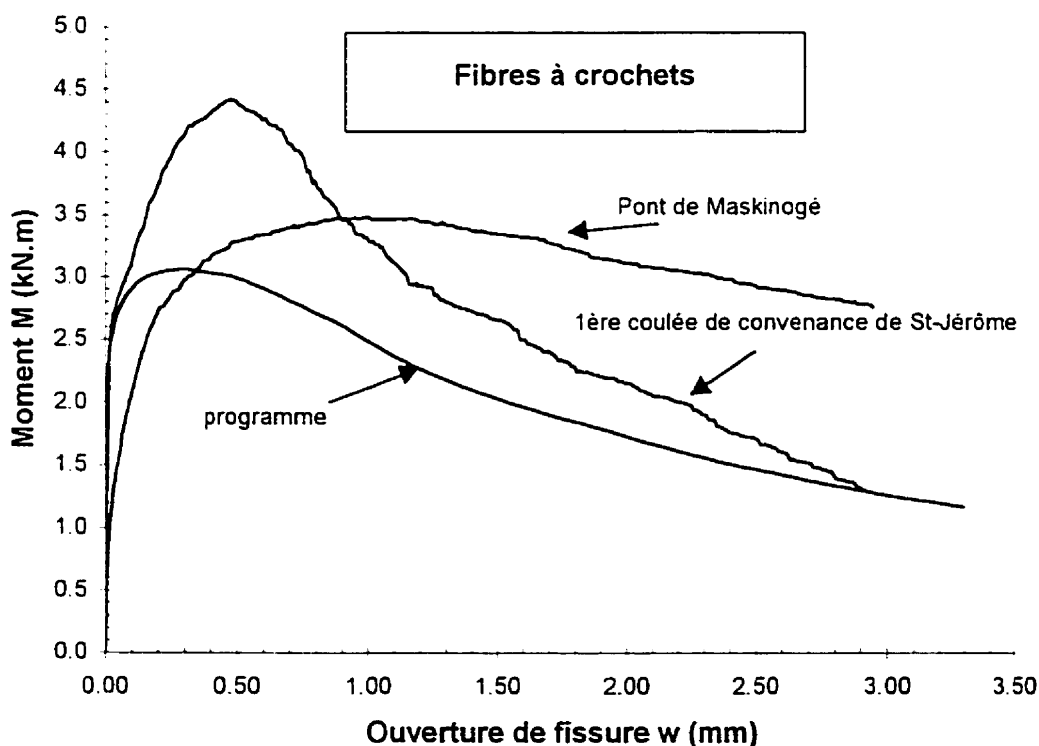


Figure 6.11 Courbes des moments calculés par le programme M-Psi et obtenus expérimentalement pour le BHP avec fibres à crochets

D'après cette figure, on constate que la courbe obtenue avec le modèle de calculs ne corrobore pas du tout les résultats expérimentaux des essais de flexion RILEM. Ces résultats ne sont pas surprenants étant donné qu'il ne s'agit pas des mêmes bétons utilisés dans les trois cas. Il apparaît alors évident qu'un essai de caractérisation pour chaque nouveau béton est important afin de connaître son comportement.

Les prismes utilisés pour les essais de flexion RILEM sont des spécimens coulés donc les fibres ont une orientation préférentielle dans le sens des parois, ce qui surestime la résistance flexionnelle. Cette figure indique effectivement une résistance flexionnelle plus importante sur les essais réalisés que sur le modèle. Également, les valeurs de σ_{tu} provenant des essais de traction directe sont peut-être sous-estimées étant donné que le béton utilisé pour les carottes avait été difficile à mettre en place à cause d'un délai important entre le début de son malaxage et le début de sa coulée. Cette faible maniabilité a pu entraîner une moins bonne dispersion des fibres dû à l'usage d'un vibreur à aiguille créant des vides. Cette raison a été mentionnée au chapitre 5 afin d'expliquer la dispersion des résultats de l'essai de traction directe. Un béton de meilleur qualité aurait peut-être permis d'obtenir une contrainte σ_{tu} moyenne plus élevée et ainsi de mieux reproduire les résultats expérimentaux obtenus des essais de flexion RILEM.

Enfin, un paramètre non négligeable est l'hypothèse utilisée pour l'ouverture de la fissure dans le modèle de calculs. Le lien entre la courbure élastique et l'ouverture de fissure influence grandement les résultats. Effectivement, comme la contrainte σ_{tu} provenant des essais de traction directe varie en fonction de l'ouverture de fissure, il est important d'arriver à bien modéliser cette ouverture. Puisque la courbe est très sensible à ce paramètre, une meilleure hypothèse pourrait améliorer le modèle.

6.3.2 Validation des résultats des prismes avec fibres droites à bouts aplatis

Les essais de flexion RILEM sur le BHP avec fibres droites à bouts aplatis ont été réalisés sur des prismes provenant de la deuxième coulée de convenance du pont de St-Jérôme et de la coulée de la dalle du pont de St-Jérôme. Comme le béton de cette deuxième coulée de convenance est supposé être une reproduction du béton utilisé lors de la coulée de la dalle du pont, on peut affirmer qu'il s'agit sensiblement du même béton. De plus, les essais de traction directe ont été effectués sur des éprouvettes carottées dans une dalle fabriquée lors de la deuxième coulée de convenance du pont de St-Jérôme. Les valeurs de σ_{tu} utilisées dans le modèle correspondent donc au même béton que celui employée pour les essais RILEM. Encore une fois, les propriétés réelles des prismes ont été utilisées et la profondeur des prismes était considérée comme étant de 125 mm étant donné l'entaille de 25 mm présente au centre du spécimen

Les courbes calculées par le modèle et celles obtenues lors des essais sont illustrées à la figure 6.12.

La figure montre que le modèle de calculs corrobore assez bien les résultats expérimentaux. Il est normal que les moments calculés en fonction de l'ouverture de fissure soient plus près des valeurs expérimentales pour ce BHPFA que dans le cas du BHP avec fibres à crochets puisque dans ce cas-ci, il s'agit du même béton. Par contre, les résultats provenant des essais indiquent une résistance flexionnelle plus élevée à la fissuration et pour de faibles ouvertures de fissure que celle obtenue du modèle de calculs. Encore une fois, l'hypothèse au niveau de l'ouverture de la fissure dans le modèle de calculs peut en être responsable. Par contre, étant donné que pour des ouvertures de fissure de 1 à 3 mm la courbe simplifiée de σ_{tu} fluctue moins pour les fibres droites à bouts aplatis que pour les fibres à crochets, cette partie de la courbe est moins sensible à cette hypothèse.

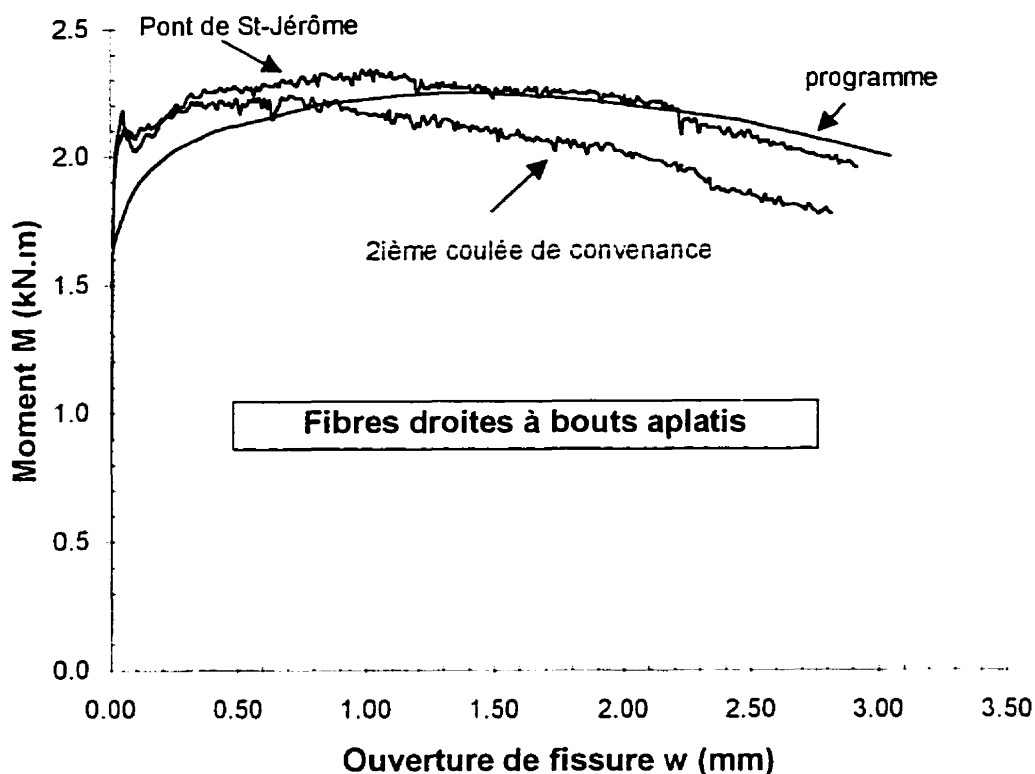


Figure 6.12 Courbes des moments calculés par le programme M-Psi et obtenus expérimentalement pour le BHP avec fibres droites à bouts aplatis

L'hypothèse au niveau de l'ouverture de la fissure est donc à raffiner dans le programme M-Psi, même si pour les spécimens de dalles, ce modèle donne d'assez bons résultats. Afin d'améliorer cette hypothèse, il faudrait effectuer des essais RILEM sur des prismes sciés dans le même béton que celui où les éprouvettes de traction directe ont été carottées. Ainsi, aucun effet de parois ne pourrait influencer les résultats provenant de l'essai de flexion. En faisant varier l'équation reliant la courbure à l'ouverture de la fissure et en traçant les courbes moment-ouverture de fissure pour chaque variation afin de connaître les résultats les plus proches de ceux obtenus expérimentalement, il serait possible d'établir une hypothèse d'ouverture de fissure plus juste.

6.4 Détermination d'un coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres

Une méthode statistique assez complexe a été dérivée par Massicotte et Bélanger (2000) afin de pouvoir déterminer un coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres. Dans cette méthode, de nombreuses équations basées sur les travaux de Nowak et Lind (1979), Kennedy et al. (1992) et Bartlett (1995) sont utilisées. Pour pouvoir appliquer cette méthode statistique, il faut d'abord connaître les moments résistants nominaux des dalles testées en flexion dans cette étude. Ces moments sont calculés à l'aide de la courbe caractéristique $\sigma_{tu}-w$ obtenue des essais de traction directe et du programme M-Psi de Massicotte (2000). Également, une base de données comportant des dalles de différentes épaisseurs avec différentes configurations d'armatures, en BHP ou en BHPFA, doit être établie. Les moments résistants de chacune de ces dalles doivent être calculés à l'aide d'une méthode simplifiée.

6.4.1 Calcul de la courbe caractéristique $\sigma_{tu}-w$ obtenue des essais de traction directe

Le calcul de la courbe caractéristique $\sigma_{tu}-w$ obtenue des essais de traction directe est basée sur la méthode employée par Casanova (1996) et présentée au chapitre 2. En premier lieu, il est nécessaire de connaître la dispersion des résultats obtenus selon les regroupements de cinq carottes. Effectivement, il a été mentionné au chapitre 5 que, pour représenter le comportement d'une dalle, les carottes devaient être regroupées par 5. Ainsi, l'écart-type devait être moindre que si chaque carotte était traitée individuellement puisque généralement, plus le nombre de carottes par groupe est élevé, plus l'écart-type diminue. Toutefois, pour les résultats des essais de traction directe de cette étude, il peut être intéressant de comparer les différents écarts-types selon les regroupements de carottes effectués. La figure 6.13 présente ces écarts-types.

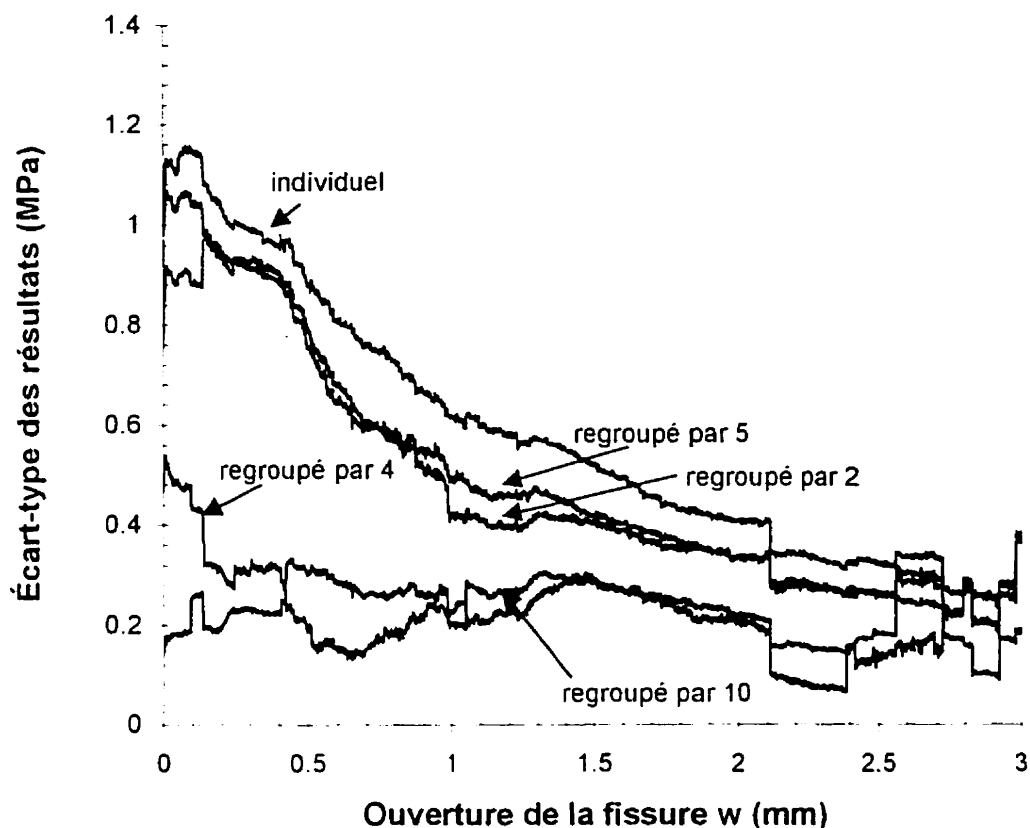


Figure 6.13 Écarts-types des résultats obtenus des essais de traction directe selon divers regroupements d'éprouvettes

La figure 6.13 permet d'illustrer que, pour ces résultats, l'écart-type ne diminue pas nécessairement lorsque le nombre de carottes est plus élevé par groupe. Puisque les groupes étaient formés d'éprouvettes carottées côte-à-côte, les carottes ayant obtenu de piètres performances peuvent avoir été rassemblées, de même que pour celles ayant eu de fortes performances. Ainsi, l'écart-type de ces courbes est plus élevé. Par contre, pour un groupe contenant un nombre moins élevé de carottes, des éprouvette ayant obtenu de fortes résistances peuvent avoir été jumelées à d'autres carottes de faibles résistances et vice versa, dû à la séquence du regroupement des carottes. De cette façon, l'écart-type des courbes des groupes d'un nombre moins élevé de carottes peut être inférieur à celui

des courbes des groupes d'un nombre supérieur de carottes. Pour un grand nombre d'essais de traction directe, ce phénomène ne devrait pas se produire. Par contre, dans cette étude, puisque trop peu d'essais de traction directe ont été effectués, la tendance de diminution de l'écart-type en fonction du nombre de carottes par groupe n'a pu être observée. Pour tenter de pallier ce problème, un ajustement de l'écart-type calculé pour les regroupements de 5 carottes a été réalisé. En effet, les écarts-types moyens pour chaque regroupement de carottes ont été calculés et placés sur un graphique. Ensuite, une courbe de tendance a été insérée pour relier trois points du graphique. À partir de la courbe de tendance, l'écart-type moyen pour les regroupements de 5 carottes a été calculé. Le graphique comportant ces écarts-types moyens et la courbe de tendance est présentée à la figure 6.14.

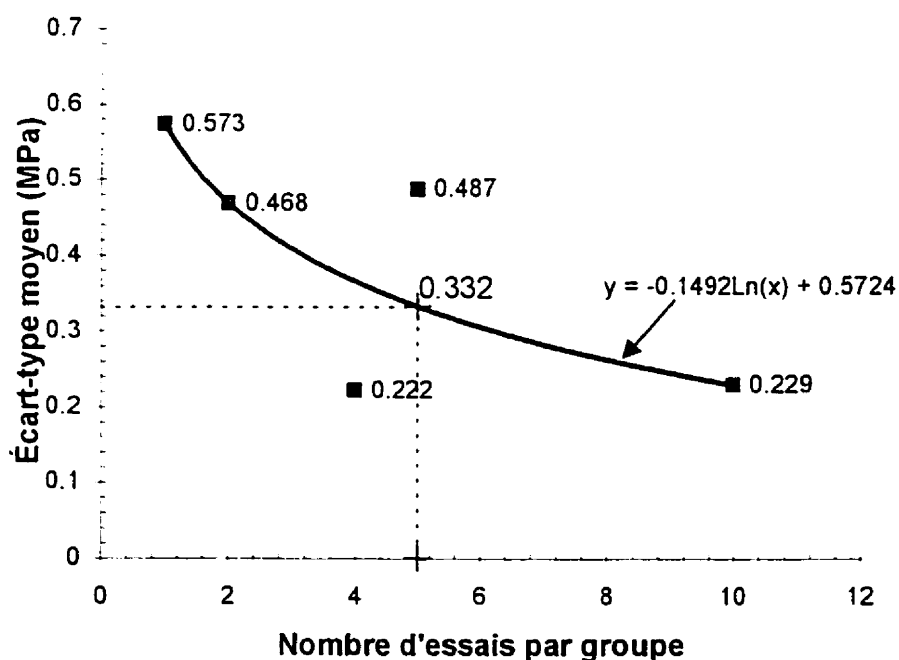


Figure 6.14 Écart-type moyen des résultats pour différents regroupements et courbe de tendance

L'écart-type moyen s utilisé pour calculer la courbe caractéristique σ_{tu-w} est donc estimé à :

$$s_{moy} = 0.332$$

31337

La seconde étape est de déterminer la contrainte σ^* qui se définit comme suit :

$$\sigma^* = \sigma_{moy} - k(n) s_{moy} \quad (6.8)$$

où σ_{moy} est la contrainte moyenne calculée à partir de la courbe σ_{tu-w} moyenne, s est l'écart-type moyen et $k(n)$ est le coefficient de student pour un fractile de 10% et dépendant du nombre d'essais. Un fractile de 10% a été retenu étant donné qu'il s'agit du fractile utilisé dans les lois statistiques concernant la résistance en compression du béton dans la norme A23.1-94. Certaines valeurs du coefficient de student selon le nombre d'essais sont indiquées au tableau 6.6.

Tableau 6.6 Valeurs du coefficient de student $k(n)$ selon le nombre d'essais

n	3	4	5	6	8	10	12	15
k(n)	1.89	1.64	1.53	1.48	1.42	1.38	1.36	1.34

Puisque les résultats des essais de traction directe sont regroupés par cinq carottes, les 20 essais réalisés correspondent donc seulement à 4 essais. La valeur du coefficient de student $k(n)$ à utiliser est donc :

$$k(n) = 1.64$$

Enfin, la contrainte σ_{moy} est calculée à partir de la courbe moyenne σ_{tu-w} et équivaut à :

$$\sigma_{moy} = 1.502 \text{ MPa}$$

La contrainte σ^* devient donc :

$$\sigma^* = 1.502 - 1.64 \times 0.332 = 0.958 \text{ MPa}$$

Finalement, la courbe caractéristique $\sigma_{tu}-w$ est obtenue en multipliant la courbe moyenne $\sigma_{tu}-w$ par le rapport σ^*/σ_{moy} , ce qui correspond à :

$$\sigma_{caract} = \sigma_{tu-courbe\ moyenne} \times \frac{\sigma^*}{\sigma_{moy}} = \sigma_{tu-courbe\ moyenne} \times \frac{0.958}{1.502} \quad (6.9)$$

donc on obtient

$$\sigma_{caract} = \sigma_{tu-courbe\ moyenne} \times 0.638$$

Ainsi, la courbe caractéristique de la contrainte σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets est illustrée à la figure 6.15

Figure 6.15 Courbe caractéristique de la contrainte σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets

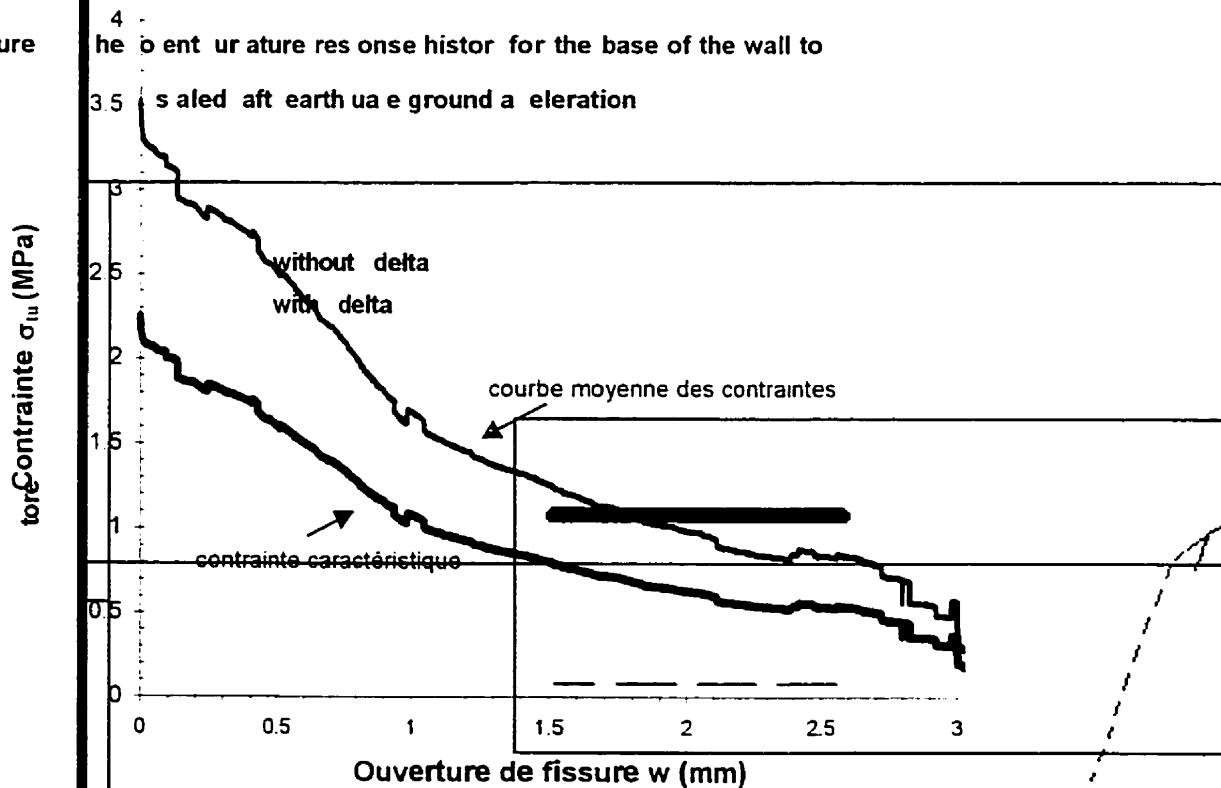


Figure 6.15 Courbe caractéristique de la contrainte σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets

Figure 6.15 Courbe caractéristique de la contrainte σ_{tu} en fonction de l'ouverture de la fissure pour le BHP avec fibres à crochets

Cette courbe peut également être simplifiée en six segments et est présentée à la figure 6.16.

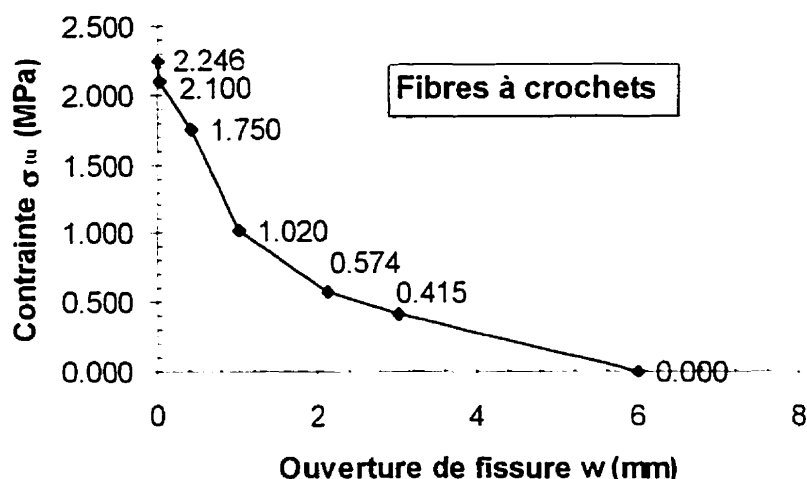


Figure 6.16 Courbe caractéristique simplifiée de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} en fonction de l'ouverture de fissure pour un BHP avec fibres à crochets

6.4.2 Calculs des moments nominaux avec le programme M-Psi de Massicotte (2000) pour les dalles testées en flexion

Les moments nominaux de chacune des dalles de BHP sans fibres et de BHP avec fibres à crochets qui ont été testées en flexion doivent être calculés. Pour ce faire, on utilise le programme M-Psi de Massicotte (2000). Les dimensions réelles des dalles sont considérées tandis que les valeurs nominales des propriétés mécaniques sont plutôt prises en compte dans ces calculs. Également, les coefficients de tenue de tous les matériaux sont pris comme étant d'une valeur de 1.0. Pour les calculs des moments nominaux des dalles de béton fibré, la courbe caractéristique simplifiée en six segments (figure 6.16) représente la valeur de σ_{tu} . Par contre, σ_{tu} est affecté de la valeur zéro pour les calculs

des moments des dalles de BHP sans fibres. Ces moments calculés sont indiqués au tableau 6.7.

Tableau 6.7 Moments nominaux calculés pour les dalles testées en flexion

Spécimen	M_{nominal} dalles de BHPFA (kN.m)	M_{nominal} dalles de BHP (kN.m)
15MB	38.7	23.8
20MB	48.6	34.4
20MC	35.2	23.5
20MH	16.9	8.9

Ces moments nominaux sont comparés avec les moments maximaux obtenus lors des essais de flexion statiques. Ces comparaisons sont présentées en annexe, où les moments nominaux des dalles de BHPFA correspondent aux moments $M_{\psi 12}$ et les moments nominaux des dalles de BHP correspondent aux moments $M_{\psi 1}$.

6.4.3 Calculs des moments résistants à l'aide d'une méthode simplifiée pour des dalles provenant d'une base de données

Une base de données de 81 dalles de béton armé avec fibres d'acier et 27 dalles de béton armé sans fibres a été constituée. Ces dalles comportent différentes quantités et configurations d'armatures, différentes épaisseurs, et différentes valeurs de résistance postfissuration en traction. Les valeurs choisies pour chacun de ces paramètres sont présentées au tableau 6.8.

Tableau 6.8 Valeurs des paramètres choisis pour les dalles de tabliers constituant la base de données

Paramètre	Valeurs		
Épaisseur h (mm)	200	225	250
Quantité d'armature ρ_s (%)	0.3	0.6	0.9
Position de l'armature d/h	0.9	0.5	0.33
Résistance postfissuration en traction f_{tu} (MPa)	0.5	1.5	2.5

Les épaisseurs de ces dalles correspondent aux épaisseurs des dalles de tabliers habituellement utilisées. Pour les quantités d'armatures, un pourcentage de 0.6% représente la quantité d'acier généralement présente dans les dalles. Un pourcentage de 0.3% équivaut à une réduction d'armature tandis qu'un pourcentage de 0.9% correspond quant à lui à une armature de dalle ayant à reprendre de forts efforts comme par exemple, un porte-à-faux ayant un lourd parapet devant résister aux impacts des véhicules. Les rapports de la distance entre l'armature tendue et la fibre la plus comprimée sur l'épaisseur de la dalle de 0.9 et 0.5 correspondent respectivement à la position de l'armature au lit inférieur et à l'armature au centre de la dalle. Dans la situation où seul un lit d'armature est présent au tiers inférieur de la dalle, le rapport d/h de 0.33 équivaut au cas du moment négatif au droit des poutres. Enfin, pour un BHPFA de qualité moyenne, une résistance postfissuration en traction constante de 1.5 MPa est présumée. Par contre, un béton de fibres subissant un bon contrôle sur la répartition des fibres et une bonne mise en place pourrait probablement obtenir une résistance postfissuration de 2.5 MPa. Un béton avec un dosage plus faible en fibres pourrait par ailleurs correspondre à une résistance postfissuration de 0.5 MPa. Pour les dalles de BHP sans fibres, la valeur de la résistance postfissuration est assumée comme étant zéro.

Les moments résistants de chacune de ces dalles ont été calculés à l'aide d'une méthode simplifiée (Massicotte et Bélanger, 2000). Cette méthode assume que l'axe neutre se trouve à $0.1h$ du dessus de la dalle, où h est la profondeur de la dalle. Les contraintes et forces présumées dans le béton d'une section de dalle de tablier de béton armé avec fibres d'acier sont illustrées à la figure 6.17.

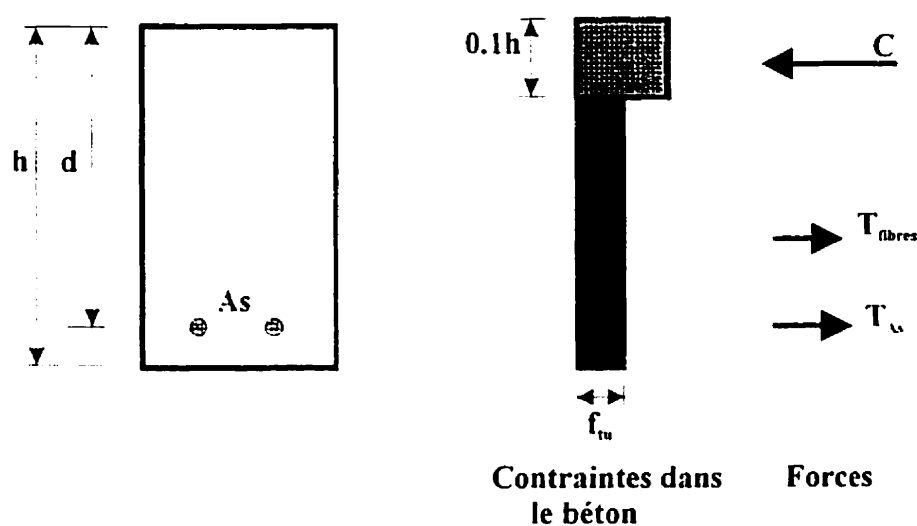


Figure 6.17 Schéma des contraintes et des forces dans une section de dalle de tablier de pont en béton armé avec fibres d'acier

Le moment résistant simplifié M_s s'obtient donc avec l'équation suivante:

$$M_s = A_s f_y (d - 0.05h) + 0.45 b h^2 f_{tu} \quad (6.10)$$

où A_s est l'aire de l'armature tendue, f_y est la contrainte élastique de l'acier, d est la distance entre le centre de gravité de l'armature tendue et la fibre la plus comprimée, et b et h sont respectivement la largeur et l'épaisseur de la dalle. Le paramètre f_{tu} est quant à lui la résistance postfissuration en traction du béton fibré.

Tous les moments calculés avec la méthode simplifiée pour les dalles de la base de données sont indiqués en annexe et correspondent à M_{s12} pour les dalles de BHPFA et à M_{s1} pour les dalles de BHP sans fibres. Les moments résistants de ces dalles ont également été calculés à l'aide du programme M-Psi et peuvent être consultés en annexe. Ces moments correspondent aux moments $M_{\psi12}$ pour les dalles de BHPFA et aux moments $M_{\psi1}$ pour les dalles de BHP sans fibres. Le rapport des moments calculés selon ces deux méthodes a été effectué.

6.4.4 Méthode statistique

La méthode statistique établie par Massicotte et Bélanger (2000) comporte de nombreuses équations basées sur les travaux de Nowak et Lind (1979), Kennedy et al. (1992) et Bartlett (1995).

Tout d'abord, il est nécessaire de rappeler les définitions de la probabilité de rupture P_F et de l'index de fiabilité β . Si R représente la résistance d'un ouvrage ou d'un élément et S représente les charges appliquées sur un ouvrage ou un élément, en assumant que R et S ont des distributions log-normales, alors la probabilité de rupture P_F peut s'écrire ainsi :

$$P_F = P[(\ln(R) - \ln(S)) < 0] \quad (6.11)$$

L'indice de fiabilité β est quant à lui un facteur multiplicatif de l'écart-type de la distribution log-normale de $[\ln(R) - \ln(S)]$ qui, à partir de la moyenne de cette distribution, permet d'atteindre la probabilité de rupture P_F . Ainsi, on peut définir β comme suit :

$$\beta = \frac{\bar{z}}{\sigma_z} \quad (6.12)$$

où

$$z = \ln(R) - \ln(S) \quad (6.13)$$

Le paramètre $\bar{z}$ est la moyenne de cette fonction tandis que σ_z est son écart-type. Il est à noter que ces mêmes symboles munis d'un indice relatif à la fonction représentée seront toujours utilisés pour désigner la moyenne et l'écart-type d'une fonction.

La figure 6.18 permet d'illustrer ces définitions.

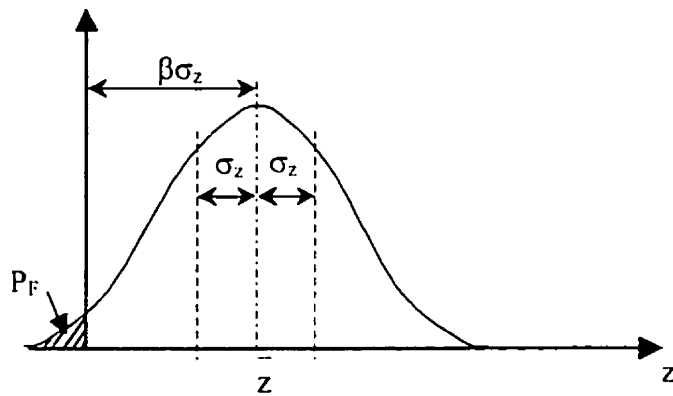


Figure 6.18 Schéma de la définition de la probabilité de rupture P_F et de l'indice de probabilité β

En réorganisant l'équation 6.12, on arrive à l'équation de base permettant de dériver le coefficient de tenue ϕ_F pour les fibres (Nowak et Lind, 1979) :

$$\frac{\bar{R}}{\bar{S}} = e^{\beta \sqrt{V_R^2 + V_S^2}} = e^{\beta V_{RS}} \quad (6.14)$$

où V_R et V_S correspondent respectivement aux coefficients de variation de la résistance R et des charges appliquées S . Le paramètre V_{RS} est quant à lui une forme abrégée d'écrire

$\sqrt{V_R^2 + V_S^2}$. Cette même équation a servi pour la dérivation des autres coefficients de tenue des matériaux pour les ponts.

Deux définitions sont utiles pour le reste de la dérivation de la méthode soit le rapport δ_x qui correspond à la moyenne d'une variable sur la variable nominale et le coefficient de variation V_x qui représente le rapport de l'écart-type d'une variable sur sa moyenne. La variable x est prise ici à titre d'exemple :

$$\delta_x = \frac{\bar{x}}{x_n} = \frac{\bar{x}}{x} \quad (6.15)$$

et

$$V_x = \frac{\sigma_x}{\bar{x}} = \frac{\sigma_x}{\delta_x x} \quad (6.16)$$

On définit donc la résistance moyenne ainsi :

$$\bar{R} = \delta_R R \quad (6.17)$$

La résistance nominale d'une dalle de pont correspond à la résistance offerte par l'armature R_1 et la résistance offerte par les fibres R_2 :

$$R = R_1 + R_2 \quad (6.18)$$

On peut également définir un facteur γ permettant d'établir la proportion de la résistance de la dalle reprise par l'armature :

$$\gamma = \frac{R_1}{R} \quad \text{ou} \quad R_1 = \gamma R \quad (6.19)$$

Alors, la proportion de la résistance de la dalle reprise par les fibres est :

$$R_2 = (1 - \gamma) R \quad (6.20)$$

Pour une dalle de tablier, la résistance pondérée doit être au moins supérieure aux charges pondérées donc :

$$R_r \geq S_r \quad \text{et à la limite} \quad R_r = S_r \quad (6.21)$$

On définit la résistance pondérée R_r comme suit :

$$R_r = \phi_1 R_1 + \phi_2 R_2 \quad (6.22)$$

où ϕ_1 est le coefficient de tenue de l'armature et ϕ_2 est le coefficient de tenue des fibres que l'on veut déterminer. En introduisant les équation 6.19 et 6.20 dans cette dernière équation, on peut la réécrire sous cette forme :

$$R_r = \phi_1 \gamma R + \phi_2 (1 - \gamma) R \quad (6.23)$$

Pour leur part, les charges pondérées S_r correspondent à la somme de toutes les charges pondérées appliquées soit :

$$S_r = \sum \alpha_i S_i \quad (6.24)$$

où S_i est une charge appliquée et α_i est le coefficient de pondération qui lui est associé.

Si on introduit les équations 6.23 et 6.24 dans l'équation 6.21, on obtient :

$$R [\phi_1 \gamma + \phi_2 (1 - \gamma)] = \sum \alpha_i S_i \quad (6.25)$$

En isolant la résistance R , l'équation 6.25 devient :

$$R = \frac{\sum \alpha_i S_i}{[\phi_1 \gamma + \phi_2 (1 - \gamma)]} \quad (6.26)$$

Si on introduit l'équation 6.26 dans l'équation 6.17, l'équation peut alors s'écrire ainsi :

$$\bar{R} = \delta_R R = \frac{\delta_R \sum \alpha_i S_i}{[\phi_1 \gamma + \phi_2 (1 - \gamma)]} \quad (6.27)$$

Enfin, en se reportant à l'équation de base mentionnée à l'équation 6.14, on obtient :

$$\delta_R \frac{\sum \alpha_i S_i}{[\phi_1 \gamma + \phi_2 (1 - \gamma)]} = \bar{S} e^{\beta V_{R2}} \quad (6.28)$$

À partir de cette dernière équation, il est possible de déterminer un coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres correspondant à ϕ_2 . Par contre, en premier lieu, il faut définir les termes relatifs aux charges appliquées. Tous ces termes sont spécifiés dans Kennedy et al. (1992) et ne seront donc pas redéfinis dans ce mémoire. Également, les termes de résistance doivent être précisés. On commence tout d'abord par énoncer le rapport δ_R :

$$\delta_R = \frac{\bar{R}}{R} = \frac{\delta_{R1} R_1 + \delta_{R2} R_2}{R_1 + R_2} = \gamma \delta_{R1} + (1 - \gamma) \delta_{R2} \quad (6.29)$$

Les détails des calculs des rapports δ_{R1} et δ_{R2} peuvent être consultés dans Massicotte et Bélanger (2000). Également, le calcul du coefficient de variation de la résistance V_R nécessaire dans l'équation 6.28 est détaillé dans Massicotte et Bélanger (2000).

Les calculs des rapports δ_{R1} et δ_{R2} impliquent les rapports δ_x de nombreux paramètres. De même, le calcul du coefficient de variation V_R nécessite les coefficients de variation V_x de ces paramètres. La majorité des valeurs des rapports δ_x et des coefficients de variation V_x requis ont été tirées d'articles de la littérature et sont présentées en annexe. Toutefois, certains δ_x et V_x ont été calculés entièrement, notamment les δ_x et V_x concernant les moments nominaux des dalles testées en flexion (section 6.4.2) ainsi que ceux concernant les moments résistants des dalles provenant de la base de données (section 6.4.3). Par conséquent, les calculs des moments nominaux des dalles testées en flexion et des moments résistants des dalles provenant de la base de données entrent en jeu à cette étape de la méthode. Les résultats des calculs de ces rapports et coefficients de variation peuvent être consultés en annexe.

Une fois tous ces calculs terminés, il s'agit de fixer le coefficient de tenue ϕ_2 , qui correspond au coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres, et de faire varier le rapport des charges vives sur les charges totales $L/(D+L)$ pris en compte dans les termes relatifs aux charges appliquées. Cet exercice peut être répété pour différentes valeurs de γ . Pour chaque variation, une valeur de l'indice de fiabilité β est obtenue. On peut ensuite tracer le graphique de l'indice de fiabilité β en fonction du rapport $L/(D+L)$ pour la valeur de ϕ_f fixée et pour différentes valeurs de γ . Ensuite, on vérifie si le coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres fixé semble approprié.

6.4.5 Coefficient de tenue ϕ_f obtenu

En premier lieu, le coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres a été fixé à 0.75 puisqu'il s'agit de la valeur du coefficient de tenue ϕ_c pour le béton dans la norme canadienne des ponts (CSA-S6, 2000). Ensuite, le rapport $L/(L+D)$ a été varié pour des valeurs de γ de 0.3, 0.5, 0.7 et 0.8 afin d'obtenir un indice de fiabilité β pour chaque valeur. Le graphique obtenu de cet exercice est présenté à la figure 6.19.

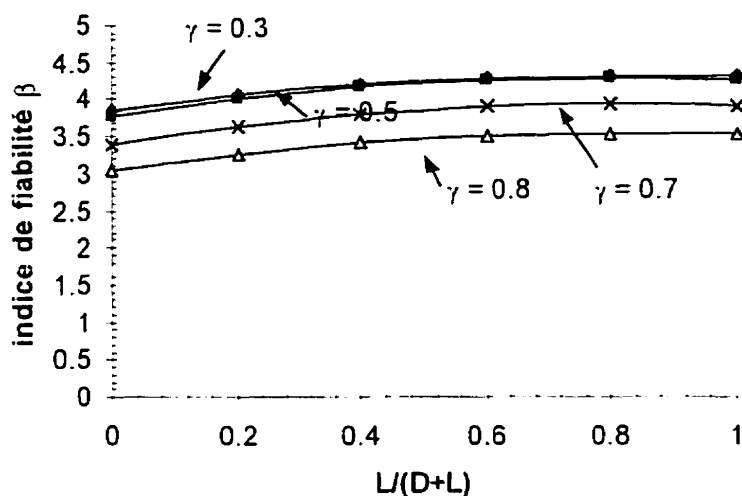


Figure 6.19 Graphique de l'indice de fiabilité β en fonction du rapport des charges $L/(D+L)$ pour un coefficient de tenue $\phi_r = 0.75$

Pour un coefficient de tenue ϕ_r de 0.75, on obtient des valeurs de β entre 3.0 et 4.3 pour les valeurs de γ choisies. En présence d'un comportement fragile, un indice de fiabilité de 4.0 est généralement recommandé. Par contre, lorsqu'il s'agit d'un comportement ductile, un indice de fiabilité de 3.0 est normalement suffisant. Puisqu'une dalle de béton armé avec fibres d'acier a un comportement ductile et que les indices β calculés sont supérieurs à 3.0, un coefficient de tenue ϕ_r pour les fibres de 0.75 semble approprié. Également, étant donné qu'une rupture au niveau de la dalle de pont n'entraîne pas l'effondrement complet de la structure (par opposition à une pile de pont par exemple), un indice de fiabilité de 3.0 paraît raisonnable. De plus, la figure indique que lorsque la valeur γ diminue, l'indice de fiabilité β augmente. En effet, une valeur de γ plus faible implique que les efforts sont davantage repris par les fibres. Puisque les fibres d'acier ont un comportement moins « certain » que l'armature d'acier, un indice de fiabilité plus élevé est donc requis. En fait, un coefficient de tenue ϕ_i est en quelque sorte l'indice de confiance du matériau. Plus on a confiance en l'homogénéité des propriétés du matériau, plus l'indice de fiabilité β demandé diminue.

6.4.6 Discussion

Malgré le fait que la valeur du coefficient de tenue ϕ_f obtenu pour les fibres semble être satisfaisante, il faut se rappeler que cette valeur n'est qu'un indice de la valeur réelle du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres. En effet, trop peu d'essais de flexion sur dalles ont été réalisés dans cette étude pour permettre un échantillonnage représentatif de toutes les dalles. Également, les essais de traction directe ont été réalisés sur des éprouvettes de béton fibré comportant une mauvaise répartition des fibres dans le mélange dû à une mauvaise maniabilité et à une trop grande vibration de ce dernier. Cette mauvaise répartition des fibres a entraîné une grande dispersion des résultats des essais de traction directe, ce qui intervient directement dans le calcul du coefficient de tenue ϕ_f . Par contre, étant donné que 0.75 est une valeur raisonnable, on peut affirmer que la méthode développée pour le calcul de ce coefficient est appropriée.

Une étude de sensibilité exhaustive sur chacun des paramètres utilisés dans la méthode de dérivation du coefficient de tenue ϕ_f s'avérerait intéressante. Effectivement, puisque les valeurs de nombreux paramètres ont été estimées à des valeurs tirées de la littérature, il serait bon de savoir si des variations de ces valeurs influencent beaucoup les résultats. Dans l'affirmative, des relevés de ces paramètres, par exemple l'épaisseur réelle des dalles, devraient être faits sur les dalles de tabliers de ponts du Québec. Également, l'influence des rapports δ_x et des coefficients de variation V_x provenant des moments calculés sur les essais de flexion sur dalles et sur les dalles provenant de la base de données est à étudier. Ainsi, un nombre approprié d'essais de flexion sur dalles de différentes configurations d'armatures et de dalles calculées pour la base de données serait effectué. Enfin, la variation de l'indice de fiabilité β causé par une variation des résultats provenant des essais de traction directe est à analyser. La qualité du béton testé ainsi que le nombre d'essais de traction directe réalisés pourrait alors être plus adéquats en fonction de l'influence qu'ils apportent au calcul du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres.

6.5 Sommaire

L'équation recommandée par Filiatrault et Massicotte (1998) (équation 6.4) sous-estime les moments maximaux atteints par les spécimens de dalles. Cette sous-évaluation est attribuable à un manque de compatibilité des déformations. Effectivement, cette équation ne tient compte que de l'équilibre des forces et assume que l'élément atteint sa capacité flexionnelle maximale lorsque le béton atteint une déformation en compression de 0.0035 à la fibre supérieure. Cependant, la capacité flexionnelle maximale de l'élément se produit bien en deça de cette déformation de 0.0035 en compression.

Le programme M-Psi de Massicotte (2000) semble pour sa part donner des résultats très satisfaisants. Lorsque la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} du béton fibré est calculée selon l'équation proposée par Swamy et al. (1993) (équation 6.1), les capacités flexionnelles des dalles avec fibres à crochets calculées avec M-Psi donnent des résultats de l'ordre de 15% inférieurs aux moments maximaux obtenus expérimentalement. Il est à noter que la contrainte σ_{tu} calculée selon l'équation de Swamy et al. est probablement la contrainte postfissuration nominale en traction alors il est donc normal que les moments calculés avec cette valeur soient inférieurs aux moments maximaux réels. L'équation de Swamy et al. demeure toutefois un modèle empirique où il est important de connaître les bonnes valeurs de τ_b , la résistance à l'adhérence de la fibre, et k_f , un facteur d'adhérence qui dépend du type de fibres. Malheureusement, ces données ne sont pas toujours disponibles et nécessite une certaine investigation. La prise de valeurs erronées pour ces deux paramètres explique probablement la raison pour laquelle le modèle M-Psi avec σ_{tu} calculée selon Swamy et al. ne corroborait pas bien le résultat expérimental du spécimen de dalle avec fibres droites à bouts aplatis.

Le programme M-Psi utilisant la courbe de la contrainte postfissuration en traction σ_{tu} simplifiée provenant des essais de traction directe donne également de très bons résultats.

Effectivement, les moments maximaux calculés avec ce programme sont de l'ordre de 10% à 15% inférieurs à ceux obtenus expérimentalement et ce, peu importe qu'il s'agisse de spécimens avec fibres à crochets ou avec fibres droites à bouts aplatis. Il serait toutefois intéressant de vérifier ce programme avec d'autres essais de flexion sur dalles.

Également, un raffinement est à apporter au programme M-Psi en ce qui a trait à l'hypothèse de l'ouverture de fissure. En effet, ces hypothèses sont à améliorer afin de pouvoir reproduire la courbe moment-ouverture de fissure obtenue des essais de flexion RILEM.

Enfin, à l'aide des moments nominaux obtenus de la courbe caractéristique de la contrainte postfissuration en traction du béton fibré et du programme M-Psi pour les spécimens de dalles testé en flexion ainsi que des moments résistants calculés à l'aide d'une méthode simplifiée et du programme M-Psi pour des dalles provenant d'une banque de données, une méthode statistique a pu être dérivée afin de déterminer un coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres. Cette méthode utilise également de nombreux paramètres donc les valeurs ont été tirées de la littérature. Par cette méthode, une valeur de 0.75 a été fixée comme coefficient de tenue ϕ_f et paraît raisonnable. Cependant, l'exercice n'est pas terminé puisque trop peu d'essais de flexion sur dalles et d'essais de traction directe ont été effectués. Également, le béton utilisé pour le carottage ne représentait pas un béton fibré de bonne qualité.

Par conséquent, une étude de sensibilité des paramètres de la méthode de dérivation du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres serait à effectuer afin de connaître l'influence de chacun d'eux dans la méthode. Ainsi, l'attention à porter à chacun des paramètres pourrait alors être ajusté en conséquence.

CHAPITRE 7

CONCLUSION

L'objectif général de ce projet de recherche était d'utiliser du béton de fibres d'acier dans les dalles de ponts afin d'augmenter leur durabilité tout en gardant leur niveau de fiabilité structurale. Dans de ce mémoire, tous les éléments ont été mis en place dans le but de permettre la conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier.

7.1 Rétrospective

Afin de s'assurer de la faisabilité de la mise en place d'un béton haute performance à haut dosage en fibres en conditions industrielles, deux constructions de dalles de tabliers de ponts ont été réalisées. Lors de ces constructions, aucune réduction d'armature n'a été effectuée afin de concentrer les efforts sur la qualité du béton fibré et sur sa mise en place. La première dalle de pont construite avec un dosage en fibres de 80 kg/m^3 a été celle du pont des Cascades à St-Jérôme, représentant un volume de 155 m^3 de BHPFA mis en place au moyen d'une grue et d'un godet. Ensuite, une portion d'une deuxième dalle a été réalisée avec le même dosage en fibres, soit la dalle du pont de Maskinongé sur la route 138 à Maskinongé. Cette fois, le volume de BHPFA mis en place à la grue et au godet représentait 45 m^3 . Deux types de fibres ont été utilisés pour ces constructions soit des fibres droites à bouts aplatis pour le pont de St-Jérôme et des fibres à crochets pour le pont de Maskinongé. Ces deux constructions de dalles se sont déroulées avec succès et ont permis de démontrer qu'il était relativement aisé de mettre en place un BHPFA. La finition ainsi que la maniabilité du béton fibré étaient comparables à celles d'un BHP sans fibres.

Des essais de flexion sur des spécimens de dalles de BHP sans fibres et de BHPFA (dosage en fibres: 80 kg/m^3) ont également été réalisés. Ces spécimens ont été fabriqués en sciant des dalles coulées en conditions industrielles. Ainsi, aucun effet de parois n'était présent. Ces spécimens comportaient différentes configurations d'armatures soit des barres 15M en bas, 20M en bas, 20M au centre, et 20M en haut. Ces spécimens ont été testés sous chargements statiques et de fatigue. Des comparaisons entre les performances des spécimens de BHP et de BHPFA ont ensuite pu être établies.

D'après les résultats des essais statiques, on constate que les spécimens de BHPFA offrent une résistance flexionnelle de l'ordre de 50% à 100% plus élevée que celle des spécimens de BHP sans fibres. Les résistances post-pic de ces spécimens sont aussi plus élevées que celles des spécimens de BHP. Également, la résistance résiduelle des spécimens de BHPFA obtenue après avoir effectué de nombreux cycles de fatigue demeure la même que la résistance flexionnelle obtenue sur des spécimens n'ayant pas été soumis à des chargements de fatigue. Par conséquent, la résistance des spécimens de BHPFA semble peu affectée par des cycles de fatigue. De plus, la fissuration paraît beaucoup mieux contrôlée sur les spécimens de BHPFA que sur les spécimens de BHP sans fibres. Plus de fissures apparaissent sur les spécimens de BHP et ont de plus grandes ouvertures.

Il est à noter que le spécimen de béton fibré comportant deux barres 20M au centre obtenait une résistance plus élevée que le spécimen de béton sans fibres comportant deux barres 20M en bas. Également, l'ouverture des fissures pour une charge donnée sur le spécimen de béton fibré avec deux barres 20M au centre demeurait inférieure à celle du spécimen de béton sans fibres avec deux barres 20M en bas.

Les essais de fatigue ont démontré que les spécimens de BHPFA conservaient de meilleures rigidités flexionnelles que les spécimens de BHP sans fibres et ce, même après de nombreux cycles de chargement. Ces observations impliquent un meilleur contrôle de

la fissuration en fatigue par les fibres. Également, les rigidités des spécimens de béton fibré semblaient se stabiliser assez rapidement tandis que celles des spécimens de béton sans fibres diminuaient beaucoup pour mener à une détérioration rapide de ces spécimens.

Lors des chargements de fatigue, les contraintes induites dans les armatures des spécimens de BHPFA sont inférieures à celles présentes dans les spécimens de BHP sans fibres à cause de leur rigidité flexionnelle plus élevée. De plus, la présence des fibres contribue à reprendre une partie des contraintes en traction, ce qui implique une plus grande diminution des contraintes dans les armatures. Ceci comporte un avantage important étant donné qu'un écart de contraintes induites dans les armatures moins élevé entraînera un nombre de cycles de chargement supérieur avant d'atteindre une rupture fragile en fatigue.

Les essais de caractérisation du matériau, soit les essais de flexion RILEM et les essais de traction directe, ont permis de connaître le comportement postfissuration des BHPFA utilisés dans cette étude. Ces deux types d'essais ont démontré que les BHP avec fibres à crochets obtenaient une résistance postfissuration plus élevée que les BHP avec fibres droites à bouts aplatis. Par contre, cette résistance postfissuration est décroissante dans le cas du BHP avec fibres à crochets tandis qu'elle demeure plus constante pour les BHP avec fibres droites à bouts aplatis. Ce phénomène peut s'expliquer par la rupture des fibres causée par un ancrage trop fort au béton dans le cas des fibres à crochets et par un arrachement des fibres du béton causé par une perte graduelle d'adhérence dans le cas des fibres droites à bouts aplatis. Un mode d'arrachement des fibres demeure préférable. Pour pallier le problème de rupture des fibres à crochets dans un BHP, le fournisseur de fibres offre maintenant des fibres à plus haute résistance.

Des analyses des résultats obtenus expérimentalement ont également été effectuées. Les modèles de calculs permettant de corroborer de façon la plus satisfaisante les capacités

flexionnelles obtenues lors des essais de flexion sur dalles sont le programme M-Psi de Massicotte (2000) utilisant la contrainte postfissuration en traction calculée selon l'équation de Swamy et al. (1993) et le programme M-Psi utilisant la courbe de la contrainte postfissuration en traction simplifiée provenant des essais de traction directe. Le programme M-Psi utilisant l'équation de Swamy et al. ne représente par contre pas bien le moment maximal atteint pour le spécimen de dalle comportant des fibres droites à bouts aplatis. L'équation de Swamy et al. requiert les valeurs de la résistance à l'adhérence de la fibre au béton τ_b et d'un facteur d'adhérence selon le type de fibres k_f , ce qui peut demander une certaine investigation. Une utilisation de valeurs erronées peut alors fausser les résultats obtenus, ce qui peut expliquer la mauvaise corroboration du modèle pour la résistance flexionnelle du spécimen de dalle avec fibres droites à bouts aplatis.

Enfin, un coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres a été déterminé à l'aide d'une méthode statistique dérivée par Massicotte et Bélanger (2000). Cette méthode implique les calculs des moments nominaux des spécimens de dalles testés en flexion à l'aide du programme M-Psi. Également, les calculs des moments résistants de nombreuses dalles provenant d'une base de données ont dû être effectués à l'aide d'une méthode simplifiée et du programme M-Psi. De plus, les valeurs de nombreux paramètres sont requises et ont été estimées à des valeurs tirées de la littérature.

À partir de cette méthode, le coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres a donc été fixé à 0.75. Toutefois, il est à noter que cette valeur de 0.75 n'est qu'un indice de la valeur réelle du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres puisque trop peu d'essais ont été réalisés et que le béton utilisé pour le carottage ne représentait pas un béton fibré de bonne qualité pour permettre la détermination de la valeur réelle de ce coefficient de tenue. Le coefficient de tenue ϕ_f trouvé dans cette étude indique cependant que la méthode de dérivation de ce coefficient semble appropriée puisque 0.75 est une valeur raisonnable.

7.2 Recommandations

La réalisation de cette étude a mené à plusieurs recommandations pour le futur. Ces recommandations touchent, en premier lieu, la construction des dalles de ponts. Ensuite, des améliorations à apporter au niveau des essais de caractérisation sont exposées. Également, des moyens sont suggérés afin de préciser la valeur du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres. Finalement, des recommandations au niveau de la conception des dalles de ponts avec armature réduite et fibres d'acier sont mentionnées.

7.2.1 Construction des dalles de ponts

Une mise au point du mélange de béton haute performance avec fibres d'acier en laboratoire est de rigueur avant de procéder aux coulées de convenance. Étant donné que l'ajout de fibres au béton en modifie le squelette granulaire, une optimisation du mélange doit être effectuée, particulièrement au niveau du rapport sable sur pierre. Également, une attention particulière doit être portée au choix des adjuvants afin d'assurer la compatibilité de ces derniers. Ainsi, une teneur en air stable sera obtenue et un bon réseau d'air sur le béton durci sera développé. De plus, il sera facile d'introduire des fibres d'acier dans le béton. Le BHPFA mis au point de cette façon pourra alors présenter une maniabilité comparable à un béton sans fibres ayant un affaissement d'environ 120 à 150 mm.

Afin d'assurer une bonne qualité du béton et un bon déroulement lors de la mise en place du béton fibré de la dalle du pont, une coulée de convenance est demandée au moins quatre semaines avant la coulée de la dalle. Ainsi, dans le cas d'une coulée ne répondant pas aux exigences, quatre semaines sont encore disponibles afin d'effectuer des coulées

de reprise. Toutefois, ces coulées de reprise doivent être réalisées aussi sérieusement que la première coulée de convenance et dans des délais raisonnables.

Pour la vibration et la finition de la dalle, l'emploi d'un finisseur automoteur est recommandé. Ainsi, le risque de créer des vides dans le béton causé par un trop grand usage d'un vibreur à aiguille sera éliminé. Également, l'orientation préférentielle des fibres sera dans le plan horizontal, ce qui est favorable à une dalle. De plus, la finition du béton sera facilitée et une épaisseur adéquate sera assurée. Une finition manuelle à la truelle peut être réalisée par la suite. Les mêmes règles que pour un BHP sans fibres sont donc à appliquer pour obtenir un fini aussi lisse que ce dernier.

Enfin, afin d'assurer une bonne répartition des fibres dans le mélange, une bonne maniabilité du béton est requise. En effet, un béton trop raide obligera une utilisation excessive de vibreurs pour pouvoir mettre en place le béton, ce qui produira des vides et donc une mauvaise répartition des fibres. Un béton trop fluide entraînera pour sa part une certaine ségrégabilité. Ainsi, les fibres ne seront donc pas distribuées de façon uniforme dans le béton. De plus, un bon contrôle au niveau du comptage des fibres doit être effectué lors des coulées de convenance. Si la répartition des fibres est uniforme lors des coulées de convenance, on peut présumer qu'elle le sera lors de la coulée de la dalle.

7.2.2 Essais de caractérisation

L'essai de flexion RILEM doit s'effectuer à déplacement contrôlé. Comme le suggère le comité RILEM TC 162-TDF, ce contrôle doit être opéré à partir de la flèche verticale du spécimen. Ce comité propose également de terminer l'essai lorsque la flèche verticale a atteint une valeur de 3.0 mm. Ainsi, pour le calcul de la contrainte postfissuration en traction, la méthode RILEM peut s'appliquer puisqu'elle demande les calculs des aires des zones $D_{BZ,2}^f$ et $D_{BZ,3}^f$ impliquant une courbe allant jusqu'à environ 3 mm de flèche. Dans le cas où l'arrêt de l'essai se produit lorsque l'ouverture de la fissure atteint une valeur de 3 mm, une flèche de 3 mm n'est pas nécessairement obtenue alors la méthode

de calculs du comité RILEM ne peut s'appliquer. Il serait toutefois intéressant de terminer l'essai lorsque la flèche et l'ouverture de fissure ont atteint respectivement une valeur de 3 mm. De cette façon, un calcul de la contrainte postfissuration en traction dérivé de la courbe effort-ouverture de fissure sera plus facilement comparable avec le calcul proposé par le comité RILEM.

Également, afin d'éliminer l'effet de parois, les spécimens utilisés pour les essais de flexion RILEM ne devraient non pas être coulés dans des coffrages individuels mais plutôt être sciés dans une dalle de béton. Aucune orientation préférentielle des fibres le long des parois et donc dans le sens de l'effort n'influencent alors les résultats de l'essai de flexion et par conséquent, les valeurs des résistances flexionnelles ne sont plus surestimées.

Lors de l'interprétation des résultats des essais RILEM, l'effet de taille doit être pris en compte afin d'obtenir une loi contrainte en traction-ouverture de fissure ou contrainte en traction-déformation. Un minimum de trois essais est nécessaire à la caractérisation du matériau.

L'essai de traction directe doit quant à lui être contrôlé à partir de l'ouverture moyenne de la fissure. Les trois instruments mesurant l'ouverture de la fissure doivent être identiques, installés selon le même procédé et obtenir une distance de base de lecture inférieure à 40 mm. Ainsi, les risques d'erreurs sur les lectures sont minimisées et l'ouverture de la fissure au centre correspond à la moyenne des lectures des trois instruments, sans ajustements supplémentaires. Un élément primordial à la validité des essais de traction est la rigidité du montage. Effectivement, le montage doit être très rigide afin d'éviter une flexion trop importante de l'éprouvette lors de l'essai. De plus, les casques doivent être de mêmes dimensions que l'éprouvette afin d'éviter la concentration de contraintes au niveau du collage et permettre un centrage adéquat pour empêcher la flexion parasite.

La validité des résultats doit être vérifiée en fonction de la flexion présente lors de l'essai. Le comité RILEM suggère comme critère que la mesure de l'ouverture de fissure lue par chacun des instruments à la fin de l'essai ne diffère pas de plus de 10% par rapport à l'ouverture de fissure moyenne. Ce pourcentage reste par contre à confirmer. Si l'essai est déclaré valide, une loi contrainte en traction-ouverture de fissure est obtenue directement de ces résultats. Puisque les éprouvettes sont carottées, les résultats ne sont pas faussés par un effet de parois. Cependant, de nombreux essais sont requis afin de représenter l'élément à concevoir puisque l'aire des carottes regroupées qui correspond à un essai doit équivaloir à l'aire de l'élément à dimensionner.

7.2.3 Coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres

Une étude de sensibilité exhaustive des paramètres utilisés dans la méthode statistique dérivée par Massicotte et Bélanger (2000) afin de déterminer un coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres est recommandée. De cette façon, l'influence de chacun des paramètres sur la valeur du coefficient trouvé sera connue et l'importance à accorder à la justesse de chacun d'eux dans la dérivation du coefficient ϕ_f pour en déterminer la valeur réelle sera ajustée en fonction de cette influence. Par exemple, plus d'essais de flexion sur dalles doivent être effectués. Par contre, le nombre exact d'essais à réaliser dépend de la variation apportée au coefficient de tenue ϕ_f selon le nombre d'essais. Il en est de même pour les essais de traction directe. Une amélioration de la qualité du béton dans lequel seront carottées les éprouvettes est toutefois à apporter. Également, une investigation au niveau des valeurs des paramètres tirées de la littérature devrait être réalisée si l'étude de sensibilité le juge nécessaire. D'après les résultats de cette étude de sensibilité, le coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres sera dérivé de nouveau avec les valeurs réelles des paramètres. Ainsi, la valeur du coefficient de tenue ϕ_f pour les fibres sera déterminée de façon définitive.

7.2.4 Conception des dalles de ponts avec armature réduite et fibres d'acier

La considération de la contribution des fibres dans les calculs de conception des dalles permet de réduire la quantité d'armature. Effectivement, à l'état limite ultime, les fibres permettent d'augmenter la capacité flexionnelle d'une dalle. Par conséquent, pour les mêmes efforts externes, une moins grande quantité d'armature est nécessaire. De plus, étant donné que la résistance offerte par les armatures peut être diminuée puisque les fibres apportent de la résistance, le bras de levier peut être réduit donc le recouvrement des aciers peut être augmenté. Lors de remplacement de dalles, la même épaisseur que la dalle d'origine peut être utilisée sans avoir à renforcer les poutres ou à réduire la capacité portante et ce, malgré le fait que les critères de dimensionnement d'une dalle soit plus sévères aujourd'hui qu'auparavant.

Puisque les moments négatifs au droit des poutres s'avèrent à être inférieurs à ceux presumés par la méthode de dimensionnement actuel (Moffatt, 2000), l'élimination des aciers d'armature du lit supérieur est une avenue intéressante. En effet, seul un lit d'armature situé au tiers inférieur de la dalle pourrait être suffisant puisque la résistance apportée par les fibres est suffisante pour reprendre les moments négatifs.

Enfin, pour les dalles soumises à de moments négatifs plus forts comme par exemple une dalle en porte-à-faux, un seul lit d'armature au centre est une solution envisageable puisque cette étude a démontré qu'une dalle de béton fibré comportant deux barres 20M au centre obtenait une capacité flexionnelle supérieure à la dalle de béton sans fibres comportant deux barres 20M en bas.

À l'état limite de service, l'armature nécessaire pour le contrôle de la fissuration peut être réduite puisque les fibres permettent un meilleur contrôle de la propagation des fissures. Il a été démontré que les dalles de béton armé et fibré obtiennent de plus faibles ouvertures de fissures pour une charge donnée que les dalles de béton armé sans fibres de mêmes configurations d'armatures. Par ailleurs, dans cette étude, la dalle de béton fibré

comportant deux barres 20M au centre obtenait de plus faibles ouvertures de fissures que la dalle de béton sans fibres comportant deux barres 20M en bas. De plus, la possibilité d'éliminer l'armature du lit supérieur est confirmée puisque cette armature sert principalement au contrôle de la fissuration étant donné que les moments négatifs sont faibles et que les fibres jouent un meilleur rôle au niveau de la fissuration.

Enfin, puisque les dalles de béton armé et fibré semblent très peu ou pas affectées par les cycles de fatigue, les critères de dimensionnement de l'état limite de fatigue pourraient être rehaussés ou même éliminés. Une étude plus approfondie sur les contraintes induites dans les armatures de dalles de béton fibré permettraient toutefois de mieux élucider le sujet.

Cette réduction d'armature permettra de réduire le coût de construction en ce qui a trait à l'acier d'armature. Cependant, comme les fibres coûtent plus cher que l'acier d'armature, on peut estimer que les coûts initiaux de construction, incluant un prix de béton plus élevé, pourraient être supérieurs d'environ 25\$ au mètre carré de dalle. Cette augmentation correspond à environ 2% du coût de construction d'un pont neuf (1000\$/m²), ce qui n'est pas très significatif, d'autant plus que si les fibres remplissent bien leur rôle, les coûts d'entretien et de réparation compenseront largement pour l'augmentation des coûts initiaux (Massicotte et al., 1999). Si on peut éviter le remplacement de la dalle en ayant une meilleure durabilité et donc une longévité comparable à celle du pont, l'investissement initial sera grandement rentabilisé. Des ponts en meilleur état, demandant moins de réparation et moins d'entretien, occasionneront moins de travaux et moins d'interruption de trafic, tout en étant moins coûteux pour les générations futures.

7.3 Études complémentaires

Certaines études complémentaires permettraient d'augmenter les connaissances acquises sur le béton haute performance avec fibres d'acier.

Tout d'abord, il serait intéressant d'effectuer une étude et des essais en chantier sur le béton haute performance avec fibres d'acier pompé. Puisque sur de nombreux chantiers le béton est généralement pompé, développer l'expertise du béton fibré pompé s'avérerait appropriée. Une investigation à ce niveau devrait être faite puisque le pompage d'un béton altère la qualité du réseau d'air sur le béton durci. Toutefois, il a été vérifié lors d'un essai avec un fournisseur de béton que la maniabilité d'un béton fibré bien optimisé, même à des dosages de 80 kg/m^3 , permettait son pompage.

Des essais de flexion sur spécimens de dalles utilisant un meilleur système de mesures d'ouverture de fissure permettraient de connaître une mesure plus juste de l'ouverture des fissures pour des dalles de BHPFA ayant différentes configurations d'armatures. Ainsi, une relation pourrait être établie afin de connaître l'ouverture des fissures en fonction de l'effort et de l'épaisseur de la dalle. Également, ces essais de flexion supplémentaires permettraient de poursuivre la corroboration du programme M-Psi pour le calcul de la capacité flexionnelle et de raffiner les hypothèses utilisées pour l'ouverture des fissures dans ce même programme.

Des essais de flexion RILEM sur des spécimens sciés plutôt que coulés et des essais de traction directe sur des éprouvettes carottées dans ce même béton permettraient de trouver une relation entre les résultats de ces deux essais. Le programme M-Psi pourrait être utilisé pour trouver cette relation en calculant tout d'abord la courbe moment-ouverture de fissure d'un prisme RILEM à partir de la contrainte postfissuration en traction calculée selon la courbe simplifiée σ - w obtenue des essais de traction directe. Ainsi, en comparant la courbe calculée par M-Psi et la courbe moment-ouverture de

fissure obtenue lors de l'essai RILEM et en raffinant l'hypothèse concernant l'ouverture de fissure, cette relation pourrait être établie. En dernier lieu, une relation pourrait également tenter d'être trouvée entre la courbe charge-ouverture de fissure et charge-flèche verticale, toutes deux obtenues d'un même essai de flexion RILEM. Ces deux relations établies confirmeraient la validité de ces essais de caractérisation du matériau.

Une étude expérimentale et statistique au sujet des essais de traction directe devrait être menée afin de déterminer le nombre de spécimens à tester permettant de déterminer la contrainte postfissuration en traction du béton fibré. Ce genre d'étude a déjà été réalisée pour les essais de compression du béton et ces résultats sont utilisés dans la norme A 23.1-94. Casanova (1996) suggère de tester un nombre d'éprouvettes permettant d'obtenir une aire équivalente à l'élément à dimensionner, de regrouper ces résultats pour en effectuer la moyenne et de faire correspondre chaque moyenne de regroupement à un essai. La contrainte postfissuration en traction caractéristique est ensuite établie en fonction de la dispersion de plusieurs essais regroupant plusieurs résultats d'éprouvettes. Cette façon de procéder peut donc mener à une quantité excessive d'essais de traction directe à réaliser. Par conséquent, une étude statistique et expérimentale pourrait être utile et permettre de restreindre le nombre d'essais de traction directe à un nombre inférieur pour la détermination de la contrainte postfissuration en traction du béton de fibres.

Enfin, une étude au niveau des contraintes induites dans l'armature sous chargement de fatigue permettrait d'établir des critères pour l'état limite de fatigue pour les dalles de ponts en béton de fibres. Effectivement, l'élaboration d'une courbe écart de contraintes permis dans l'armature en fonction du nombre de cycles effectué en fatigue (courbe S-N) permettrait de limiter, si nécessaire, cet écart de contraintes en fonction du nombre de cycles prévus pour une dalle de ponts. La détérioration des dalles de BHPFA en fonction du nombre de cycles seraient alors connue. Également, l'ouverture des fissures en

fonction du nombre de cycles et du chargement appliqué pourrait être étudiée mais s'avérerait assez complexe.

Finalement, une étude de torsion sur des dalles de béton haute performance avec fibres d'acier serait à réaliser sur des spécimens de différentes configurations. Massicotte et al. (1999) rapportent qu'il a souvent été observé que les dalles de certains ponts, ayant des poutres de grandes dimensions, présentent une fissuration plus abondante, particulièrement pour les dalles sur poutres d'acier. Ce phénomène peut être attribuable aux rigidités flexionnelle et torsionnelle moindres des poutres d'acier, ce qui occasionne des efforts de torsion plus importants dans la dalle. Il serait donc intéressant de connaître les performances de dalles de béton armé et fibré sous effets de torsion.

RÉFÉRENCES

AFREM (1995). *Les bétons de fibres métalliques - Éléments de structure fonctionnant comme des poutres*. Séminaire de l'Association française de recherche et d'essais sur les matériaux et les constructions, Saint-Rémy-les-Chevreuse, France.

ASTM C666-97 (1998). *Test method for resistance of concrete to rapid freezing and thawing*. Vol. 4.02 Concrete and Aggregates, ASTM, West Conshohocken, Pa, pp. 314-319.

ASTM C672-92 (1998). *Test method for scaling resistance of concrete surfaces exposed to deicing chemicals*. Vol. 4.02 Concrete and Aggregates, ASTM, West Conshohocken, Pa, pp. 333-335.

ASTM C1018-97 (1998). *Test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber reinforced concrete (using beam with third-point loading)*. Vol. 4.02 Concrete and Aggregates, ASTM, West Conshohocken, Pa, pp. 506-513.

ASTM C1202-97 (1998). *Test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration*. Vol. 4.02 Concrete and Aggregates, ASTM, West Conshohocken, Pa, pp. 622-627.

BARTLETT, M. (1995). *Bridge design and evaluation*. Course ES679 Notes, University of Western Ontario, London, Ontario.

BEKAERT, N.V. (1995a). *Design of concrete structures - Steel wire fibre reinforced concrete structures with or without ordinary reinforcement*. Dramix guideline. Bekaert, 25p.

BEKAERT (1995b). *Dramix steel fibers. Informations techniques sur le produit*. Compagnies Bekaert.

BÉLANGER, A. (2000) *Résultats des essais de fatigue et de traction directe*. Rapport EPM/GCS-2000-03, École Polytechnique de Montréal

BNQ 2621-900 (1985). *Bétons de ciment de densité normale et constituants*. Bureau de normalisation du Québec, Ministère de l'Industrie et du Commerce, Éditeur du Gouvernement du Québec.

CAO, L., ALLEN, J. H., SHING, P. B. et WOODHAM, D. (1996). *Behavior of RC bridge deck with flexible girders*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 1, pp. 11-19.

CASANOVA, P. (1996) *Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*. Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 203 p.

CCDG (1997). *Cahier des charges et devis généraux - Infrastructures routières, Construction et réparation*. Les Publications du Québec, Ste-Foy, Québec.

CRISWELL, M. E. (1994). *Reinforced fiber reinforced concrete and issues for its inclusion in structural design codes*. Workshop on Fibre Reinforced Cement and Concrete, University of Sheffield, July 28-30, Grande-Bretagne.

CPCA (1995). *Concrete design handbook*. Second Edition, Canadian Portland Cement Association, Ottawa, Ontario.

CSA. (1994a). CAN/CSA-A23.1-94. *Béton - Constituants et exécution des travaux*. Association Canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

CSA. (1994b). CAN/CSA-A23.3-94. *Design of concrete structures*. Association Canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

CSA. (1988). CAN/CSA-S6-88. *Calcul des ponts-routes*. Association Canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

CSA. (2000). CAN/CSA-S6-99. *Norme canadienne des ponts routiers*. Association Canadienne de normalisation, Rexdale, Ontario.

DAKPO, J. (2000). *Corrosion des fibres dans les éléments de béton fléchis*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).

DE LARRARD, F. (1999). *Concrete mixture proportioning - A scientific approach*. Modern Concrete Technology, E&FN Spon, 421 p.

DWARAKANATH, H.V. et NAGARAJ, T.S. (1992). *Deformational behavior of Reinforced fiber concrete beams in bending*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 10, pp. 2691-2695

DZELETOVIC, N. et MASSICOTTE, B. (1998). *Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré*. Rapport EPM/GCS-1998-03, École Polytechnique de Montréal

FILIATRAULT, A. et MASSICOTTE, B. (1998). *Steel fiber reinforced concrete as a potential material for earthquake resisting structures*. Fiber Reinforced Concrete - Present and Future, N. Banthia, A. Bentur and A. Mufti Editors, pp. 159-187.

FRAGAPANE, L., DEGRANGE, G. et MASSICOTTE, B. (1999). *Étude de l'entraînement de l'air dans le béton fibré*. Rapport EPM/GCS/1999-03, École Polytechnique de Montréal.

HENAGER, C.H. et DOHERTY, T.J. (1976). *Analysis of Reinforced Fibrous Concrete Beams*. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 102, No 1, pp. 178-188.

HORDIJK, D.A., REINHARDT, H.W. et CORNELISSEN, H.A.W. (1987) *Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tensile test as influenced by specimen length*. C R International Conference on the Fracture on Concrete and Rocks. Shah et Swartz ed., Houston, Texas, pp. 138-149.

LACROIX, R., FUENTES, A., THONIER, H. (1982). *Traité de béton armé*. Éditions Eyrolles.

KENNEDY, D.J.L., GAGNON, D.P., ALLEN, D.E. et MacGREGOR, J.G. (1992) *Canadian highway bridge evaluation : load and resistance factors*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 19, pp. 992-1006.

MacGREGOR, J.G. (1976) *Safety and limit states design for reinforced concrete*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 3, pp. 484-513.

MASSICOTTE, B. (2000). *Analyse sectionnelle des éléments fléchis V1.0*. Rapport EPM/GCS-2000-01, École Polytechnique de Montréal.

MASSICOTTE, B. et BÉLANGER, A. 2000. *Calcul du coefficient de tenue pour le béton fibré*. Rapport EMP/GCS-2000-02, École Polytechnique de Montréal.

MASSICOTTE, B., DEGRANGE, G., BÉLANGER, A., MOFFATT, K., FRAGAPANE, L. (1999). *Utilisation des bétons haute performance avec fibres d'acier dans les dalles de ponts en vue d'accroître leur durabilité*. Rapport EPM/CGS-1999-06, École Polytechnique de Montréal.

MASSICOTTE, B. et PICARD, A. (1990). *Loads and Dynamics - Development in short and medium span bridge engineering '90*. CSCE, Vol. 1, pp.511-520.

MOFFATT, K. (2000). *Calcul des dalles de ponts avec béton de fibres d'acier*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal (en rédaction).

MORSE, D C., and WILLIAMSON, G.S. (1977). *Corrosion behavior of steel fibrous concrete*. Report No CERL-TR-M-217, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, 37 p.

MTQ. (1996). *Manuel de conception des structures*. Ministère des Transports du Québec, Québec.

MUFTI, A., JAEGER, L. G., BAKHT, B., WEGNER, L. D. (1993). *Experimental investigation of fibre-reinforced concrete deck slab without internal steel reinforcement* Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, pp. 398-406.

NARAYANAN, R. et DARWSH, I.Y.S. (1986). *Use of steel fibers as shear reinforcement*. ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 3, pp.216-227.

NEWHOOK, J. P., MUFTI, A. (1996). *Steel-free concrete deck - the Salmon River project: experimental verification*. Proceeding of the Annual Conference of the Canadian Society of Civil Engineering, Edmonton, Alberta, pp. 123-134.

NEWHOOK, J. P., MUFTI, A. A., JAEGER, L. G., MACDONNELL, R., HAMILTON, D. (1996). *Steel-free concrete deck - the Salmon River project: design and construction*. Proceeding of the Annual Conference of the Canadian Society of Civil Engineering, Edmonton, Alberta, pp. 203-214.

NOWAK, A.S. et LIND, N.C. (1979) *Practical bridge code calibration*. ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 105, No 12, pp. 2497-2510.

OH, H. (1992). *Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers*. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No 10, pp. 2821- 2836.

RAMAKRISHNAN, V., OBERLING, G., et TATNALL, P. (1987). *Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete*. ACI SP-105, Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications, pp 225-246.

RILEM. (1995). *Dramix guidelines*. Recommandations du comité TC-162 pour le calcul des éléments faits de BHPFA. (En développement).

RILEM. (1999). *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete*. comité TC 162-TDF (En développement).

ROSSI, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 309p.

ROSSI, P. et HARROUCHE, N. (1990). *Mix design and mechanical behavior of some steel-fibre-reinforced concretes used in reinforced concrete structures*. Matériaux et Constructions, Vol. 23, pp. 256-266.

SALAS, M. (1999). *Entraînement de l'air dans les bétons de fibres métalliques*. Projet de fin d'études, École Polytechnique de Montréal.

SWAMY, R.N., JONES, R., et CHIAM, A.T.P. (1993). *Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete I-Beams*. ACI Journal, Vol. 90, No 1, pp. 103-114

TSAL, W.T. (1988). *Uniaxial compressional stress strain relation of concrete*. Journal of Structural Engineering, vol. 114, No. 9, pp.2133-2136.

ANNEXE A**CALCULS DES COURBES DE BÉTON ARMÉ
ET CALCULS DES RIGIDITÉS THÉORIQUES
DES SPÉCIMENS DE DALLES TESTÉS EN FLEXION**

Annexe A1: Calculs des courbes P-Δ théorique pour le béton armé

Calcul de la flèche

DALLE 15M-bas BÉTON ARMÉ théorique

(page 6-16 CPC47)

$L = 2000 \text{ mm}$
 $b = 490 \text{ mm}$
 $h = 201 \text{ mm}$
 $d = 158.5 \text{ mm}$
 $f_y = 445 \text{ MPa}$
 $f'_c = 73 \text{ MPa}$
 $\rho_t = h/2 = 100.5 \text{ mm}$

$I_g = (b \cdot h^3 \cdot h_t) / 12 = 331591208 \text{ mm}^4$
 $I_r = 0.6 \cdot I \cdot \text{SQRT}(f'_c) = 512640225 \text{ Mpa}$
 $Mcr = Ir \cdot I_g / y_t = 16914128.5 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $169141285 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$As = 400 \text{ mm}^2$

$Es = 200000 \text{ MPa}$

$n = Es / Ec = 5.52975006$

$kd = (\text{SQRT}(2 \cdot d \cdot (B + 1) \cdot I) / B = 33.5823857 \text{ mm}$

$lcr = 1/3 \cdot b \cdot kd^3 + n \cdot As \cdot (d - kd)^2 = 4.07E+07 \text{ mm}^4$

$Pcr = Mcr^4 / (L^4 \cdot 1e-3) = 33.8282569 \text{ kN}$

$\Delta cr = Pcr \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot Ec \cdot I_g) = 0.47011149$

$c = a / (0.97 - 0.0025 \cdot f'_c) = 8.53$

$\phi_{hi-u} = 0.0035 / c$

$\phi_{hi-m} = My \cdot 1000^2 / Ec \cdot lcr$

$Mu = As \cdot 1 \cdot fy \cdot (d - (a/2)) = 30376401.8 \text{ N} \cdot \text{mm}$

$303764018 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$Pu = Mu \cdot 4 / (L^4 \cdot 1e-3) = 60.7528036 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$\Delta u = \phi_{hi-m} \cdot L^4 / (2 \cdot 12 + (\phi_{hi-u} - \phi_{hi-m}) \cdot h) \cdot 2 \cdot L / 2 = 45.5877876 \text{ mm}$

déterminé expérimentalement

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c = 0.7405$

$a = As \cdot fy / (\alpha_1 \cdot f'_c \cdot b) = 6.7201040d$

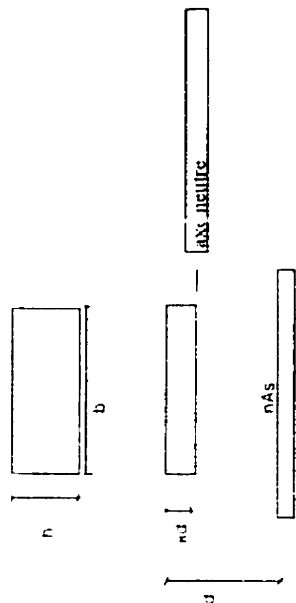
$My = As \cdot fy \cdot (d - (a/2)) = 27614910.7 \text{ N} \cdot \text{mm}$
 $276149107 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$P_y = My^4 / (L^4 \cdot 1e-3) = 55.2298215 \text{ kN}$

$\Delta_y = Py \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot Ec \cdot Icr) = 6.25300337 \text{ mm}$

$P_{3,y} = (Pu \cdot Py) / (\Delta u \cdot \Delta_y) \cdot \Delta_y + Py = 56.1078033$

$P_{3,y} = (Pu \cdot Py) / (\Delta u \cdot \Delta_y) \cdot \Delta_y + Py = 56.9657851$

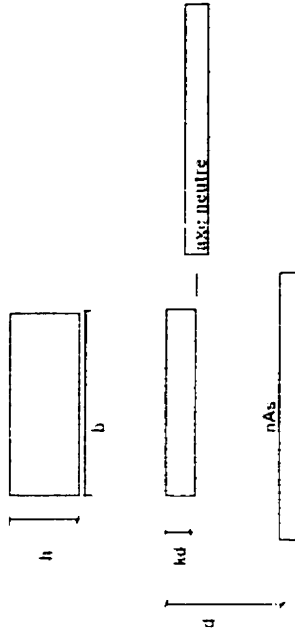


$$B = b \cdot n / As = 0.222$$

Calcul de la flèche

DALLE 20M en bas- BETON ARME-theorique

(page 6-16, CPCA)



$f_y = 445 \text{ MPa}$
 $f'_c = 73 \text{ MPa}$
 $y_t = h/2$
 101 mm

$I_g = (b \cdot h^3) / 12 = 343433667 \text{ mm}^4$
 $I_r = 0.6 \cdot I_g \cdot \sqrt{f'_c} = 512640225 \text{ Mpa}$
 $M_{cr} = f'_c I_g / y_t = 17431476.4 \text{ N.m}$
 17431476.4 kN.m

$A_s = 600 \text{ mm}^2$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$n = E_s / E_c = 5.52975006$

$kd = (\sqrt{2d^2bb + 1} + 1) / bb = 39.4906735 \text{ mm}$

$I_{cr} = 1/3 \cdot b \cdot kd^3 + n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2 = 5.61E-07 \text{ mm}^4$

$P_{cr} = M_{cr} / (L^3 \cdot 1e-3) = 34.8629529 \text{ kN}$

$\Delta_{cr} = P_{cr} \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot E_c \cdot I_g) = 0.46778421$

$c = a / (0.97 - 0.0025 \cdot f'_c) = 12.54$

$\phi_{iu} = 0.0035 / c = 279.0E-6$

$\phi_{li-m} = M_{cr} \cdot 1000 \cdot 2 / E_c \cdot I_{cr} = 8.6E-6$

$M_u = A_s \cdot 1.1 \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 44660234.5 \text{ N.m}$

$P_u = M_u \cdot 4 / (L^3 \cdot 1e-3) = 44.6602345 \text{ kN.m}$

$\Delta_u = \phi_{li-m} \cdot L^3 / 12 + \phi_{iu} \cdot h^2 \cdot L^2 / 2 = 89.320469 \text{ mm}$

31.0451414 mm

$B = b/nA_s = 0.151$

determine experimentalement

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015/c = 0.7405$

$a = A_s \cdot f_y / (\alpha_1 \cdot f'_c \cdot b) = 9.878553$

$M_y = A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) = 40600213.2 \text{ N.m}$

-40600213.2 kN.m

$P_y = M_y \cdot 4 / (L^3 \cdot 1e-3) = 81.2004264 \text{ kN}$

$\Delta_y = P_y \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot E_c \cdot I_{cr}) = 6.67243795 \text{ mm}$

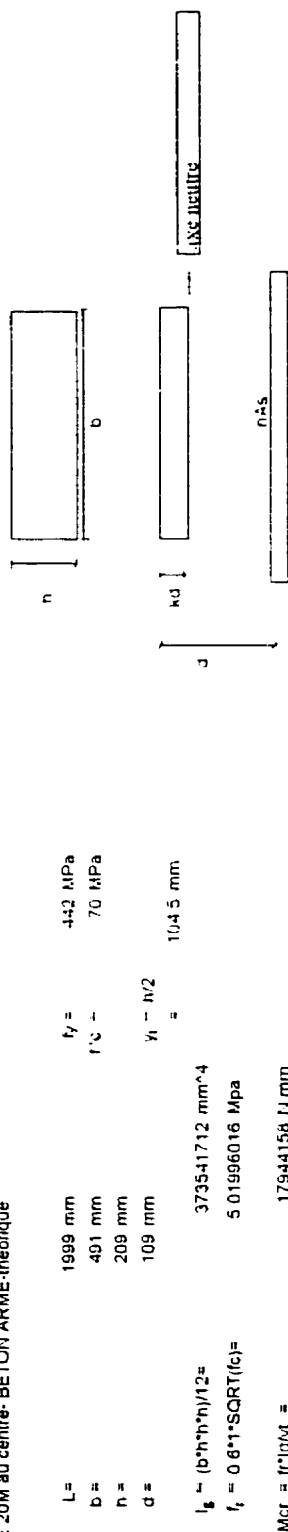
$P_{2,y} = (P_u \cdot P_y) / (\Delta_u \cdot \Delta_y) \cdot \Delta_y + P_y = 83.4234247$

$P_{3,y} = (P_u \cdot P_y) / (\Delta_u \cdot \Delta_y) \cdot 2 \cdot \Delta_y + P_y = 85.6464231$

Calcul de la flèche

DALLE 20M au centre- BÉTON ARMÉ-théorique

(page 6.16 CPCA)



$$B = U/n \cdot A_s = 0.1475674$$

déterminé expérimentalement

$$\alpha_1 = 0.45 + 0.0015 f_c = 0.745$$

$$u = A_s \cdot f_y / (\alpha_1 \cdot d \cdot f_c \cdot b) = 10.3570692$$

$$M_y = A_s \cdot f_y \cdot (d \cdot (a/2)) = 27533450 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$P_y = M_y / (L \cdot 1e-3) = 2753345 \text{ kJ/m}$$

$$P_y = M_y / (L \cdot 1e-3) = 2753345 \text{ kJ/m}$$

$$P_y = P_y \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot E_c \cdot I_y) = 10.1264152 \text{ mm}$$

$$P_{2,y} = (P_u \cdot P_y / (2 \cdot 0.001 \cdot L^3)) \cdot P_y = 57.3664931$$

$$P_{2,y} = (P_u \cdot P_y / (2 \cdot 0.001 \cdot L^3)) \cdot P_y = 57.3664931$$

$$f_y = 442 \text{ MPa}$$

$$f_c = 70 \text{ MPa}$$

$$n = h/2 = 104.5 \text{ mm}$$

$$I_g = (b \cdot h^3 \cdot n) / 12 = 373541712 \text{ mm}^4$$

$$I_t = 0.8 \cdot I_g \cdot \text{SQRT}(f_c) = 501996016 \text{ Mpa}$$

$$M_{cr} = I_t \cdot g / y_t = 17944158 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$17944158 \text{ kJ/m}$$

$$A_s = 600 \text{ mm}^2$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 36168 \text{ MPa}$$

$$n = E_s / E_c = 5.52975006$$

$$kd = (\text{SQRT}(2 \cdot d^3 \cdot b \cdot (1 + 1/bb)) = 32.2139384 \text{ mm}$$

$$lcr = 1/3 \cdot b \cdot kd^3 + n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2 = 2.50E+07 \text{ mm}^4$$

$$P_{cr} = M_{cr} \cdot 4 / (L \cdot 1e-3) = 359062691 \text{ kJ}$$

$$\Delta cr = P_{cr} \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot E_c \cdot I_g) = 0.44228665$$

$$c = a / (0.97 + 0.0025 \cdot f_c) = 13.03$$

$$\phi_{hi-u} = 0.0035 / c = 268.7E-6$$

$$\phi_{hi-m} = M_{cr} \cdot 1000 \cdot 2 / (E_c \cdot lcr) = 19.8E-6$$

$$Mu = A_s \cdot 1 \cdot f_y \cdot (d \cdot (a/2)) = 30286795 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$30286795 \text{ kJ/m}$$

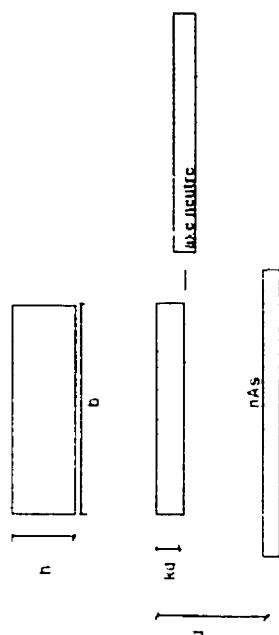
$$Pu = Mu \cdot 4 / (L \cdot 1e-3) = 606038919 \text{ kJ/m}$$

$$\Delta u = \phi_{hi-m} \cdot L^2 / 12 + \phi_{hi-u} \cdot h^2 / 2 \cdot L / 2 = 34.6601811 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche

page 6-16 CPCA

DALLE 15M en bas- BÉTON ARMÉ théorique- FIBRES DROITES A BOUTS APLATIS



$L = 2001 \text{ mm}$
 $b = 508 \text{ mm}$
 $h = 230 \text{ mm}$
 $d = 185 \text{ mm}$

$f_y = 470 \text{ MPa}$
 $f_c = 59.3 \text{ MPa}$

$y_1 = h/2$
 $= 115 \text{ mm}$

$I_g = (b \cdot h^3) / 12 = 515065667 \text{ mm}^4$
 $I_r = 0.6 \cdot I_g \cdot \sqrt{f_c} = 46203896 \text{ Mpa}$

$M_{cr} = I_r \cdot f_c / y_1 = 20694109 \text{ Nmm}$
 $= 20694109 \text{ kNm}$

$A_s = 400 \text{ mm}^2$

$E_s = 200000 \text{ MPa}$

$E_c = 36168 \text{ MPa}$

$n = E_s / E_c = 55297501$

$kd = (\sqrt{2 \cdot d \cdot b \cdot (1 + 1/bb)}) = 36018976 \text{ mm}$

$I_{cr} = 1/3 \cdot b \cdot kd^3 \cdot n \cdot A_s \cdot (d - kd)^2 = 570E+07 \text{ mm}^4$

$P_{cr} = M_{cr} \cdot 4 / (L^3 \cdot 1e-3) = 41367634 \text{ kN}$

$\Delta_{cr} = P_{cr} \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot E_c \cdot I_g) = 0.3706544$

$c = a / (0.97 + 0.0025 \cdot f_c) = 9.98$

$\phi_{1.0} = 0.0035 / c = 350.7E-6$

$\phi_{1.0m} = M_y \cdot 1000^2 / E_c \cdot I_{cr} = 16.5E-6$

$M_u = A_s \cdot 1 \cdot f_y \cdot (d - (a/2)) = 37410096 \text{ Nmm}$

$= 37410096 \text{ kNm}$

$P_u = M_u \cdot 4 / (L^3 \cdot 1e-3) = 747628 \text{ kN}$

$\Delta_u = \phi_{1.0m} \cdot L^2 / 12 + (\phi_{1.0} - \phi_{1.0m}) \cdot h^2 / 2 \cdot L / 2 = 43.960814 \text{ mm}$

$B = b \cdot m / A_s = 0.2296668$

déterminé expérimentalement

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c = 0.78105$

$a = A_s \cdot f_y / (\alpha_1 \cdot A_s \cdot f_c \cdot b) = 8.2002341$

$M_y = A_s \cdot f_y \cdot (d - (a/2)) = 34009178 \text{ Nmm}$
 $= 34009178 \text{ kNm}$

$P_y = M_y \cdot 4 / (L^3 \cdot 1e-3) = 67.984364 \text{ kN}$

$\Delta_y = P_y \cdot 1e3 \cdot L^3 / (48 \cdot E_c \cdot I_{cr}) = 5.5037399 \text{ mm}$

$P_{1.0} = (P_u \cdot P_y) / (5 \cdot \phi_{1.0} \cdot L^2) + P_y = 68.957314$

$P_{1.0m} = (P_u \cdot P_y) / (5 \cdot \phi_{1.0m} \cdot L^2) + P_y = 69.930265$

Annexe A2: Calculs des rigidités théoriques des dalles

RIGIDITÉ THÉORIQUE

dimensions nominales

b = 500 mm
h = 200 mm
L = 2000 mm

E = 40000 MPa

48 EI/L³

rigidité K =

si dalle n'est pas fissurée

$$I_g = (b \cdot h^3 \cdot h) / 12 = 3.33E+08 \text{ mm}^4$$

$$K = 80000 \text{ kN/m}$$

pour une dalle fissurée, comportant 2 barres 15M en bas

on utilise Icr

$$n = E_s / E_c = 5$$

$$A_s = 400 \text{ mm}^2$$

$$B = b / n / A_s = 0.25$$

$$d = 157.5 \text{ mm}$$

$$k_d = (\text{SQRT}(2 \cdot d \cdot B + 1) - 1) / B = 31.7211422$$

$$I_{cr} = 1/3 \cdot b \cdot k_d^3 + n \cdot A_s \cdot (d - k_d)^2 = 3.70E+07$$

$$K = 8870.505804 \text{ kN/m}^3$$

pour une dalle fissurée, comportant 2 barres 20M en bas

on utilise Icr

$$A_s = 600 \text{ mm}^2$$

$$B = b / n / A_s = 0.166666667$$

$$d = 155 \text{ mm}$$

$$k_d = (\text{SQRT}(2 \cdot d \cdot B + 1) - 1) / B = 37.54308211$$

$$I_{cr} = 1/3 \cdot b \cdot k_d^3 + n \cdot A_s \cdot (d - k_d)^2 = 5.02E+07$$

$$K = 12049.8653 \text{ kN/m}$$

pour une dalle fissurée, comportant 2 barres 20M au centre

on utilise Icr

$$A_s = 600 \text{ mm}^2$$

$$B = b / n / A_s = 0.166666667$$

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$k_d = (\text{SQRT}(2 \cdot d \cdot B + 1) - 1) / B = 29.15679166$$

$$I_{cr} = 1/3 \cdot b \cdot k_d^3 + n \cdot A_s \cdot (d - k_d)^2 = 1.92E+07$$

$$K = 4604.97644 \text{ kN/m}$$

ANNEXE B**COURBES DES RÉSULTATS PROVENANT DES ESSAIS DE
TRACTION DIRECTE SELON DIFFÉRENTS
REGROUPEMENTS DE CAROTTES**

Annexe B1 : Courbes σ -w pour différents regroupements de carottes

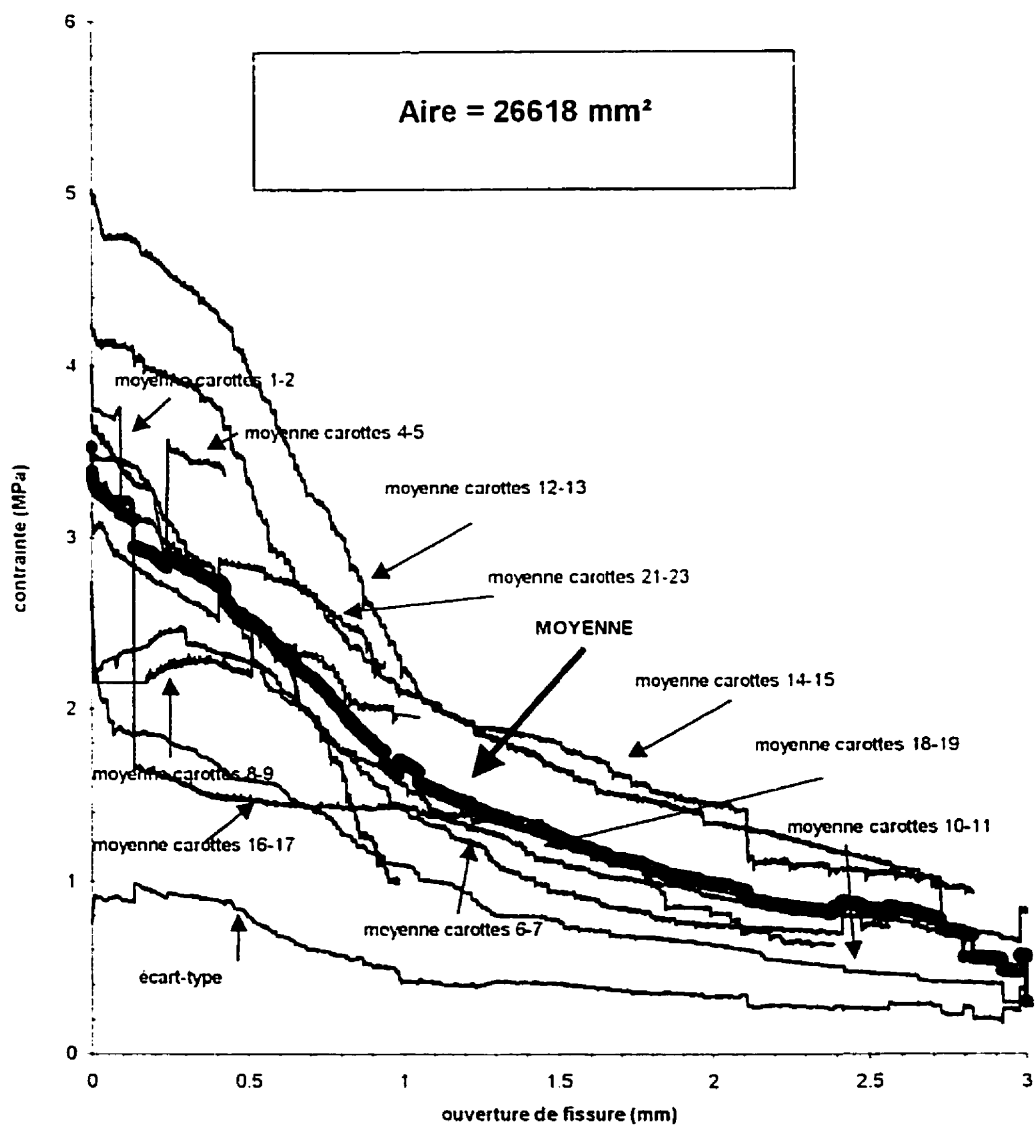


Figure B.1 Résultats des essais de traction directe sur éprouvettes avec fibres à crochets, regroupés par 2 carottes

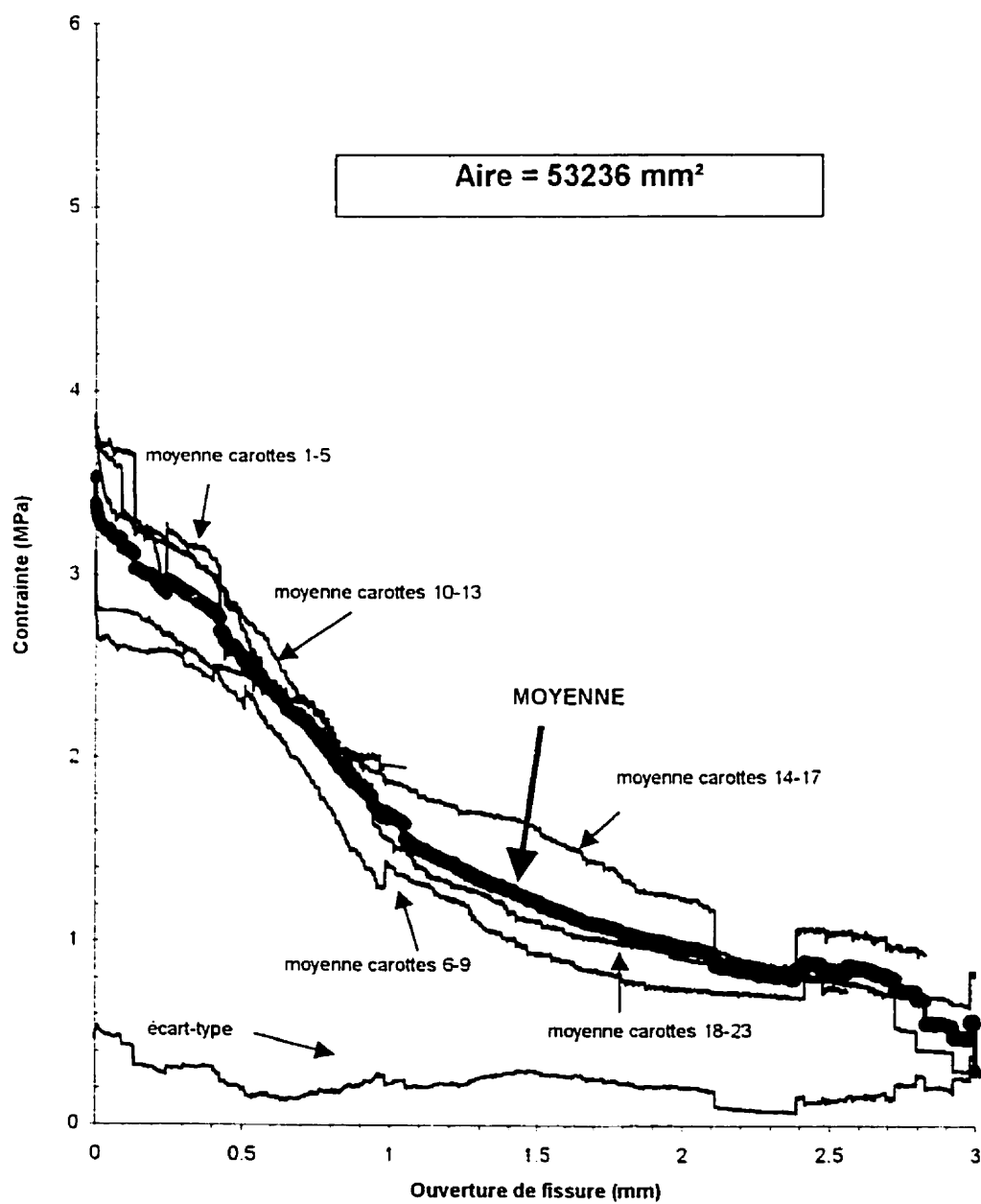


Figure B.2 Résultats des essais de traction directe sur éprouvettes avec fibres à crochets, regroupés par 4 carottes

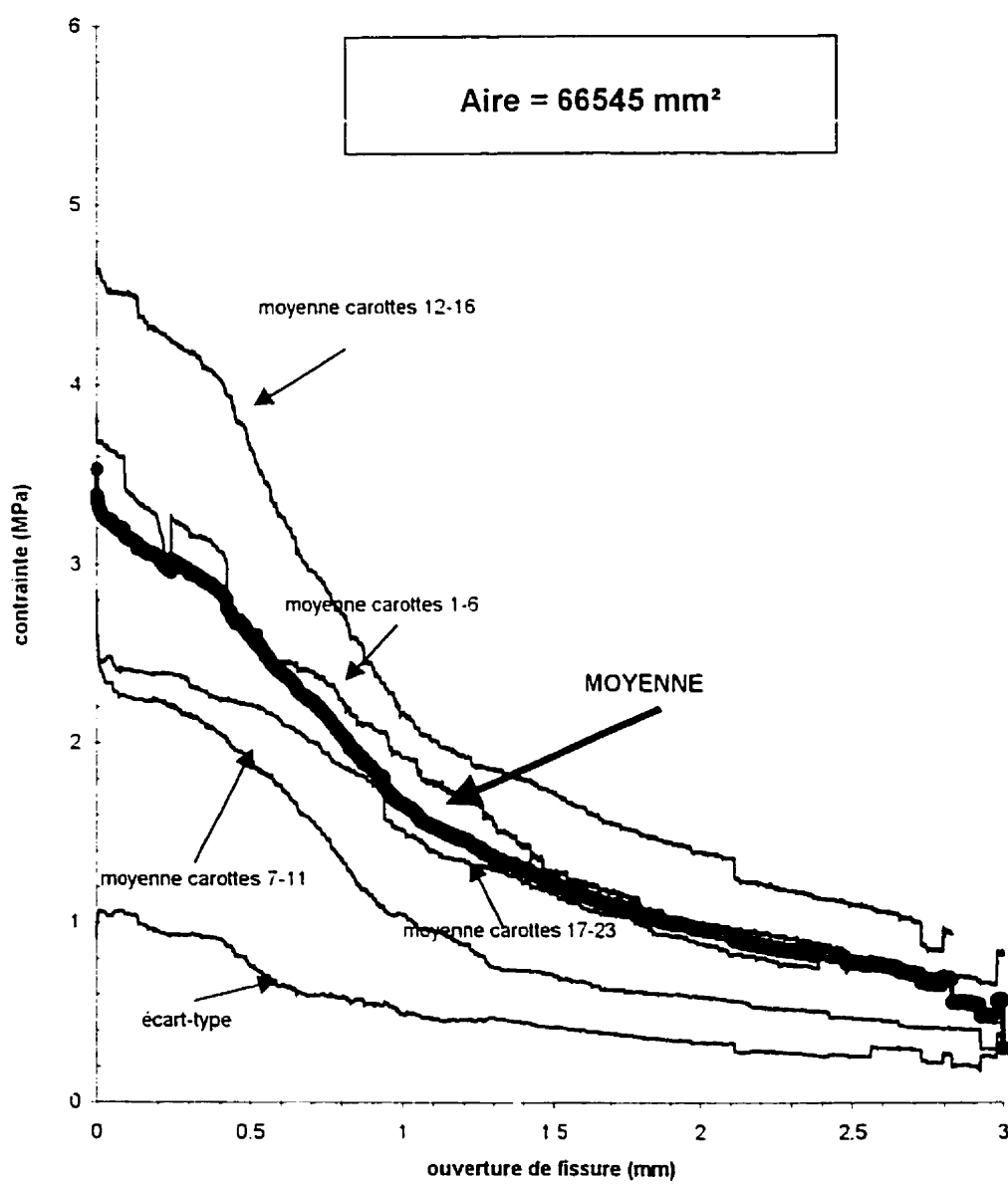


Figure B.3 Résultats des essais de traction directe sur éprouvettes avec fibres à crochets, regroupés par 5 carottes

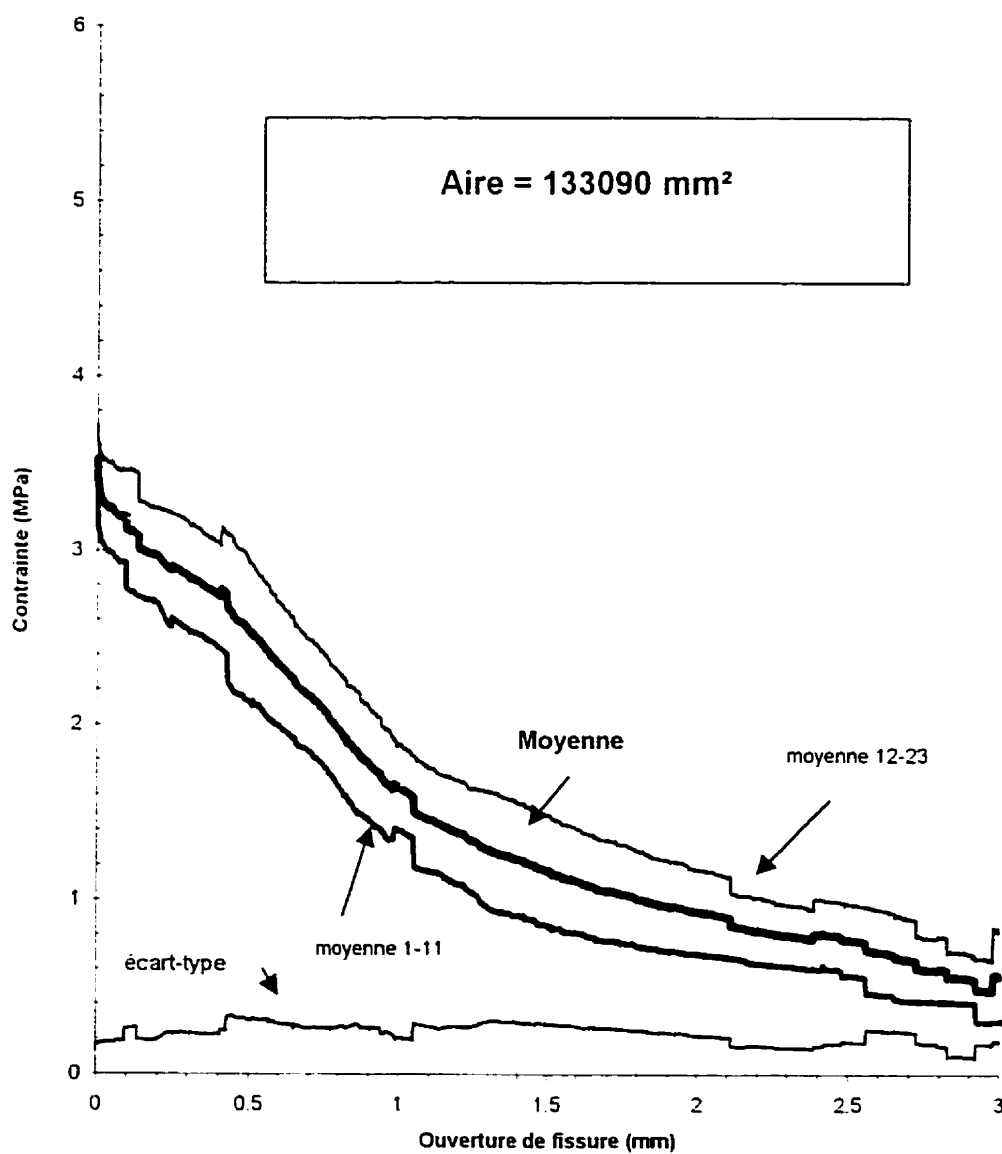


Figure B.4 Résultats des essais de traction directe sur éprouvettes avec fibres à crochets, regroupés par 10 carottes

ANNEXE C

CALCULS DES CAPACITÉS FLEXIONNELLES DES SPÉCIMENS DE DALLES TESTÉS EN FLEXION

Annexe C1: Calculs de la capacité flexionnelle selon Filiatrault et Massicotte (1998)

2 BARRES 15M EN BAS

équation de Filiatrault et Massicotte

$$M_r = \phi_s A_s f_y (d - a/2) + \phi_s' A_s' f_s' (a/2 - d') + \phi_r \sigma_{tu} b_w 1/2(h-c)(h+c-a)$$

$\phi_s = \phi_s' = \phi_t = \phi_c$	1
$A_s =$	400 mm ²
$A_s' =$	0 mm ²
$f_y =$	440 MPa
$f_s' =$	0 MPa
$d =$	164 mm
$d' =$	0 mm
$b_w =$	480 mm
$h =$	206.5 mm

$$a = ((\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s') / b_w + \phi_r \sigma_{tu} h) / (\phi_c \alpha_1 f_c' + \phi_r \sigma_{tu} / \beta_1)$$

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c' =$	0.721
$f_c' =$	86 MPa
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c' =$	0.755

Swamy et al:

$M_r =$	28.75065799 kN.m
$h =$	34.75
$a =$	6.794551951
$c = a/\beta_1 =$	8.99940656
$h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) =$	34.7119967

Rilem

$M_r =$	29.00830332 kN.m
$h =$	37
$a =$	7.24913072
$c = a/\beta_1 =$	9.60149764
$h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) =$	37.0343481

2 BARRES 20M EN BAS

équation de Filiatrault et Massicotte

$$M_r = \phi_s A_s f_y (d - a/2) + \phi_s' A_s' f_s' (a/2 - d') + \phi_f \sigma_{fu} b_w 1/2 (h-c)(h+c-a)$$

$\phi_s = \phi_s' = \phi_f = \phi_c$	1
$A_s =$	600 mm ²
$A_s' =$	0 mm ²
$f_y =$	449 MPa
$f_s' =$	0 MPa
$d =$	159.5 mm
$d' =$	0 mm
$b_w =$	484 mm
$h =$	204.5 mm

$$a = ((\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s') / b_w + \phi_f \sigma_{fu} h) / (\phi_c \alpha_1 f_c' + \phi_f \sigma_{fu} / \beta_1)$$

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c' =$	0.71875
$f_c' =$	87.5 MPa
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c' =$	0.75125

Swamy et al:

$M_r =$	42.69634052 kN.m
$h =$	52
$a =$	10.14902844
$c = a/\beta_1 =$	13.5095221
$h_{eq} = c(1+0.01/0.0035)$	52.1081565

Rilem

$M_r =$	43.29364083 kN.m
$h =$	55.6
$a =$	10.83001936
$c = a/\beta_1 =$	14.4159992
$h_{eq} = c(1+0.01/0.0035)$	55.6045682

2 BARRES 20M AU CENTRE

équation de Filiatrault et Massicotte

$$M_r = \phi_s A_s f_y (d - a/2) + \phi_s' A_s' f_s' (a/2 - d') + \phi_r \sigma_{tu} b_w 1/2(h-c)(h+c-a)$$

$$\begin{aligned} \phi_s = \phi_s' = \phi_r = \phi_c &= 1 \\ A_s &= 600 \text{ mm}^2 \\ A_s' &= 0 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 440 \text{ MPa} \\ f_s' &= 0 \text{ MPa} \\ d &= 105 \text{ mm} \\ d' &= 0 \text{ mm} \\ b_w &= 493 \text{ mm} \\ h &= 205 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a = ((\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s') / b_w + \phi_r \sigma_{tu} h) / (\phi_c \alpha_1 f_c' + \phi_r \sigma_{tu} / \beta_1)$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.85 - 0.0015 f_c' = 0.72025 \\ f_c' &= 86.5 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.97 - 0.0025 f_c' = 0.75375 \end{aligned}$$

Swamy et al:

$$\begin{aligned} M_r &= 27.46833676 \text{ kN.m} \\ h &= 50.5 \\ a &= 9.869155057 \\ c = a/\beta_1 &= 13.0934064 \\ h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) &= 50.5031389 \end{aligned}$$

Rilem

$$\begin{aligned} M_r &= 28.04210579 \text{ kN.m} \\ h &= 54 \\ a &= 10.53704369 \\ c = a/\beta_1 &= 13.9794941 \\ h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) &= 53.9209059 \end{aligned}$$

2 BARRES 20M EN HAUT

équation de Filiatrault et Massicotte

$$M_r = \phi_s A_s f_y (d - a/2) + \phi_s' A_s' f_s' (a/2 - d') + \phi_r \sigma_{tu} b_w 1/2(h-c)(h+c-a)$$

$\phi_s = \phi_s' = \phi_r = \phi_c$	1
$A_s =$	600 mm ²
$A_s' =$	0 mm ²
$f_y =$	449 MPa
$f_s' =$	0 MPa
$d =$	45 mm
$d' =$	0 mm
$b_w =$	500 mm
$h =$	202 mm

$$a = ((\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s') / b_w + \phi_r \sigma_{tu} h) / (\phi_c \alpha_1 f_c' + \phi_r \sigma_{tu} / \beta_1)$$

$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c' =$	0.71875
$f_c' =$	87.5 MPa
$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f_c' =$	0.75125

Swamy et al:

$M_r =$	11.86581308 kN.m
$h =$	50.5
$a =$	9.829554631
$c = a/\beta_1 =$	13.0842657
$h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) =$	50.4678821

Rilem	$M_r =$	12.43560635 kN.m
	$h =$	53.8
	$a =$	10.48251909
	$c = a/\beta_1 =$	13.9534364
	$h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) =$	53.8203975

2 BARRES 15M EN BAS- fibres droites à bouts aplatis

équation de Filiatrault et Massicotte

$$M_r = \phi_s A_s f_y (d - a/2) + \phi_s' A_s' f_s' (a/2 - d') + \phi_r \sigma_{tu} b_w 1/2 (h-c)(h+c-a)$$

$$\begin{aligned} \phi_s = \phi_s' = \phi_r = \phi_c &= 1 \\ A_s &= 400 \text{ mm}^2 \\ A_s' &= 0 \text{ mm}^2 \\ f_y &= 470.4 \text{ MPa} \\ f_s' &= 0 \text{ MPa} \\ d &= 187 \text{ mm} \\ d' &= 0 \text{ mm} \\ b_w &= 508 \text{ mm} \\ h &= 229.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$a = ((\phi_s A_s f_y - \phi_s' A_s' f_s') / b_w + \phi_r \sigma_{tu} h) / (\phi_c \alpha_1 f_c' + \phi_r \sigma_{tu} / \beta_1)$$

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.85 - 0.0015 f_c' = 0.76105 \\ f_c' &= 59.3 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.97 - 0.0025 f_c' = 0.82175 \end{aligned}$$

Swamy et al:

$$\begin{aligned} M_r &= 34.71344141 \text{ kN.m} \\ h &= 42 \\ a &= 8.938802013 \\ c = a/\beta_1 &= 10.8777633 \\ h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) &= 41.9570871 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rilem } M_r &= 35.08392607 \text{ kN.m} \\ h &= 45.5 \\ a &= 9.691178635 \\ c = a/\beta_1 &= 11.7933418 \\ h_{eq} = c(1+0.01/0.0035) &= 45.4886041 \end{aligned}$$

**Annexe C2: Graphiques moments-courbures calculés avec M-Phi
et σ_{tu} selon SWAMY et al.**

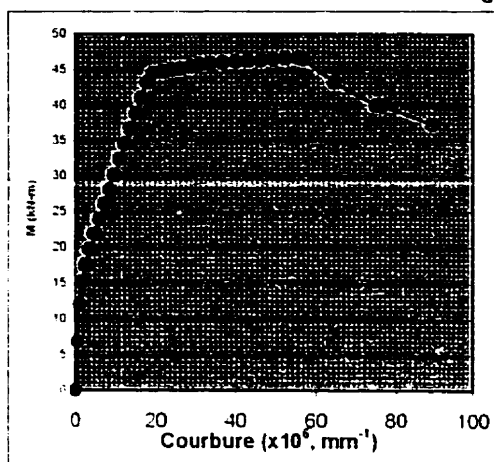


Figure C.1 15MB

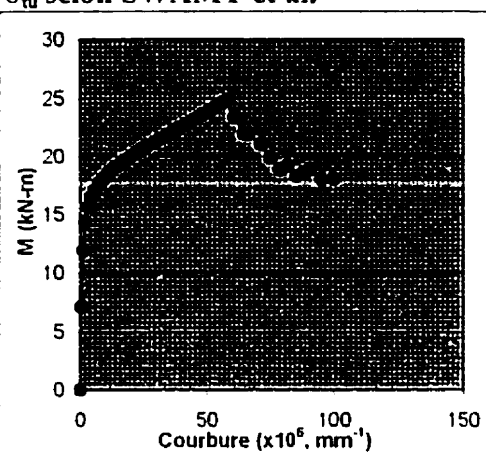


Figure C.4 20MH

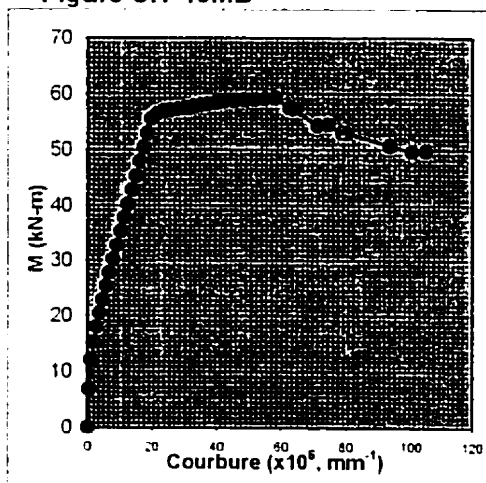


Figure C.2 20MB

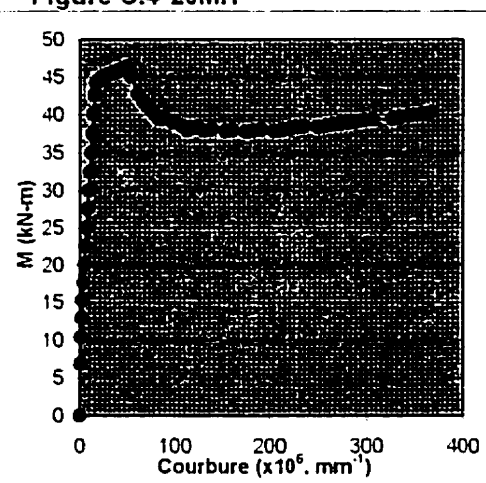


**Figure C.5 15MB-fibres droites
à bouts aplatis**

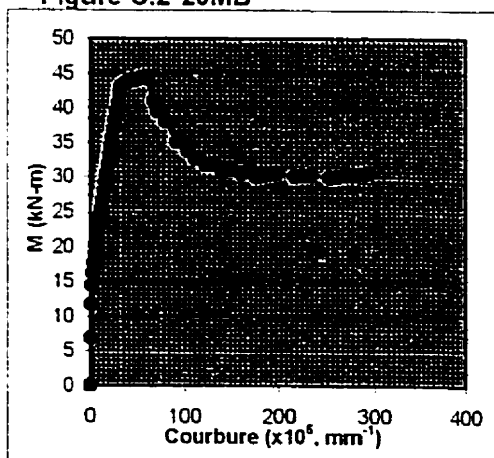


Figure C.3 20MC

**Annexe C3: Graphiques moments-courbures calculés avec M-Phi
et σ_{tu} Selon RILEM**

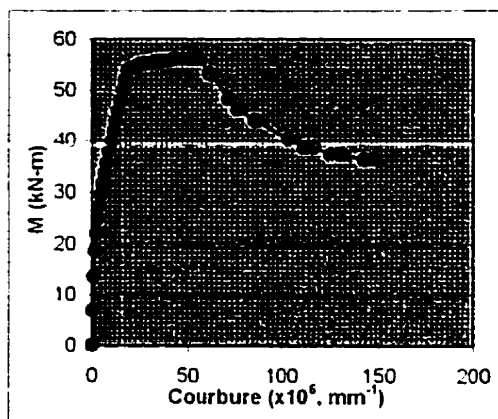


Figure C.6 15MB

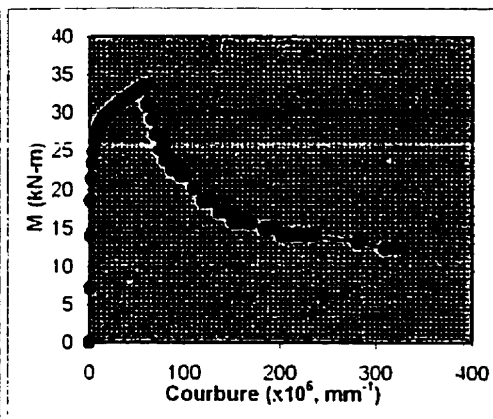


Figure C.9 20MH

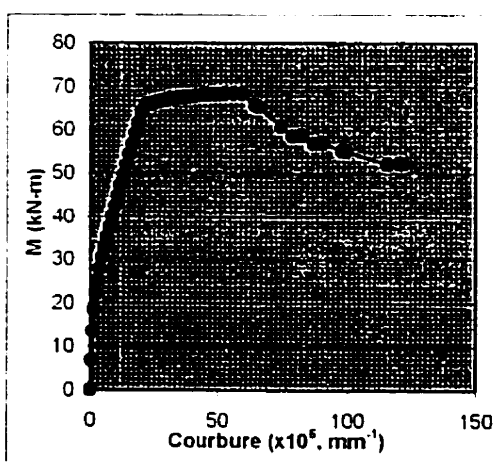


Figure C.7 20MB

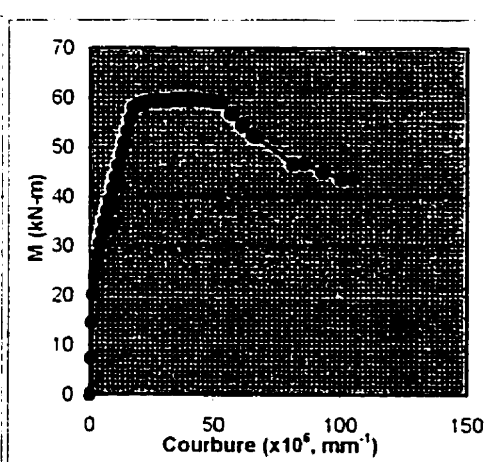


**Figure C.10 15MB-fibres droites
à bouts aplatis**

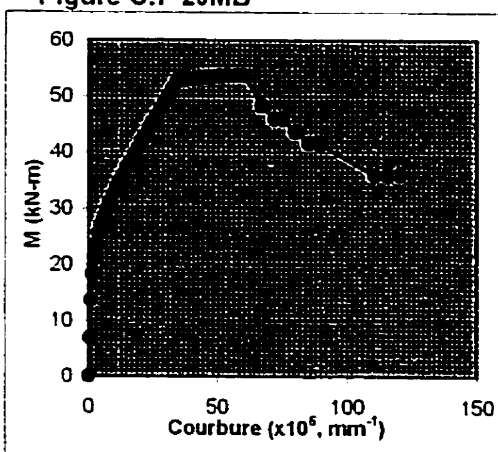


Figure C.8 20MC

Annexe C4: Graphiques moments-courbures calculés avec M-Phi

σ_{tu} Selon TRACTION DIRECTE

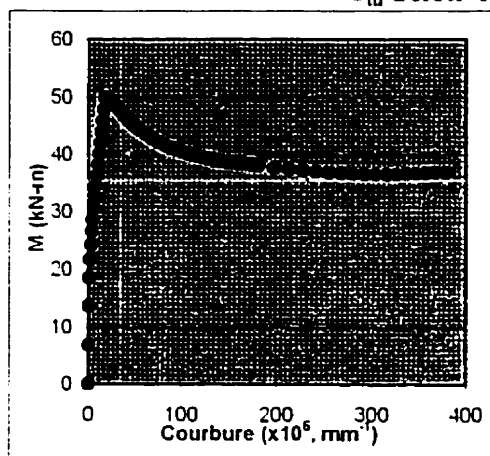


Figure C.11 15MB

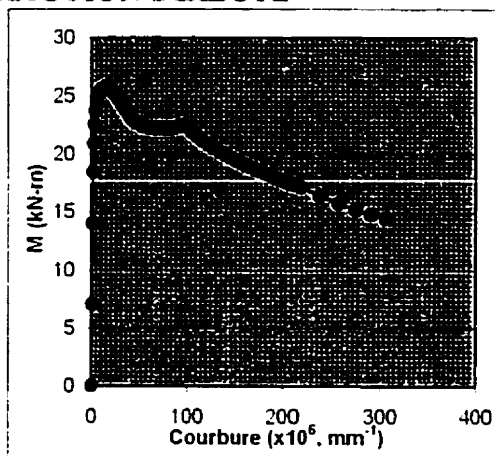


Figure C.14 20MH

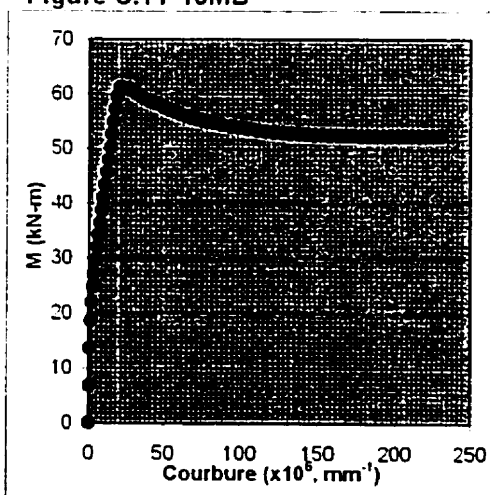


Figure C.12 20MB

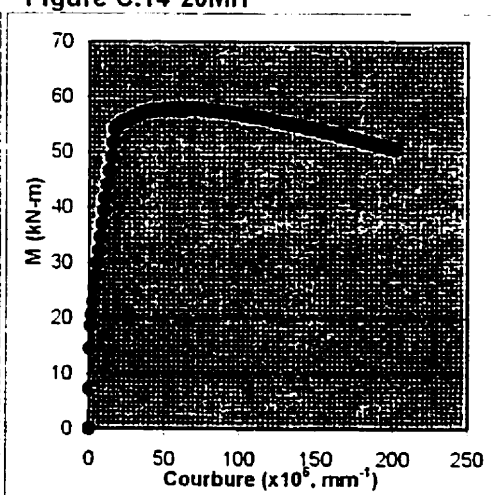


Figure C.15 15MB-fibres droites
à bouts aplatis

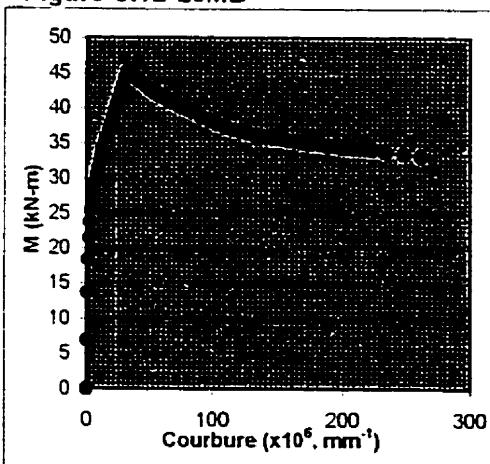


Figure C.13 20MC

ANNEXE D

PARAMÈTRES DE LA MÉTHODE DE DÉRIVATION DU COEFFICIENT DE TENUE ϕ_F POUR LES FIBRES

Tableau D.1 Constantes, rapports δ_x et coefficients de variation V_x

CONSTANTS					
Variable	Name	Value	Description	Reference	Suggestion
ϕ_s	phis	0.850	Material #1: reinforcement	CHBDC: CSA-S6, 2000	0.9
α_1	alpha1	1.200	Dead load, steel	CHBDC: CSA-S6, 2000	1.2
α_2	alpha2	1.200	Dead load, concrete	CHBDC: CSA-S6, 2000	1.2
α_3	alpha3	1.200	Dead load, concrete bridge deck	CHBDC: CSA-S6, 2000	1.2
α_4	alpha4	1.500	Wearing surface	CHBDC: CSA-S6, 2000	1.5
α_L	alphaL	1.700	Live load	CHBDC: CSA-S6, 2000	1.7
δ_{fy}	dfy	1.110	Reinforcing steel: yield strength	Mirza & MacGregor, 1982	1.11
V_{fy}	vfy	0.093	Reinforcing steel: yield strength	Mirza & MacGregor, 1982	0.093
δ_d	dd	0.992	Reinforcing steel: position	MacGregor, 1976	0.992
V_d	Vd	0.025	Reinforcing steel: position	MacGregor, 1976	0.025
δ_{As}	das	1.010	Reinforcing steel: area	Mirza & MacGregor, 1982	1.01
V_s	Vas	0.040	Reinforcing steel: area	Mirza & MacGregor, 1982	0.04
δ_{fc}	dfpc	0.803	Concrete: compressive strength	Mirza & MacGregor, 1982	0.803
V_{fc}	vfp	0.135	Concrete: compressive strength	Mirza & MacGregor, 1982	0.135
δ_h	dh	1.068	Deck: thickness	Kennedy et al, 1992	1.068
V_h	vh	0.050	Deck: thickness	Kennedy et al, 1992	0.14
δ_{fu}	dftu	1.567	Fibres: tensile strength	Bélanger, 2000	1.567
V_{fu}	vftu	0.221	Fibres: tensile strength	Bélanger, 2000	0.221
δ_{D1}	ddd1	1.005	Dead load, steel	Kennedy et al, 1992	1.0045
V_{D1}	vdd1	0.030	Dead load, steel	Kennedy et al, 1992	0.03
δ_{D2}	ddd2	1.044	Dead load, concrete	Kennedy et al, 1992	1.0436
V_{D2}	vdd2	0.036	Dead load, concrete	Kennedy et al, 1992	0.0359
δ_{D3}	ddd3	1.068	Dead load, concrete bridge deck	Kennedy et al, 1992	1.068
V_{D3}	vdd3	0.140	Dead load, concrete bridge deck	Kennedy et al, 1992	0.1399
δ_{D4}	ddd4	1.437	Wearing surface	Kennedy et al, 1992	1.437
V_{D4}	vdd4	0.532	Wearing surface	Kennedy et al, 1992	0.5316
δ_L	dL	1.360	Live load	Kennedy et al, 1992	1.36
V_L	vL	0.069	Live load	Kennedy et al, 1992	0.0686
δ_I	dI	1.011	Impact or DLA	Kennedy et al, 1992	1.011
V_I	vI	0.301	Impact or DLA	Kennedy et al, 1992	0.301
δ_{LE}	dLE	1.000	Analysis on live load	No data	1
V_E	vE	0.140	Analysis on live load	Kennedy et al, 1992	0.14

Tableau D.2 Moments obtenus expérimentalement et moments nominaux calculés avec M-Phi des spécimens de dalles

Tests results						
Slab type	With fibres and reinforcement		With reinforcement only		With reinforcement only	With fibres only
	Test	My12	Test	My1	$d_{p\psi1}$	$d_{p\psi2}$
15MB	57.50	38.70	27.50	23.80	1.16	2.013
20MB	62.00	48.60	43.00	34.40	1.25	1.338
20MC	52.50	35.20	29.50	23.50	1.26	1.966
20MH	29.00	16.90	18.50	8.90	2.08	1.313

Tableau D.3 Coefficients $\delta_{p\psi1}$, $\delta_{p\psi2}$, $V_{p\psi1}$ et $V_{p\psi2}$ obtenus

Variable values		
Variable	Name	Value
$\delta_{p\psi1}$	dpp1	1.435
$V_{p\psi1}$	Vpp1	0.301
$\delta_{p\psi2}$	dpp2	1.657
$V_{p\psi2}$	Vpp2	0.232

Tableau D.4 Base de données de dalles de tabliers de ponts

Section properties

Numéro	h	As	d	d/h	f_{lu}	ρ_s	$M_{\psi 12}$	M_{s12}	$\delta_{\psi s12}$	$M_{\psi 1}$	M_{s1}	$\delta_{\psi s1}$
1	200	600	180	0.9	0.5	0.003	51.24	49.8	1.25588235	42.26	40.80	1.0358
2	200	1200	180	0.9	0.5	0.006	91.89	90.6	1.01423841	83.76	81.60	1.0265
3	200	1800	180	0.9	0.5	0.009	131.41	131.4	1.0000761	123.54	122.40	1.0093
4	200	600	180	0.9	1.5	0.003	69.14	67.8	1.01976401			
5	200	1200	180	0.9	1.5	0.006	109.21	108.6	1.00561694			
6	200	1800	180	0.9	1.5	0.009	147.19	149.4	0.9852075			
7	200	600	180	0.9	2.5	0.003	86.79	85.8	1.01153846			
8	200	1200	180	0.9	2.5	0.006	125.08	126.6	0.98799368			
9	200	1800	180	0.9	2.5	0.009	162.1	167.4	0.96833931			
10	200	600	100	0.5	0.5	0.003	32.13	30.6	1.05	23.05	21.60	1.0671
11	200	1200	100	0.5	0.5	0.006	53.48	52.2	1.02452107	45.31	43.20	1.0488
12	200	1800	100	0.5	0.5	0.009	73.79	73.8	0.9998645	65.9	64.80	1.0170
13	200	600	100	0.5	1.5	0.003	49.93	48.6	1.02736626			
14	200	1200	100	0.5	1.5	0.006	70.79	70.2	1.00840456			
15	200	1800	100	0.5	1.5	0.009	89.58	91.8	0.97581699			
16	200	600	100	0.5	2.5	0.003	67.59	66.6	1.01486486			
17	200	1200	100	0.5	2.5	0.006	86.67	88.2	0.98265306			
18	200	1800	100	0.5	2.5	0.009	104.5	109.8	0.95173042			
19	200	600	66	0.33	0.5	0.003	23.97	22.44	1.06818182	14.89	13.44	1.1079
20	200	1200	66	0.33	0.5	0.006	37.16	35.88	1.03567447	28.98	26.88	1.0781
21	200	1800	66	0.33	0.5	0.009	49.31	49.32	0.99979724	41.42	40.32	1.0273
22	200	600	66	0.33	1.5	0.003	41.77	40.44	1.03288823			
23	200	1200	66	0.33	1.5	0.006	54.47	53.88	1.01095026			
24	200	1800	66	0.33	1.5	0.009	65.1	67.32	0.96702317			
25	200	600	66	0.33	2.5	0.003	59.43	58.44	1.01694045			
26	200	1200	66	0.33	2.5	0.006	70.35	71.88	0.97871452			
27	200	1800	66	0.33	2.5	0.009	80.02	85.32	0.93788092			
28	225	675	202.5	0.9	0.5	0.003	65.11	63.03	1.03303089	53.62	51.64	1.0384
29	225	1350	202.5	0.9	0.5	0.006	116.56	114.67	1.01652086	106.28	103.28	1.0291
30	225	2025	202.5	0.9	0.5	0.009	166.723913	166.30	1.00253025	156.76	154.91	1.0119
31	225	675	202.5	0.9	1.5	0.003	87.64	85.81	1.02133362			
32	225	1350	202.5	0.9	1.5	0.006	138.49	137.45	1.0075893			
33	225	2025	202.5	0.9	1.5	0.009	186.687775	189.08	0.98732524			
34	225	675	202.5	0.9	2.5	0.003	109.98	108.590625	1.01279461			
35	225	1350	202.5	0.9	2.5	0.006	158.58	160.228125	0.98971388			
36	225	2025	202.5	0.9	2.5	0.009	205.57	211.865625	0.97028482			
37	225	675	112.5	0.5	0.5	0.003	40.8	38.728125	1.05349794	29.31	27.34	1.0722
38	225	1350	112.5	0.5	0.5	0.006	67.95	66.065625	1.02852278	57.62	54.68	1.0539
39	225	2025	112.5	0.5	0.5	0.009	93.79	93.403125	1.00414199	83.82	82.01	1.0220

Tableau D.4 Base de données de dalles de tabliers de ponts (suite)

Numéro	h	As	d	d/h	f_{lu}	ρ_s	M_{u1}	M_{u2}	δ_{u12}	M_{u1}	M_{u1}	δ_{u11}
40	225	675	112.5	0.5	1.5	0.003	63.32	61.509375	1.02943657			
41	225	1350	112.5	0.5	1.5	0.006	89.87	88.846875	1.0115156			
42	225	2025	112.5	0.5	1.5	0.009	113.78	116.184375	0.97930552			
43	225	675	112.5	0.5	2.5	0.003	85.67	84.290625	1.01636451			
44	225	1350	112.5	0.5	2.5	0.006	109.96	111.628125	0.98505641			
45	225	2025	112.5	0.5	2.5	0.009	132.66	138.965625	0.95462457			
46	225	675	74.25	0.33	0.5	0.003	30.27	28.400625	1.06582161	18.78	17.01	1.10405644
47	225	1350	74.25	0.33	0.5	0.006	46.89	45.410625	1.03257773	36.54	34.02	1.07407407
48	225	2025	74.25	0.33	0.5	0.009	62.2	62.420625	0.99646551	52.3	51.03	1.02488732
49	225	675	74.25	0.33	1.5	0.003	52.79	51.181875	1.03141981			
50	225	1350	74.25	0.33	1.5	0.006	68.81	68.191875	1.0090645			
51	225	2025	74.25	0.33	1.5	0.009	82.19	85.201875	0.96465013			
52	225	675	74.25	0.33	2.5	0.003	75.14	73.963125	1.01591165			
53	225	1350	74.25	0.33	2.5	0.006	88.9	90.973125	0.97721168			
54	225	2025	74.25	0.33	2.5	0.009	101.07	107.983125	0.93597958			
55	250	750	225	0.9	0.5	0.003	80.22	77.8125	1.03093976	66.03	63.75	1.03576471
56	250	1500	225	0.9	0.5	0.006	143.57	141.5625	1.01418102	130.87	127.5	1.02643137
57	250	2250	225	0.9	0.5	0.009	205.33	205.3125	1.00008524	193.03	191.25	1.00930719
58	250	750	225	0.9	1.5	0.003	108.03	105.9375	1.01975221			
59	250	1500	225	0.9	1.5	0.006	170.64	169.6875	1.00561326			
60	250	2250	225	0.9	1.5	0.009	229.98	233.4375	0.98518876			
61	250	750	225	0.9	2.5	0.003	135.62	134.0625	1.01161772			
62	250	1500	225	0.9	2.5	0.006	195.44	197.8125	0.98800632			
63	250	2250	225	0.9	2.5	0.009	253.29	261.5625	0.96837276			
64	250	750	125	0.5	0.5	0.003	50.2	47.8125	1.04993464	36.01	33.75	1.06696296
65	250	1500	125	0.5	0.5	0.006	83.56	81.5625	1.02449042	70.8	67.5	1.04888889
66	250	2250	125	0.5	0.5	0.009	115.29	115.3125	0.99980488	102.98	101.25	1.01708642
67	250	750	125	0.5	1.5	0.003	78.01	75.9375	1.02729218			
68	250	1500	125	0.5	1.5	0.006	110.61	109.6875	1.00841026			
69	250	2250	125	0.5	1.5	0.009	139.97	143.4375	0.97582571			
70	250	750	125	0.5	2.5	0.003	105.6	104.0625	1.01477477			
71	250	1500	125	0.5	2.5	0.006	135.42	137.8125	0.98263946			
72	250	2250	125	0.5	2.5	0.009	163.28	171.5625	0.95172313			
73	250	750	82.5	0.33	0.5	0.003	37.6	35.0625	1.07237077	23.41	21	1.1147619
74	250	1500	82.5	0.33	0.5	0.006	58.36	56.0625	1.04098105	45.58	42	1.0852381
75	250	2250	82.5	0.33	0.5	0.009	77.49	77.0625	1.00554745	65.18	63	1.03460317
76	250	750	82.5	0.33	1.5	0.003	65.41	63.1875	1.0351731			
77	250	1500	82.5	0.33	1.5	0.006	85.41	84.1875	1.01452116			
78	250	2250	82.5	0.33	1.5	0.009	102.17	105.1875	0.97131313			
79	250	750	82.5	0.33	2.5	0.003	93	91.3125	1.01848049			
80	250	1500	82.5	0.33	2.5	0.006	110.22	112.3125	0.98136895			
81	250	2250	82.5	0.33	2.5	0.009	125.48	133.3125	0.94124707			

Tableau D.5 Coefficients δ_{ps12} , δ_{ps2} , V_{ps1} et V_{ps2} obtenus

Variable values		
Variable	Name	Value
δ_{ps1}	dps1	1.04767944
δ_{ps12}	dps12	1.00746021
V_{ps1}	Vps1	0.0297212
V_{ps12}	Vps12	0.04008999

Tableau D.6 Coefficients V_{Ri} calculés

Variable values		
Variable	Name	Value
V_R	Vr	0.23296547
V_{R1}	Vr1	0.3197694
V_{R2}	Vr2	0.33790588

Tableau D.7 Coefficients δ_{Ri} et le terme de résistance κ calculés

Variable values		
Variable	Name	Value
δ_R	dr	2.06564661
δ_{R1}	ddr1	1.67183513
δ_{R2}	ddr2	2.98454006
κ	kappa	2.51908123

Tableau D.8 Propriétés générales des spécimens

Variable values		
Variable	Name	Value
b	b	1000
f_y	fy	400

Tableau D.9 Rapports des chargements utilisés

Variable	Name	Value	
λ_1	lamb1	0	Dead load, steel
λ_2	lamb2	0	Dead load, concrete
λ_3	lamb3	0.8	Dead load, concrete bridge deck
λ_4	lamb4	0	Wearing surface
λ_L	lambL	0.14285714	Live load
I	I	0.4	Impact or DLA
Verification: = 1.0		1	Sum of load fractions must equal unity

Tableau D.10 Coefficients relatifs aux chargements

σ_T/T	stt	0.12325385
δ_T	dt	1.12725486
V_T	Vt	0.10933983
[X]	X	1.15419203

Tableau D.11 Valeurs de β en fonction de tous les paramètres

β	beta	3.6430877
ϕ_f	Phif	0.75
γ	Gamma	0.7
L/D+L	LDL	0.2
V_S	Vs	0.17763783
V_R	Vr	0.23296547
V_{RS}	Vrs	0.29296434