

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

Résistance en cisaillement des poutres en  
béton armé renforcé de fibres d'acier et  
synthétiques avec analyse de l'effet d'échelle

Mémoire de maîtrise  
Spécialité : génie civil

Éric MICHAUD

Jury : Nathalie Roy (Directrice)  
Patrick Paultre  
Denis Mitchell



# RÉSUMÉ

L'installation de l'armature de cisaillement dans les poutres en béton armé est souvent onéreuse et complexe. De plus, la fragilité de la rupture en cisaillement en fait un danger pour la sécurité du public. L'utilisation d'un béton renforcé de fibres (BRF) s'avère être une alternative intéressante pour fournir une résistance en cisaillement suffisante et éviter ce mode de rupture. Suite aux diverses études réalisées dans le passé par les chercheurs, certains points restent à analyser concernant les poutres en BRF. En effet, la majorité des études ont porté sur des poutres de petites tailles faites de béton renforcé de fibres d'acier. Il faut donc approfondir l'effet d'échelle et l'utilisation de fibres synthétiques.

Des essais à la rupture en quatre points sur trois séries de poutres de tailles différentes (150 x 250 x 2200 mm, 300 x 500 x 4400 mm, 300 x 800 x 7100 mm) ont été réalisées à l'Université de Sherbrooke par Tran [2009], Nguyen [2006] et Lavictoire [2010]. Le présent projet de recherche s'inscrit à la suite de leurs projets et consiste à compléter les essais déjà réalisés afin d'étudier l'effet d'échelle en présence de fibres. L'objectif est également d'analyser et de comparer l'apport des fibres utilisées (synthétiques et crochetées en acier) sur la résistance à l'effort tranchant des poutres en BRF. Des essais à la rupture ont été réalisés sur huit poutres dans le but de posséder des résultats pour des poutres avec les renforts en cisaillement suivant : aucun renfort, minimum d'étriers selon la norme CSA A23.3-04, taux volumiques de 0.5% et 1.0% de fibres d'acier et synthétiques. Parallèlement, des essais de caractérisation du comportement post-fissuration des BRF ont été réalisés conformément à la norme ASTM C1609/C1609M-10.

Les résultats montrent que malgré une augmentation significative de la résistance à l'effort tranchant, les fibres ne parviennent pas à enrayer l'effet d'échelle. De plus, les deux types de fibre utilisés ont permis d'obtenir des résistances semblables avec un taux volumique de 0.5%. Alors qu'un taux de 1.0% de fibres d'acier a permis d'atteindre des résistances comparables aux poutres avec le minimum d'étriers selon la norme, l'utilisation de 1.0% de fibres synthétiques n'a pas eu d'effet notable comparativement à 0.5%.

Les fibres ont également permis de retarder l'apparition des fissures diagonales et d'en réduire l'ouverture en comparaison aux poutres sans renfort en cisaillement sous chargement équivalent. Elles ont par ailleurs provoqué une augmentation de la rigidité des spécimens.

Des tentatives d'estimation de la résistance en cisaillement des sept poutres en BRF du programme expérimental ont été réalisées en utilisant différentes valeurs de résistance post-fissuration obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10. Les données récoltées avec ce projet étant insuffisantes, davantage de recherches sont nécessaires afin de déterminer une équation de design adaptée aux poutres de BRF et un paramètre de résistance post-fissuration adéquat.

**Mots-clés :** Béton renforcé de fibres, poutre, fibre d'acier, fibre synthétique, résistance en cisaillement, effet d'échelle



# REMERCIEMENTS

Je tiens naturellement à remercier de prime abord Nathalie Roy, professeure agrégée au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke et directrice de ce projet de recherche, pour m'avoir permis de faire partie de son équipe et pour m'avoir apporté support et conseils tout au long du projet. Sa disponibilité et son enthousiasme ont été précieux pour mener à bien cette recherche. J'aimerais également adresser un merci particulier au professeur Patrick Paultre pour son appui et sans qui le projet n'aurait jamais été possible.

Un projet de recherche, en particulier avec une telle part expérimentale, n'est jamais l'oeuvre d'une seule personne, mais plutôt le fruit des efforts de multiples collaborateurs. Je tiens donc d'abord à adresser de sincères remerciements à Claude Aubé et Jason Desmarais pour leur aide continuelle et dont le travail rigoureux a permis la réalisation de ce projet. Leur bonne compagnie et leurs compétences, jumellées à celles de Raphaël Prévost, ont rendu possible la réalisation de cet appréciable programme expérimental.

Merci à Ghislaine Luc et Denis Bolduc pour leur collaboration lors de la détermination des propriétés des bétons utilisés. J'aimerais également souligner l'aide très appréciée de plusieurs collègues et bons amis lors des coulées et des essais à la rupture des spécimens du programme expérimental. Maxime Pinard, Louis Landry-Michaud, Mathieu Boutin, Pierre-Olivier Asselin et Jocelyn Voyer, merci beaucoup. Un merci spécial à Michaël Guérin qui, dans le cadre de son stage, s'est impliqué dans mon projet en m'apportant son aide dans la confection des cages d'armature et lors des coulées des spécimens.

Un grand merci aux compagnies *Bekaert* et *Euclid* pour nous avoir gracieusement offert les fibres d'acier et synthétiques utilisées dans ce projet et à la compagnie *Geroquip* pour nous les avoir fournies. Merci également à *Demix*, et plus particulièrement à Luc Cusson, pour leur collaboration essentielle aux coulées des spécimens.

Finalement, je remercie ma famille et mes amis pour leur soutien tout au long de ce projet de recherche.



# TABLE DES MATIÈRES

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>État de l'art du béton renforcé de fibres</b>	<b>5</b>
2.1	Les fibres incorporées au béton . . . . .	5
2.2	Caractérisation du comportement post-fissuration en traction . . . . .	8
2.3	Résistance en cisaillement des poutres en BRF . . . . .	12
2.3.1	Sommaire des recherches . . . . .	12
2.3.2	Conclusions générales des chercheurs . . . . .	12
2.3.3	Sommaire des méthodes proposées par les chercheurs pour le calcul de la résistance en cisaillement . . . . .	21
2.3.4	Travaux de Casanova . . . . .	24
2.3.5	Travaux de Minelli . . . . .	28
2.3.6	Travaux d'Aoude . . . . .	32
2.3.7	Travaux de Dinh . . . . .	36
2.3.8	Autres conclusions concernant l'effet d'échelle . . . . .	39
2.3.9	Lignes directrices pour le dimensionnement en cisaillement des poutres en BRF . . . . .	41
<b>3</b>	<b>Recherches réalisées par les étudiants de l'Université de Sherbrooke</b>	<b>47</b>
3.1	Programmes expérimentaux . . . . .	47
3.2	Résultats . . . . .	49
<b>4</b>	<b>Programme expérimental</b>	<b>55</b>
4.1	Description des spécimens de l'étude . . . . .	55
4.2	Propriétés des matériaux . . . . .	58
4.2.1	Fibres . . . . .	58
4.2.2	Acier . . . . .	59
4.2.3	Béton . . . . .	59
4.3	Instrumentation et procédures d'essais . . . . .	69
<b>5</b>	<b>Résultats expérimentaux</b>	<b>71</b>
5.1	Spécimens de grande taille . . . . .	71
5.1.1	Comportement global . . . . .	71
5.1.2	Déformation des matériaux . . . . .	74
5.1.3	Déformation en cisaillement . . . . .	78
5.2	Spécimens de taille intermédiaire . . . . .	80
5.2.1	Comportement global . . . . .	80
5.2.2	Déformation des matériaux . . . . .	87
5.2.3	Déformation en cisaillement . . . . .	91
5.3	Spécimens de petite taille . . . . .	93
5.3.1	Comportement global . . . . .	93

5.3.2	Déformation des matériaux . . . . .	96
5.3.3	Déformation en cisaillement . . . . .	99
5.4	Résumé des résultats . . . . .	99
<b>6</b>	<b>Analyse et discussion</b>	<b>101</b>
6.1	Fissuration . . . . .	101
6.2	Résistance au cisaillement . . . . .	105
6.3	Effet d'échelle . . . . .	109
6.4	Relation entre les essais ASTM C1609 et les essais expérimentaux . . . . .	112
6.5	Adaptation du commentaire du <i>fib</i> Model Code 2010 . . . . .	114
<b>7</b>	<b>Conclusions et recommandations</b>	<b>119</b>
<b>A</b>	<b>Rappel théorique sur le béton armé</b>	<b>123</b>
A.1	Cisaillement dans une poutre en béton armé . . . . .	123
A.1.1	Résistance d'une poutre non armée en cisaillement . . . . .	125
A.1.2	Résistance d'une poutre avec armature de cisaillement . . . . .	128
A.1.3	Effet du cisaillement sur l'armature de flexion . . . . .	128
A.2	Théorie du champ de compression modifiée . . . . .	129
A.3	L'effet d'échelle dans les poutres en béton armé . . . . .	133
<b>B</b>	<b>Équations de la norme CSA A23.3-04</b>	<b>135</b>
B.1	Résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé . . . . .	135
B.2	Exigences relatives à l'armature transversale . . . . .	136
B.3	Vérification de l'armature longitudinale . . . . .	137
B.4	Détermination de $\beta$ et $\theta$ par la méthode simplifiée . . . . .	137
B.5	Détermination de $\beta$ et $\theta$ par la méthode générale . . . . .	138
<b>C</b>	<b>Nomenclature de Nguyen, Tran et Lavictoire</b>	<b>141</b>
<b>D</b>	<b>Photos des poutres des étudiants de l'Université de Sherbrooke</b>	<b>143</b>
<b>E</b>	<b>Résultats complets des essais ASTM C1609</b>	<b>147</b>
<b>F</b>	<b>Instrumentation et montages expérimentaux</b>	<b>153</b>
F.1	Instrumentation des poutres . . . . .	153
F.2	Montages expérimentaux . . . . .	153
<b>G</b>	<b>Courbes de résistance en cisaillement et d'ouverture maximale des fissures</b>	<b>159</b>
	<b>LISTE DES RÉFÉRENCES</b>	<b>167</b>

# LISTE DES FIGURES

2.1	Comportement de type adoucissant en traction et présentant une phase de raidissement en traction . . . . .	8
2.2	Exemples d'essais de traction uniaxiale (RILEM TC 162-TDF), flexion sur dalle (ASTM C1550) et flexion sur poutre (EN 14651) . . . . .	9
2.3	Effets du dosage de fibres, de leurs caractéristiques et de celle du béton sur la résistance en traction du BRFB . . . . .	17
2.4	Résultats de Ashour <i>et al.</i> concernant le rapport $a/d$ . . . . .	19
2.5	Mécanisme de bloc dans le modèle de Casanova . . . . .	27
2.6	Résultat de l'étude paramétrique avec les modélisations par éléments finis de Minelli . . . . .	29
2.7	Résultats de la troisième série de poutres réalisée par Minelli . . . . .	30
2.8	Dimensions et armatures des poutres d'Aoude . . . . .	33
2.9	Résultats des essais ASTM C1609 d'Aoude . . . . .	33
2.10	Étude d'Aoude sur l'effet de la taille du spécimen . . . . .	34
2.11	Contribution des fibres dans le modèle d'Aoude . . . . .	35
2.12	Mode de rupture considéré dans le modèle de Dinh . . . . .	37
2.13	Contrainte résiduelle moyenne à partir de l'essai ASTM C1609 pour le modèle de Dinh . . . . .	38
2.14	Effet d'échelle observé par Noghabai . . . . .	40
2.15	Lois simplifiées de comportement en traction des BRFA : modèle plastique rigide et modèle linéaire . . . . .	44
2.16	Simplifications des modèles de loi de comportement en traction . . . . .	44
3.1	Dimensions et ferrailage des poutres des étudiants gradués de l'Université de Sherbrooke . . . . .	48
4.1	Dimensions et ferrailage des poutres du programme expérimental . . . . .	57
4.2	Aspect des fibres utilisées pour le programme expérimental . . . . .	58
4.3	Courbes contrainte-déformation moyennes en compression des bétons les jours de test . . . . .	64
4.4	Montage pour la réalisation de l'essai ASTM C1609/C1609M-10 . . . . .	66
4.5	Courbes moyennes sous forme contrainte-déplacement au centre obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 les jours de test . . . . .	67
4.6	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre B0S275-2 (aucune fibre) et courbes corrigées . . . . .	70
5.1	Courbes charge-déplacement au centre des poutres de grande taille . . . . .	72
5.2	Courbes moment-courbure des poutres de grande taille . . . . .	73
5.3	Évolution des fissures de la poutre LBP0.5S0 ( $P_{max} = 684.9$ kN) . . . . .	74
5.4	Évolution des fissures de la poutre LBS0.5S0 ( $P_{max} = 603.3$ kN) . . . . .	75
5.5	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en traction des poutres de grande taille . . . . .	76

5.6	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en compression des poutres de grande taille . . . . .	77
5.7	Courbes charge-déformation du béton des poutres de grande taille . . . . .	78
5.8	Courbes charge-déformation en cisaillement des poutres de grande taille . . . . .	79
5.9	Courbes charge-déplacement au centre des poutres de taille intermédiaire . . . . .	81
5.10	Courbes moment-courbure des poutres de taille intermédiaire . . . . .	82
5.11	Évolution des fissures de la poutre BP0.5S0-2 ( $P_{max} = 378.8$ kN) . . . . .	83
5.12	Évolution des fissures de la poutre BS0.5S0 ( $P_{max} = 365.1$ kN) . . . . .	84
5.13	Évolution des fissures de la poutre B0S275-2 ( $P_{max} = 556.0$ kN) . . . . .	85
5.14	Évolution des fissures de la poutre BS1.0S0 ( $P_{max} = 628.8$ kN) . . . . .	87
5.15	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal des poutres de taille intermédiaire . . . . .	88
5.16	Courbes charge-déformation des étriers de la poutre B0S275-2 . . . . .	89
5.17	Courbes charge-déformation du béton des poutres de taille intermédiaire . . . . .	90
5.18	Courbes charge-déformation en cisaillement des poutres de taille intermédiaire . . . . .	91
5.19	Courbes charge-déplacement au centre des poutres de petite taille . . . . .	93
5.20	Courbes moment-courbure des poutres de petite taille . . . . .	94
5.21	Évolution des fissures de la poutre SBS0.5 ( $P_{max} = 122.6$ kN) . . . . .	95
5.22	Évolution des fissures de la poutre SBS1.0 ( $P_{max} = 138.4$ kN) . . . . .	97
5.23	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal des poutres de petite taille . . . . .	98
5.24	Courbes charge-déformation du béton des poutres de petite taille . . . . .	99
5.25	Courbes charge-déformation en cisaillement des poutres de petite taille . . . . .	100
6.1	Rupture des poutres LBP0.5S0 et LBS0.5S0 . . . . .	101
6.2	Rupture des poutres BP0.5S0-2 et BS0.5S0 . . . . .	102
6.3	Rupture des poutres BS1.0S0 et B0S275-2 . . . . .	102
6.4	Rupture des poutres SBS1.0 et SBS0.5 . . . . .	103
6.5	Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour les poutres sans renfort, avec étriers et avec 0.5% et 1.0% de fibres . . . . .	104
6.6	Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour les poutres sans renfort, avec étriers et avec 0.5% et 1.0% de fibres . . . . .	108
6.7	Analyse de l'influence de la profondeur effective sur la résistance en cisaillement des poutres testées . . . . .	110
6.8	Effet d'échelle observé avec 1.0% de fibres d'acier crochetées en combinant les résultats à ceux d'Aoude <i>et al.</i> [2012] et Minelli <i>et al.</i> [2011] . . . . .	113
6.9	Extrapolation des courbes moyennes des BRP obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 les jours de test . . . . .	114
A.1	Contraintes internes de flexion et de cisaillement dans une poutre, tiré de Paultre [2011] . . . . .	124
A.2	Mécanismes pour la reprise du cisaillement après fissuration, adapté de Paultre [2011] . . . . .	125
A.3	Dimensions du rapport $a/d$ , tiré de Lavictoire [2010] . . . . .	126

---

A.4	Forces en présence dans une dent formant l'action de poutre, tiré de Lavictoire [2010]	127
A.5	Système de bielles et tirants de l'action de cintrage, tiré de Lavictoire [2010]	128
A.6	Modèle du treillis pour une poutre armée en cisaillement, tiré de Lavictoire [2010]	128
A.7	Système de forces présent dans une poutre armée en cisaillement, adapté de Paultre [2011]	129
A.8	Équilibre de la théorie du champ de compression modifiée, tiré de Paultre [2011]	130
A.9	Contraintes dans une fissure et contraintes moyennes entre deux fissures, tiré de Paultre [2011]	132
A.10	Effet d'échelle obtenu par les tests de Shioya <i>et al.</i> , tiré de Paultre [2011]	133
B.1	Prédiction par Collins et Mitchell [1997] de la résistance à l'effort tranchant pour différents rapports $a/d$ , adapté de Minelli [2005]	137
B.2	Détermination du paramètre d'espacement des fissures $s_z$ selon la norme, tiré de CSA A23.3-04	138
D.1	Rupture des poutres LB0S400, LBS2,0S0, LBS1,0S0, LBP1,0S0 et LB0S0	143
D.2	Rupture des poutres BP1.0S275, B0S140, B0S275, BP1.0S0, BP0.5S0 et B0S0144	
D.3	Rupture des poutres SBSC1.0, SBSC0.5, SBP1.0, SBP0.5, SBP0.5-2 et SB0	145
E.1	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre B0S275-2 (aucune fibre)	147
E.2	Courbes corrigées à partir de celles obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre B0S275-2 (aucune fibre)	148
E.3	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre LBP0.5S0 (0.5% de fibres synthétiques)	148
E.4	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre BP0.5S0-2 (0.5% de fibres synthétiques)	149
E.5	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre LBS0.5S0 (0.5% de fibres d'acier)	149
E.6	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre BS0.5S0 (0.5% de fibres d'acier)	150
E.7	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre SBS0.5 (0.5% de fibres d'acier)	150
E.8	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre BS1.0S0 (1.0% de fibres d'acier)	151
E.9	Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre SBS1.0 (1.0% de fibres d'acier)	151
E.10	Courbes moyennes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 à 28 jours	152
E.11	Courbes moyennes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 les jours de test	152
F.1	Positionnement des LVDT et potentiomètres pour les spécimens du programme expérimental	154

---

F.2	Positionnement des jauges pour les spécimens de petite taille . . . . .	154
F.3	Positionnement des jauges pour les spécimens de taille intermédiaire . . . . .	155
F.4	Positionnement des jauges pour les spécimens de grande taille . . . . .	155
F.5	Montage expérimental pour les spécimens de petite taille . . . . .	156
F.6	Montage expérimental pour les spécimens de taille intermédiaire . . . . .	156
F.7	Montage expérimental pour les spécimens de grande taille . . . . .	157
F.8	Presse MTS de modèle 209S utilisée pour les essais . . . . .	157
G.1	Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour l'ensemble des poutres de grande taille . . . . .	160
G.2	Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour l'ensemble des poutres de taille moyenne . . . . .	161
G.3	Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour l'ensemble des poutres de petite taille . . . . .	162
G.4	Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour l'ensemble des poutres de grande taille . . . . .	163
G.5	Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour l'ensemble des poutres de taille moyenne . . . . .	164
G.6	Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour l'ensemble des poutres de petite taille . . . . .	165

---

# LISTE DES TABLEAUX

2.1	Sommaire des études concernant les poutres de BRF <b>sans</b> armature transversale . . . . .	13
2.2	Sommaire des études comportant une analyse des poutres de BRF <b>avec</b> armature transversale . . . . .	15
2.3	Facteurs tenant compte de la forme de la fibre d'acier . . . . .	23
2.4	Résumé des principales équations proposées pour évaluer la résistance en cisaillement des poutres en BRF sans armature transversale . . . . .	25
2.5	Caractéristiques des poutres et résultats d'Aoude . . . . .	34
3.1	Propriétés des fibres utilisées par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] . . . . .	49
3.2	Composition et propriétés des mélanges utilisés par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] . . . . .	50
3.3	Programmes expérimentaux et résultats de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] . . . . .	52
4.1	Intégralité des poutres des études . . . . .	56
4.2	Propriétés des fibres utilisées pour ce programme expérimental . . . . .	58
4.3	Propriétés des barres d'armature utilisées . . . . .	59
4.4	Composition initiale et propriétés à l'état frais des mélanges de béton . . . . .	61
4.5	Propriétés mécaniques des bétons . . . . .	64
4.6	Contraintes $f_{1moy}$ et $f_{Pmoy}$ et déplacements au centre correspondants, obtenus par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 . . . . .	68
4.7	Paramètres de la norme ASTM C1609/C1609M-10 concernant la résistance post-fissuration des bétons . . . . .	68
5.1	Charges et flèches maximales des poutres de grande taille . . . . .	72
5.2	Charges et flèches maximales des poutres de taille intermédiaire . . . . .	80
5.3	Charges et flèches maximales des poutres de petite taille . . . . .	93
5.4	Résumé des principaux résultats obtenus lors des essais à la rupture du programme expérimental . . . . .	100
6.1	Résistance en cisaillement des poutres des études . . . . .	106
6.2	Résistance en cisaillement des essais d'Aoude <i>et al.</i> [2012] . . . . .	107
6.3	Résistance en cisaillement des essais de Minelli <i>et al.</i> [2011] . . . . .	112
6.4	Estimation des résistances en cisaillement par l'équation 6.1 avec $f_{233}^D$ et $f_{75}^D$ (méthode générale) . . . . .	116
6.5	Estimation des résistances en cisaillement par la méthode générale . . . . .	116
6.6	Estimation des résistances en cisaillement par l'équation 6.1 avec $f_{150}^D$ et $f_{100}^D$ (méthode générale) . . . . .	117

A.1	Rapport $a/d$ et type de rupture selon le type de poutre, adapté de Bentur et Mindess [2001] . . . . .	127
C.1	Correspondance entre les noms des poutres des études . . . . .	141



## LISTE DES SYMBOLES

$a$	Portée de cisaillement d'une poutre
$a_g$	Diamètre maximal des granulats
$A_{ct}$	Aire de béton tendu sur la section de la poutre
$A_f$	Section de la fibre
$A_s$	Aire d'armature longitudinale du côté de la fibre tendue
$A_v$	Aire d'armature transversale
$b$	Largeur de la section d'un prisme pour l'essai ASTM C1609
$b_t$	Largeur de la table d'une section en T
$b_w$	Largeur minimum ou largeur de l'âme de la poutre
$c$	Profondeur de l'axe neutre
$C$	Force de compression
$d$	Hauteur effective de la section
$d_f$	Coefficient d'adhérence entre la fibre et le béton, proposé par Narayanan et Darwish [1987]
$d_v$	Hauteur effective en cisaillement selon la norme CSA A23.3-04
$D$	Diamètre ou diamètre équivalent de la fibre
$E_c$	Module d'élasticité sécant du béton
$E_{ct}$	Module d'élasticité tangent du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'armature longitudinale
$f$	Contrainte
$f_1$	Contrainte moyenne de traction ; résistance en flexion à la première fissure (obtenue par l'essai ASTM C1609)
$f_2$	Contrainte moyenne de compression
$f_i^D$	Résistance résiduelle de flexion à un déplacement au centre de $l/i$ dans l'essai ASTM C1609
$f'_c$	Résistance à la compression du cylindre de béton
$f'_{c \text{ cube}}$	Résistance à la compression du cube de béton
$f_{ck}$	Résistance à la compression caractéristique du cylindre de béton
$f_{ct}$	Résistance à la traction du béton
$f_{ctk}$	Résistance à la traction caractéristique du béton
$f_{cu}$	Résistance ultime du béton
$f_{eq(0-0.6)}$	Résistance résiduelle équivalente en flexion liée à l'état limite de service et obtenue par l'essai UNI 11039 (intervalle $0 \leq w \leq 0.6$ mm)
$f_{eq(0.6-3)}$	Résistance résiduelle équivalente en flexion liée à l'état limite ultime et obtenue par l'essai UNI 11039 (intervalle $0.6 \leq w \leq 3.0$ mm)
$f_{fy}$	Résistance à la plastification de la fibre
$f_{Fts}$	Résistance résiduelle de traction du BRF associée à l'état limite de service
$f_{Ftu}$	Résistance résiduelle de traction du BRF associée à l'état limite ultime
$f_{Ftuk}$	Résistance résiduelle de traction caractéristique du BRF associée à l'état limite ultime
$f_P$	Résistance en flexion maximale du béton (obtenue par l'essai ASTM C1609)
$f_r$	Résistance en flexion du béton (module de rupture)
$f_{R1}$	Résistance résiduelle en flexion du BRF (obtenue par l'essai RILEM TC 162-TDF ou EN 14651) à une ouverture d'extrémité de fissure de 0.5 mm ou un déplacement au centre de 0.46 mm
$f_{R3}$	Résistance résiduelle de flexion du BRF (obtenue par l'essai RILEM TC 162-TDF ou EN 14651) à une ouverture d'extrémité de fissure de 2.5 mm ou un déplacement au centre de 2.15 mm
$f_{Rk4}$	Résistance résiduelle de flexion caractéristique du BRF (obtenue par l'essai RILEM TC 162-TDF ou EN 14651) à une ouverture d'extrémité de fissure de 3.5 mm ou un déplacement au centre de 3.0 mm
$f_{Rk}$	Résistance résiduelle de flexion caractéristique du BRF
$f_{sp}$	Résistance au fendage du béton

---

$f_v$	Contrainte de traction moyenne dans l'étrier
$f_{vcr}$	Contrainte de traction dans l'étrier au droit de la fissure
$f_{vy}$	Résistance élastique de l'acier de l'armature transversale
$f_u$	Résistance ultime d'une barre d'armature
$f_x$	Contrainte de flexion
$f_y$	Résistance élastique d'une barre d'armature
$F$	Facteur de fibre
$F_{lc}$	Effort de traction dû au cisaillement agissant sur l'armature longitudinale du côté de la fibre comprimée
$F_{lt}$	Effort de traction dû au cisaillement agissant sur l'armature longitudinale du côté de la fibre tendue
$F_p$	Résistance à l'arrachement d'une fibre
$h$	Hauteur de la poutre ou du prisme de l'essai ASTM C1609
$h_t$	Hauteur de la table d'une section en T
$I$	Moment d'inertie
$jd$	Bras de levier du moment interne formé par la traction dans les barres longitudinales et la résultante de compression dans la partie supérieure de la poutre
$k$	Facteur tenant compte de l'effet d'échelle
$k_f$	Facteur de dispersion des fibres dans le BRF
$k_{fr}$	Coefficient de friction entre le béton et la fibre cisillée au droit de la fissure
$k_t$	Facteur pour tenir compte de la contribution de la table d'une section en T
$K$	Coefficient tenant compte de la géométrie de la fibre, proposé par Al-Ta'an et Al-Feel [1990]
$l$	Portée de la poutre
$L$	Longueur de la fibre
$L_{droite}$	Longueur de la partie droite d'une fibre crochétée
$M$	Moment de flexion
$M_f$	Moment de flexion pondéré
$N_f$	Charge axiale pondérée
$N_{fib}$	Nombre effectif de fibres par unité d'aire
$P$	Charge totale appliquée sur une poutre ou un prisme de l'essai ASTM C1609
$Q$	Moment statique à une distance $y$ de l'axe neutre
$R_g$	Coefficient tenant compte de la géométrie de la fibre, proposé par Yakoub [2011]
$R_{T,150}^D$	Ratio de résistance à la flexion équivalent déterminé avec $T_{150}^D$ et $f_{1moy}$ dans l'essai ASTM C1609
$s$	Espacement horizontal entre les étriers
$s_{mv}$	Espacement moyen obtenu en appliquant une charge de traction dans la direction transversale de la poutre
$s_{mx}$	Espacement moyen obtenu en appliquant une charge de traction dans la direction longitudinale de la poutre
$s_{m\theta}$	Espacement moyen entre les fissures diagonales
$s_z$	Paramètre d'espacement des fissures
$s_{ze}$	Paramètre équivalent d'espacement des fissures
$T$	Force de traction
$T_{150}^D$	Paramètre de ténacité mesuré par l'aire sous la courbe entre $\delta = 0$ et $\delta = l/150$ dans l'essai ASTM C1609
$T_f$	Force résultante des contraintes de traction provoquées par la présence des fibres dans la poutre
$T_s$	Force de traction dans les barres longitudinales
$v$	Contrainte de cisaillement
$v_{brf}$	Contrainte de cisaillement ultime d'une poutre en BRF
$v_{ci}$	Contrainte de cisaillement fournie par les granulats au droit de la fissure
$v_s$	Part de la résistance de la poutre au cisaillement amenée par l'armature transversale
$v_u$	Contrainte de cisaillement ultime d'une poutre
$V$	Effort tranchant ; réaction à l'appui

---

---

$V_{0\%}$	Résistance en cisaillement d'une poutre sans fibre correspondant à une rupture en cisaillement
$V_a$	Résistance en cisaillement produite par l'engrènement des granulats
$V_{brf}$	Résistance en cisaillement ultime d'une poutre en BRP
$V_c$	Contribution du béton à la résistance en cisaillement d'une poutre
$V_{cc}$	Résistance en cisaillement produite par la zone de béton non fissuré en compression
$V_d$	Résistance en cisaillement produite par l'effet de goujon
$V_f$	Effort tranchant pondéré sur la poutre
$V_{fib}$	Contribution des fibres à la résistance en cisaillement d'une poutre
$V_{flex}$	Résistance en cisaillement d'une poutre correspondant à une rupture de flexion
$V_p$	Contribution des forces de précontrainte dans la direction de l'effort tranchant à la résistance en cisaillement de la poutre
$V_r$	Résistance en cisaillement globale de la poutre
$V_{rth}$	Résistance en cisaillement globale de la poutre calculée de façon théorique
$V_s$	Contribution de l'armature transversale à la résistance en cisaillement d'une poutre
$V_{st}$	Contribution de la partie structurale à la résistance en cisaillement d'une poutre
$w$	Largeur d'une fissure
$w_m$	Largeur maximale d'une fissure
$w_u$	Largeur de fissure associée à l'état limite ultime
$W_f$	Quantité de fibres incorporées au mélange ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
$x$	Distance entre l'appui et une section d'une poutre
$y$	Distance par rapport à l'axe neutre
$\alpha$	Facteur tenant compte de l'orientation des fibres
$\alpha_1$	Facteur dépendant de l'ancrage de l'armature
$\alpha_2$	Facteur dépendant du type de chargement de la poutre
$\beta$	Facteur tenant compte de la capacité du béton fissuré à reprendre des efforts de cisaillement
$\gamma$	Facteur d'effet d'échelle
$\gamma_c$	Coefficient de sécurité de l'Eurocode2 pour le béton
$\gamma_{xy}$	Déformation en cisaillement
$\sigma$	Contrainte
$\sigma_{60}$	Contrainte résiduelle obtenue par essai de traction uniaxiale pour une ouverture de fissure de 60 micromètres
$\sigma_{brf}(w)$	Contrainte post-fissuration résiduelle de traction du BRP obtenue par un essai de traction uniaxiale pour une largeur de fissure $w$
$\bar{\sigma}_{brf}(w_m)$	Contrainte résiduelle moyenne de traction calculée par la moyenne de la contrainte post-fissuration obtenue par un essai de traction uniaxiale entre 0 et $w_m$
$\sigma_{CP}$	Contrainte venant d'une charge axiale ou de la précontrainte
$\sigma_{t,moy}$	Contrainte résiduelle moyenne de traction
$\delta$	Déplacement au centre de l'élément
$\delta_P$	Déplacement au centre du prisme de l'essai ASTM C1609 correspondant à $f_P$
$\Delta P'$	Contribution des crochets d'une fibre crochetée à la résistance à l'arrachement
$\Delta_u$	Déplacement au centre de la poutre à l'ultime
$\Delta_y$	Déplacement au centre de la poutre à la plastification de l'armature longitudinale
$\epsilon$	Déformation
$\epsilon_1$	Déformation moyenne de traction du béton
$\epsilon_{45}$	Déformation sur un axe diagonal à $45^\circ$
$\epsilon_{cc}$	Déformation de la fibre la plus comprimée de béton sur la section de la poutre
$\epsilon_{ct}$	Déformation de fissuration en traction du béton
$\epsilon_{cu}$	Déformation ultime du béton
$\epsilon_s$	Déformation des armatures longitudinales
$\epsilon_x$	Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section ; déformation sur un axe horizontal
$\epsilon_y$	Déformation sur un axe vertical
$\eta_l$	Facteur pour tenir compte de la longueur d'ancrage de la fibre
$\lambda$	Coefficient tenant compte de la masse volumique du béton
$\lambda_c$	Masse volumique du béton
$\mu_\Delta$	Ductilité en déplacement
$\rho$	Taux d'armature longitudinale (%), égal à $A_s/b_w d$

---

---

$\rho_f$	Taux volumique de fibres (%)
$\tau_c$	Résistance au cisaillement du béton (sans fibre) déterminée par essai de cisaillement direct
$\tau_{cf}$	Résistance au cisaillement du BRF déterminée par essai de cisaillement direct
$\tau_{ecf}$	Part de la résistance du BRF au cisaillement amenée par les fibres (essais de cisaillement direct) = $\tau_{cf} - \tau_c$ dans la formule proposée par Majdzadeh <i>et al.</i> [2006]
$\tau_f$	Contrainte moyenne d'adhérence à l'interface béton/fibre
$\tau_{fd}$	Valeur de design tenant compte de l'augmentation de la résistance à l'effort tranchant due aux fibres
$\theta$	Angle d'inclinaison des fissures ou des contraintes de compression
$\varphi$	Courbure de la poutre
$\varphi_c$	Coefficient de sécurité sur la résistance du béton
$\varphi_s$	Coefficient de sécurité sur la résistance de l'acier
$\xi$	Coefficient pour tenir compte de la taille des granulats

---



# CHAPITRE 1

## Introduction

Le béton est un matériau de construction utilisé depuis fort longtemps puisqu'il possède des propriétés particulièrement intéressantes comparativement aux autres matériaux. Parmi celles-ci, mentionnons sa résistance à la compression, sa facilité de mise en œuvre et la possibilité de produire des éléments structuraux de formes diverses, et ce, sur place. Ces éléments constituent des atouts majeurs pour son utilisation dans le milieu de la construction. Bien entendu, avec le temps, les chercheurs et ingénieurs sont parvenus à optimiser ses propriétés et son utilisation dans divers domaines, dont celui des structures et ouvrages d'art. Ainsi, les bâtiments érigés de nos jours repoussent les limites de la physique avec l'utilisation de bétons ultralégers et de très hautes résistances.

Cependant, certains aspects propres au béton compliquent parfois son emploi dans les structures. C'est d'ailleurs le cas de sa nature fragile. Cette propriété se répercute dans la rupture en cisaillement des poutres en béton armé qui se produit soudainement et de façon brutale. Pour pallier au problème, la pratique est d'utiliser une armature transversale dans l'âme de la poutre. Par exemple, des étriers en acier espacés à intervalles réguliers peuvent être utilisés. Ceux-ci permettent d'améliorer la résistance en cisaillement et de limiter le réseau et la largeur des fissures, ce qui minimise l'effet d'échelle. Toutefois, l'installation de cette armature nécessite beaucoup de temps de main-d'œuvre, ce qui peut entraîner des coûts importants. De plus, son usage peut conduire à un encombrement dans des éléments où un renfort important en cisaillement est nécessaire ou encore dans des sections irrégulières. Les étriers peuvent aussi être particulièrement difficiles à installer, voire inutilisables dans des sections étroites.

Les fibres incorporées au béton s'avèrent une alternative intéressante. Depuis plus de cinquante ans, les propriétés du béton renforcé de fibres (BRF) sont étudiées et plus particulièrement l'apport des fibres à la résistance en traction du béton. Son utilisation est maintenant répandue pour des éléments pour lesquels les fibres ne sont pas essentielles pour la reprise des charges, telles que les dalles sur sol. De nombreuses études ont montré le potentiel d'une utilisation des BRF pour des éléments structuraux. Les résultats concernant les poutres démontrent la capacité des fibres à notamment augmenter la résistance aux efforts tranchants, à réduire la largeur des fissures et à permettre une rupture en cisaillement plus ductile. De plus, comparativement aux étriers, les fibres sont orientées

aléatoirement dans la matrice de béton, ce qui donne à l'élément renforcé un gain de résistance dans toutes les directions. Cet aspect est intéressant dans le cas d'un chargement dynamique sollicitant les éléments des structures selon plusieurs axes et non pas seulement verticalement.

De ces nombreuses études menées dans les dernières décennies, on en dénombre très peu qui portent sur des poutres de grandes tailles plus représentatives de la pratique. C'est donc dire que l'effet d'échelle, un phénomène bien connu dans les poutres en béton armé, n'a pas été particulièrement approfondi dans le cas des poutres faites de BRF. Une section de ce document présente d'ailleurs les quelques conclusions, parfois divergentes, qu'on retrouve dans la littérature sur le sujet. De plus, la grande majorité des études répertoriées faisaient uniquement usage de fibres d'acier. Les fibres synthétiques peuvent cependant constituer une bonne alternative puisqu'elles semblent aussi donner de bons résultats. Elles pourraient également permettre d'éviter des problèmes potentiels dus à la corrosion.

De plus, dans la norme canadienne de béton en vigueur, soit la norme CSA A23.3-04, aucune méthode de calcul n'est présentée pour la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé renforcé de fibres. Ainsi, les ingénieurs qui, dans la pratique, se risquent à utiliser des poutres en BRF sont rares, n'ayant pas de procédure sur laquelle se baser pour faire leurs calculs.

Par conséquent, trois étudiants de l'Université de Sherbrooke, sous la direction du professeur Patrick Paultre, ont consacré leur maîtrise au comportement des poutres renforcées de fibres. Les fibres utilisées ont été des fibres d'acier ondulées et crochetées et une fibre synthétique constituée de polypropylène et de polyéthylène. En réalisant des essais à la rupture en quatre points sur des poutres de trois tailles différentes, les buts principaux étaient d'analyser le comportement des poutres en BRF en faisant varier quelques paramètres et d'analyser l'effet d'échelle. Cependant, quelques résultats sont faussés ou manquants.

Ainsi, le présent projet s'inscrit à la suite de leurs études et a pour objectif principal, en complétant ce qui est manquant dans leurs résultats, de valider les tendances déjà observées en ce qui a trait à l'apport des fibres au niveau de la résistance en cisaillement et l'effet d'échelle. Il sera alors possible de faire des recommandations dans le but de quantifier cet apport à la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcé de fibres d'acier et synthétiques. Dans cette optique, des essais de caractérisation du comportement post-fissuration des BRF sont réalisés en vue d'une utilisation possible pour estimer la résistance en cisaillement.

---

Le présent document commence par un état de l'art sur le sujet de la recherche. On y parle d'abord des fibres utilisées dans le béton et du comportement post-fissuration en traction des BRF. Les différentes conclusions des chercheurs par rapport à la résistance en cisaillement des poutres en BRF sont ensuite discutées et les principales équations proposées par ceux-ci sont présentées. Une emphase est faite sur les travaux de quatre chercheurs s'étant penchés sur la question de l'effet d'échelle et les conclusions d'autres chercheurs sur le sujet sont également données. Enfin, des lignes directrices pour le dimensionnement en cisaillement des poutres en BRF sont présentées.

Le chapitre suivant décrit les projets de recherches des trois étudiants gradués de l'Université de Sherbrooke ayant réalisé des essais sur des poutres de BRF. Ces projets sont à la base du programme expérimental réalisé dans le cadre de ce projet et dont la description détaillée est faite au chapitre qui suit.

Les résultats expérimentaux des huit poutres testées sont ensuite présentés en trois sections distinctes pour les poutres de grande taille, de taille intermédiaire et de petite taille. Finalement, un chapitre consacré à l'analyse et la discussion des résultats précède les conclusions.

L'annexe A fait un rappel théorique sur les fondements généraux du cisaillement des poutres en béton armé et les principales équations proposées par la norme CSA A23.3-04 pour le dimensionnement des poutres à l'effort tranchant sont présentées à l'annexe B. Les annexes C et D présentent quant à elles la nomenclature utilisée par les trois étudiants gradués et des photos de la rupture de leurs poutres. L'annexe E présente l'ensemble des résultats obtenus suite aux essais ASTM C1609/C1609M-10 réalisés dans le cadre du projet. L'annexe F donne les détails de l'instrumentation des poutres et des montages utilisés pour le programme expérimental du projet. Enfin, l'annexe G présente l'ensemble des courbes de résistance en cisaillement et d'ouverture maximale des fissures obtenues.

---



# CHAPITRE 2

## État de l'art du béton renforcé de fibres

Ce chapitre débute par une discussion des fibres et du béton renforcé de fibres (BRF) en parlant des utilisations diverses ainsi que des propriétés et caractéristiques générales des fibres. L'effet des fibres sur le comportement post-fissuration en traction du béton est ensuite approfondi. Ce point est particulièrement crucial dans le but d'évaluer l'efficacité des fibres puisque c'est leur apport dans la phase post-fissuration qui permet à celles-ci d'améliorer la résistance en cisaillement des poutres en BRF.

On présente par la suite un sommaire des principales études qu'on retrouve dans la littérature concernant la résistance à l'effort tranchant des poutres en BRF. Les principales équations proposées par les chercheurs sont également présentées. Les travaux réalisés par quatre chercheurs (Casanova, Minelli, Aoude et Dinh) sont ensuite décrits plus en profondeur. Ces derniers font partie du nombre limité de chercheurs ayant abordé la question de l'effet d'échelle dans les poutres de BRF et c'est pourquoi leurs travaux sont discutés plus en détail. D'autres conclusions concernant l'effet d'échelle sont données par la suite. Enfin, on présente les différentes lignes directrices pour le dimensionnement et les méthodes de calcul proposées pour la résistance en cisaillement des poutres en BRF.

Il est important de faire d'entrée de jeu une distinction entre les microfibrilles et les macrofibrilles. Le rôle principal de ces deux types de fibres est de contrôler la fissuration, mais à des échelles différentes. Les fibres très fines en grande quantité permettent de contrôler la microfissuration et ainsi retarder l'apparition de la première macrofissure. Les fibres de plus grandes dimensions, pour leur part, limitent la macrofissuration en produisant un effet de couture dans les fissures. Cette recherche ne s'intéresse qu'aux fibres macroscopiques et ce qui suit de même que l'ensemble de ce document ne concerne que celles-ci.

### 2.1 Les fibres incorporées au béton

Les fibres dispersées dans le béton ont fait l'objet de nombreuses études depuis plus de 50 ans. Conséquemment, suite aux résultats concluants obtenus, leur utilisation dans la construction s'est peu à peu répandue et les bétons renforcés de fibres se sont perfectionnés. Leur emploi dans des éléments structuraux se fait par exemple dans des dalles, des éléments étroits où les étriers sont pratiquement impossibles à utiliser, des connexions poutre à

colonne ou tout autre élément fortement sollicité en cisaillement et exposé à des charges dynamiques. En effet, les fibres peuvent améliorer plusieurs propriétés du béton, dont celles-ci :

- elles rendent le comportement à la rupture des éléments en béton renforcé de fibres beaucoup plus ductile ;
- elles améliorent la ténacité du béton ;
- la largeur des fissures est réduite ;
- les éléments en béton renforcé de fibres ont une meilleure résistance aux impacts ;
- elles améliorent le transfert des efforts dans le béton ;
- la perméabilité du béton est réduite, ce qui permet de mieux résister aux cycles de gel-dégel et à la pénétration des sels de déglacage par exemple ; et
- les risques d'éclatement du béton sont de beaucoup diminués.

Certains de ces points sont d'ailleurs davantage discutés à la section 2.3.2. Plusieurs de ces propriétés sont amenées par l'effet de couture des fibres dans les fissures. En effet, le rendement des fibres dans le béton est en partie contrôlé par la capacité à produire efficacement cet effet de couture. Cela dépend en particulier des paramètres suivants :

- le matériau de la fibre ;
- la forme de la fibre ;
- le rapport longueur/diamètre ( $L/D$ ) de la fibre.
- le niveau d'adhérence avec la matrice de béton ;
- le taux volumique de fibres incorporées au béton, donc le nombre de fibres pouvant produire l'effet de couture dans les fissures ;
- l'orientation des fibres ;
- la dispersion des fibres dans la matrice de béton ;
- les propriétés mécaniques de la fibre, tel que son module d'élasticité ; et
- la durabilité de la fibre dans le temps.

Il existe plusieurs types de fibres sur le marché, c'est-à-dire de formes et de compositions variées. Divers matériaux sont utilisés pour la confection des fibres. Les plus connus sont

---

l'acier, le polypropylène, le polyéthylène, le carbone et le verre. La fibre d'acier est assurément la plus utilisée dans la pratique et dans les diverses études antérieures. On la retrouve principalement sous sa forme crochetée (section ronde), ondulée (section plate) ou encore droite (section ronde ou plate). Les fibres de polypropylène, de polyéthylène ou faites d'un mélange des deux sont les plus connues des fibres synthétiques. Leur forme peut être droite et consistante ou encore du type multifilaments. Selon le fabricant Bekaert - Dramix [2009], les fibres de prédilection pour un usage en tant que renfort structural seraient les fibres d'acier, les fibres synthétiques étant moins résistantes au feu, moins efficaces pour contrôler la fissuration et donnant moins de résistance post-fissuration au béton.

Le ratio d'aspect  $L/D$  (*aspect ratio* en anglais) sert à caractériser la fibre en divisant sa longueur par son diamètre. Des fibres lisses et avec un  $L/D$  bas permettront une bonne ouvrabilité. Cependant, comme on le verra plus loin, des fibres ayant une bonne adhérence dans le béton, telles que les fibres crochetées ou ondulées, et dont le  $L/D$  est élevé, donc exposant plus d'aire de contact, permettront d'apporter de meilleures propriétés au béton entre autres en résistant davantage en tension (Kwak *et al.* [2002]). Ce ratio est généralement situé entre 50 et 150 pour les fibres d'acier et peut être bien supérieur pour les fibres synthétiques.

Avant la fissuration, le transfert des contraintes se fait élastiquement avec une compatibilité de déformation entre la fibre et le béton qui l'entoure. Il s'ensuit une perte d'adhérence graduelle entre les deux matériaux. Cela peut survenir avant ou après la fissuration du béton selon les propriétés du béton en traction et l'interface entre le béton et la fibre. Par la suite, le transfert des contraintes devient progressivement contrôlé par la friction entre la fibre et la matrice de béton (Bentur et Mindess [2001]). Ce mécanisme dicte souvent la résistance à la rupture puisque pour un béton de résistance standard, celle-ci survient la plupart du temps lorsqu'il y a une perte totale de l'adhérence entre les matériaux.

Pour ce qui est de leur incorporation au béton, on les ajoute habituellement au mélange lors du malaxage ou préalablement en les combinant au ciment sec. Leur orientation dans le béton est donc aléatoire. Les fibres peuvent diminuer notablement l'affaissement et produire un effet d'entraînement d'air dans le béton. L'ouvrabilité peut également être diminuée par une quantité trop importante de fibres dans le mélange. De ce fait, les taux volumiques utilisés, c'est-à-dire le volume de fibres ajoutées par rapport au volume total du mélange, varient généralement entre 0.25% et 2%. En fonction de la quantité de fibres, des adjuvants chimiques sont souvent ajoutés aux mélanges afin d'obtenir des propriétés convenables à l'état frais. En outre, les fibres ont une influence négligeable sur le module

---

d'élasticité, le coefficient de Poisson, la conductivité électrique, la porosité et la résistance en compression du béton (Vondran [1991]).

Tel que montré dans les sections suivantes, les fibres incorporées au béton permettent assurément d'améliorer la résistance à l'effort tranchant des poutres. Pour une poutre sans armature longitudinale ou en très faible quantité, la résistance en flexion est aussi augmentée. Toutefois, lorsque l'armature longitudinale suffisante est fournie, leur apport en terme de résistance maximale en flexion est minime, soit en deça de 10% (Minelli [2005] et Meda *et al.* [2012]).

## 2.2 Caractérisation du comportement post-fissuration en traction

Tel que mentionné plus tôt, le rôle principal des fibres est de contrôler la fissuration. Le BRF peut avoir un comportement post-fissuration de type adoucissant en traction ou présentant une phase de raidissement en traction (respectivement représentés par les BRF1 et BRF2 à la figure 2.1). L'action des fibres macroscopiques se fait dans la partie suivant le premier pic de fissuration de ces courbes. La section 2.3 montrera de quelle manière le comportement du BRF en traction influence la résistance en cisaillement des poutres.

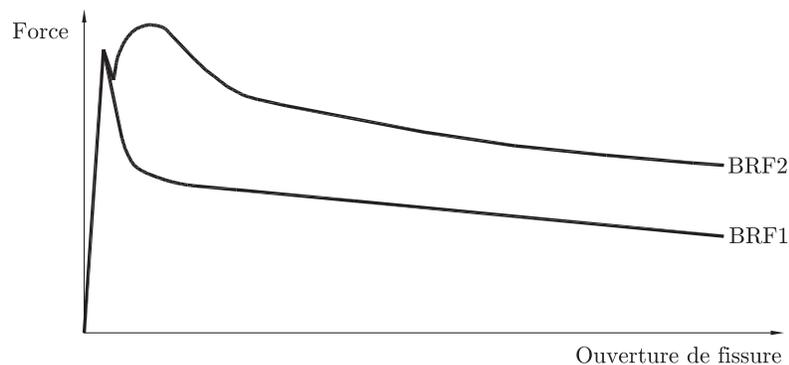


Figure 2.1 Comportement de type adoucissant en traction (BRF1) et présentant une phase de raidissement en traction (BRF2)

Divers essais normalisés sont proposés à travers le monde afin de caractériser la résistance post-fissuration des bétons renforcés de fibres, chacun présentant des avantages et inconvénients. Les principaux peuvent être classés sous trois catégories (figure 2.2) : (1) essai de traction uniaxiale, (2) essai de flexion sur dalle et (3) essai de flexion sur poutre.

L'essai le plus connu pour la première catégorie est l'essai RILEM TC 162-TDF [2001]. Le spécimen utilisé pour cet essai est cylindrique de 150 mm de diamètre et de 150 mm

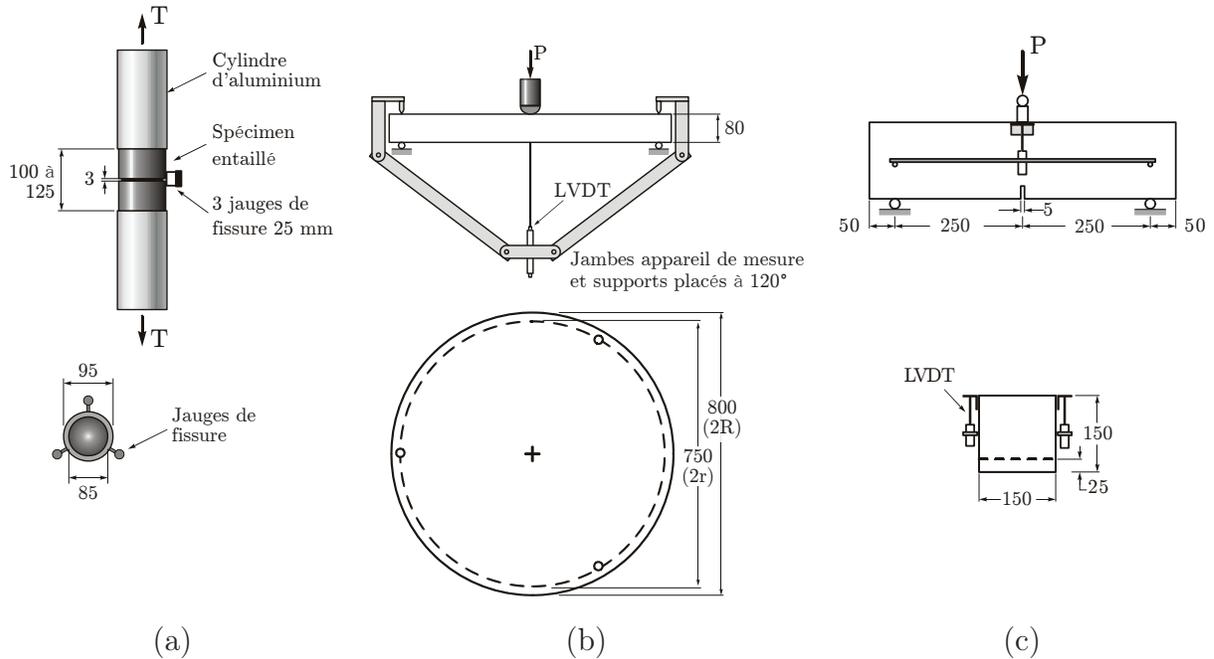


Figure 2.2 Exemples d'essais de (a) traction uniaxiale (RILEM TC 162-TDF), (b) flexion sur dalle (ASTM C1550) et (c) flexion sur poutre (EN 14651), adapté de de Montaignac de Chauvance [2011] (dimensions en mm)

de hauteur. De manière à imposer la position de la section la plus faible, une entaille d'une profondeur de 15 mm est pratiquée au centre du spécimen. L'ouverture de la fissure peut alors être mesurée par trois extensiomètres. Théoriquement, l'essai de traction directe semble être idéal afin de caractériser le BRF en traction puisqu'on obtient directement une relation contrainte-ouverture de fissure ( $\sigma-w$ ). Toutefois, il est particulièrement compliqué à bien réaliser. Le montage est complexe et la stabilité de l'essai ainsi que de bonnes conditions d'ancrages sont difficiles à obtenir (Gopalaratnam et Gettu [1995]). Une légère rotation de l'élément entraîne une distribution non linéaire des contraintes et fausse les résultats. Ces raisons font en sorte que ce type d'essai est relativement peu utilisé.

Dans la seconde catégorie, une charge ponctuelle est appliquée au centre d'une dalle dont la flèche au centre est mesurée par un *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*). Par exemple, le spécimen de l'essai ASTM C1550 est circulaire, appuyé en trois points et ses dimensions sont de 800 mm de diamètre et de 75 mm d'épaisseur. Puisque le volume de béton fissuré est grand, cet essai donne une faible variabilité des résultats (Lambrechts [2008]). Le spécimen est toutefois beaucoup plus difficile à manipuler que ceux des autres types d'essais. De plus, les appuis entraînent un effet de frottement non négligeable qui altère les résultats (de Montaignac de Chauvance [2011]).

La dernière catégorie regroupe un grand nombre d'essais normalisés. Ils sont simples à réaliser et la plupart des laboratoires possèdent l'équipement nécessaire à leur réalisation. Les plus connus sont les suivants :

- *ASTM C1609*. Il s'agit d'un essai de flexion en quatre points sur une poutre de dimensions 100 x 100 x 350 mm testée sur une portée de 300 mm ou encore 150 x 150 x 500 mm sur une portée de 450 mm. On mesure le déplacement au centre avec la moyenne de deux LVDT placés de part et d'autre de la poutre. La fissure doit se produire entre les deux charges (tiers central) pour que l'essai soit valide. Les résultats de Wille et Parra-Montesinos [2012] montrent une très mince augmentation de résistance en passant d'une hauteur de 100 à 150 mm. Cet essai trouve son équivalent dans plusieurs pays, dont le Japon, la Belgique, la Suisse et l'Allemagne.
- *RILEM TC 162-TDF [2002a]*. Cet essai est caractérisé par une poutre entaillée chargée en trois points dont les dimensions sont de 150 x 150 x 550 mm et testée sur une portée de 500 mm. Une entaille est pratiquée à mi-portée pour forcer la position de la fissure et si désiré, on peut y mesurer l'ouverture de l'extrémité de la fissure (*Crack Mouth Opening Displacement - CMOD* ou *Crack Tip Opening Displacement - CTOD*). La flèche au centre est également mesurée. L'essai européen EN 14651 est du même type.
- *UNI 11039*. L'essai proposé par la norme italienne s'apparente beaucoup à l'essai RILEM TC 162-TDF mis à part que le chargement de la poutre entaillée se fait par deux charges ponctuelles comme dans l'essai ASTM C1609 au lieu d'une seule au centre. De plus la portée fait 450 mm.

Puisque la variabilité de ce type d'essai est plus élevée que celle qu'on obtiendrait avec une poutre de taille réelle (la variabilité diminue en augmentant l'aire de la zone en traction), Lambrechts [2008] propose d'appliquer un facteur de correction afin d'obtenir la valeur caractéristique pour le design (les Eurocodes calculent une valeur caractéristique en tenant compte de la variabilité).

L'entaille permettrait aussi de diminuer la variabilité de l'essai de flexion selon Lambrechts [2004]. Parmentier *et al.* [2008] ont toutefois obtenu des résultats contradictoires avec des variations de 17% en moyenne pour leurs poutres sans entaille et 23% en moyenne avec entaille. De plus, le plan de faiblesse créé par l'entaille n'est pas nécessairement la section la plus faible de la poutre, ce qui surestime la résistance de la poutre et biaise les résultats. Alors que Chanvillard [2000] affirme qu'il n'y a pas d'écart majeur entre les résultats, Wille et Parra-Montesinos [2012] ont noté une différence de pic de résistance variant entre 25 et

---

60% pour leurs bétons ultra-haute-performance renforcés de fibres d'acier et synthétiques testés avec les normes ASTM C1609/C1609M-10 et RILEM TC 162-TDF. De plus, selon cette étude, la friction amenée par certains types d'appuis semble aussi surestimer la résistance. Toutefois, ces effets ont possiblement été amplifiés vu la très grande résistance de leurs bétons ( $f'_c = 200$  MPa).

D'autre part, en plus de l'effet d'échelle entre les échantillons et l'élément de taille réelle, les petites dimensions des échantillons et le fait de les couler avec des moules peuvent mener à une orientation préférentielle des fibres par un effet de bord (de l'anglais *wall effect*). La résistance du BRF peut donc être surestimée, cet effet étant de moins en moins présent en augmentant la taille d'un élément (de Montaignac de Chauvance [2011]). L'idéal serait de carotter les échantillons à partir d'un élément de taille équivalente et mis en oeuvre de même manière que celui qu'on veut dimensionner.

Enfin, en mesurant le déplacement dans les essais de flexion sur dalle ou sur poutre, on ne peut obtenir directement la loi  $\sigma-w$  du BRF. Il est alors possible de procéder par calcul inverse à partir de la courbe contrainte-déplacement au centre ( $\sigma-\delta$ ). Zhang et Stang [1998] ont entre autres proposé un modèle analytique pour les poutres. La courbe  $\sigma-w$  peut aussi être divisée par une longueur de référence pour obtenir une courbe contrainte-déformation ( $\sigma-\epsilon$ ). Cette longueur ne fait pas consensus et plusieurs valeurs sont suggérées dans la littérature (de Montaignac de Chauvance [2011]).

Dans le cadre de son doctorat, de Montaignac de Chauvance [2011] a utilisé un essai de traction uniaxiale, de flexion sur dalle et de flexion sur poutre entaillée afin de comparer les méthodes et déterminer la résistance post-fissuration en traction de ses BRF. Les résultats des essais de traction et des deux méthodes d'essais de flexion, une fois transformés par analyse inverse, étaient particulièrement comparables considérant la non-homogénéité du BRF, la nature différente des tests, l'orientation préférentielle des fibres et la procédure analytique (calcul inverse). Par une analyse multicritères des trois méthodes de caractérisation, de Montaignac de Chauvance [2011] en est aussi venu à la conclusion que l'essai de flexion sur poutre entaillée s'avère une solution intéressante pour tous les cadres d'activités analysés, c'est-à-dire le contrôle du matériau, le dimensionnement et la recherche.

---

## 2.3 Résistance en cisaillement des poutres en BRF

### 2.3.1 Sommaire des recherches

Les articles répertoriant les essais effectués sur les poutres en BRF avec ou sans armature de cisaillement sont nombreux dans la littérature. La très grande majorité des fibres utilisées sont des fibres d'acier de dimensions et propriétés diverses. Néanmoins, quelques chercheurs ont utilisé des fibres synthétiques. Un récapitulatif des principaux essais réalisés sur des poutres en béton renforcé de fibres sans armature de cisaillement est présenté au tableau 2.1. Les études présentées au tableau 2.2 comportent quant à elles certaines poutres munies de fibres et d'armature de cisaillement afin d'analyser l'effet de la combinaison.

Les poutres testées sont dans la majorité des cas de forme rectangulaire et soumises à des charges ponctuelles (essais en trois ou quatre points). Les études de plusieurs chercheurs, dont Minelli [2005], ont montré que les poutres chargées ponctuellement supportent un effort tranchant plus faible qu'avec un chargement distribué.

Plusieurs paramètres ont été étudiés afin de mieux comprendre et caractériser l'apport des fibres à la résistance en cisaillement des poutres. Les principaux ont été le pourcentage volumique de fibres  $\rho_f$ , la forme des fibres, le rapport de la portée de cisaillement sur la profondeur effective  $a/d$  (voir la section A.1.1 de l'annexe A), le pourcentage volumique d'armature longitudinale  $\rho$ , la résistance en compression du béton  $f'_c$  et les dimensions de la section des poutres. Il est important de noter que parmi les études présentées aux tableaux 2.1 et 2.2, moins de 12% de l'ensemble des tests ont été pratiqués sur des poutres ayant une hauteur effective  $d$  plus grande que 400 mm.

### 2.3.2 Conclusions générales des chercheurs

Les essais présentés aux tableaux 2.1 et 2.2 ont permis aux chercheurs de faire des observations et d'en venir à certaines conclusions en faisant varier différents paramètres dans leurs études.

Certaines conclusions reviennent dans la plupart des articles. Tous affirment que les fibres augmentent la résistance en cisaillement des poutres, mais les résultats sont plutôt dispersés allant d'un gain d'à peine 10% à environ 210% par rapport à leurs homologues sans fibres. Ces résultats seraient dépendants de la méthode utilisée pour faire les tests, selon Adebar *et al.* [1997], et des paramètres suivants : le volume de fibres, la forme et le type des fibres, le rapport  $a/d$ , la quantité d'armature longitudinale, la résistance du béton et

---

Tableau 2.1 Sommaire des études concernant les poutres de BRF sans armature transversale

Auteurs	Nb de poutres	Type de poutre	$b_w \times d$ mm	$f'_c$ ou ( $f'_c$ cube) MPa	$a/d$	Fibres			
						Type	Longueur mm	$L/D$	$\rho_f$ %
Batson <i>et al.</i> [1972]	21	R	$102 \times 126$	33 → 40	4.8	AD/AO	19 / 25	-	0 → 2.66
	72	R	$102 \times 126$	33 → 40	1.2 → 5.0	AD/AO	25 / 25	100 / -	0.22 → 1.76
LaFraugh et Moustafa [1975]	3	T	$125 \times 600$	49 → 58	3.9	AD	25, 32, 64	63, -, 100	1.0
	7	R	$102 \times 175$	30 → 54	3.8	AD	19, 25, 32, 64	-, 63, -, 100	0, 1.0, 1.5
	3	R	$76 \times 175$	43 → 49	3.8	AD	19, 25, 32, 64	-, 63, -, 100	0, 1.0, 1.5
Williamson et Knab [1975]	4	R	$305 \times 457$	29, 32	4.7	A-	-	-	0, 1.5
Muhidin et Regan [1977]	25	I	$50 \times 320/330$	(24 → 76)	3.24, 4.68	AO	25, 40, 60	63, 80, 94	0 → 3.0
Roberts et Ho [1982]	9	R	$50 \times 170$	(39, 48)	0.8, 1.6, 2.4	AD	38	100	0, 0.85, 1.3
Jindal [1984]	44	R	$102 \times 127$	21	2.0 → 4.8	AD/BC	13, 25 / 3 → 28	63, 84, 100 / 10 → 100	0, 1.0
Mansur <i>et al.</i> [1986]	24	R	$150 \times 200$	20 → 33	2.0 → 4.4	AC	30	60	0 → 1.0
Kaushik <i>et al.</i> [1987]	20	R	$102 \times 131$	(21 → 28)	2.35	BC	26, 35, 44	60, 80, 100	0 → 1.5
Lim et Lee [1987]	22	R	$152 \times 221$	34	1.5, 2.5, 3.5	AC	30	60	0, 0.5, 1.0
Murty et Venkatacharyulu [1987]	11	R	$100 \times 180$	(23 → 33)	2.0, 3.0	BC	27, 54	50, 100	0 → 1.5
Narayanan et Darwish [1987]	49	R	$85 \times 130$	(36 → 75)	2.0 → 3.5	AO	30, 40	100, 133	0 → 3.0
Narayanan et Darwish [1988]	12	R	$100 \times 345$	(38 → 68)	0.46 → 0.93	AO	30	100	0 → 1.25
Ashour <i>et al.</i> [1992]	18	R	$125 \times 215$	92 → 101	1.0 → 6.0	AC	60	75	0.5, 1.0, 1.5
Li <i>et al.</i> [1992]	51	R	$64 \times 102$	18 → 26	1.0 → 3.0	PE/AC	13 / 30, 50	334 / 60, 100	0, 1.0
	9	R	$127 \times 204$	18 → 26	3.0	AC	30, 50	60, 100	0, 1.0
Swamy <i>et al.</i> [1993]	18	I	$55 \times 265$	(41 → 51)	2.0, 3.4, 4.9	AO	50	100	0, 1.0
Tan <i>et al.</i> [1993]	6	I	$60 \times 340$	33 → 36	1.5, 2.0, 2.5	AC	30	60	0 → 1.0
Adebar <i>et al.</i> [1997]	11	R	$150 \times 558$	41 → 60	2.7	AC	30, 50	60, 100	0 → 1.5
Casanova <i>et al.</i> [1997]	5	I	$150 \times 700$	37 → 42	-	AC	30, 60	60, 75	0, 1.25
	5	R	$125 \times 225$	90, 91	2.89	AC	30	60	0, -
Imam et Vandewalle [2000]	16	R	$200 \times 300$	109 → 112	1.75, 4.5	AC	60	75	0, 0.75

Suite du tableau 2.1 à la page suivante

Suite du tableau 2.1

Auteurs	Nb de poutres	Type de poutre	$b_w \times d$ mm	$f'_c$ ou ( $f'_c$ cube) MPa	$a/d$	Fibres			$\rho_f$ %
						Type	Longueur mm	L/D	
Noghabai [2000]	3	R	200 × 195	39 → 46	3.1	AC/AD	30/6	50/40	0, 1.0c
	6	R	200 × 180	81 → 91	3.3	AC/AD	30, 60/6	50, 86/40	0 → 1.0
	9	R	200 × 235	60 → 93	2.8	AC/AD/C/SD	30/6/-/25, 50	50/40/-/66, 79	0 → 1.0
	10	R	200 × 410	60 → 77	2.9	AC/AD	30, 60/6	50, 86/40	0 → 1.0
Mirsayeh et Banthia [2002]	4	R	300 × 570	60 → 77	3.0	AC/AD	30, 60/6	50, 86/40	0 → 1.0
	11	C	150 × 150*	47	ECD	AD/AO	50	50	0 → 2.0
Kwak <i>et al.</i> [2002]	3	R	125 × 212	31	2.0, 3.0, 4.0	AC	50	63	0.5
	9	R	125 × 212	63 → 69	2.0, 3.0, 4.0	AC	50	63	0, 0.5, 0.75
Barragán [2002]	3	R	200 × 260	32 → 39	3.5	AC	60	67	0, 0.5
	1	R	200 × 410	38	3.5	AC	60	67	0, 0.5
	8	R/T	200 × 460	32 → 39	3.5	AC	60	67	0, 0.5
Minelli [2005]	3	R	200 × 540	32 → 39	3.5	AC	60	67	0, 0.5
	12	R	200 × 435	25 → 39	2.5, CUD	AC/AD	50, 30/12	50/67	0, 0.38, 0.57c
Alkoubat <i>et al.</i> [2007]	3	R	200 × 435	58 → 61	2.5	AC	30	48, 79	0, 0.64
	6	R	280 × 400	43, 44	3.5	SD	40	90	0, 0.5, 0.75
Minelli <i>et al.</i> [2007]	5	R	200 × 455	26	2.5	AC	50	50	0, 0.25
	6	R	200 × 910	26, 55	2.5	AC	50	50	0, 0.25
Greenough et Nehdi [2008]	13	R	200 × 265	38 → 45†	3.0	PPD/AD/AC	50/30, 50/50	63/43, 50/50	0 → 1.0
Alkoubat <i>et al.</i> [2009]	13	R	280 × 400	41, 42	2.3, 3.5	SD	40	90	0 → 0.75
	14	R	230 × 330	36 → 42	2.3, 3.5	SD	40	90	0 → 1.0
Dinh <i>et al.</i> [2010]	16	R	152 × 381	31 → 49	3.5	AC	30, 60, 30	55, 80, 80	0 → 1.5
	12	R	205 × 610	29 → 51	3.5	AC	30, 60	55, 80	0, 0.75, 1.5
Minelli <i>et al.</i> [2011]	3	R	250 × 440	32 → 39	3.0	AC	50	63	0, 0.64, 1.0
	3	R	250 × 940	32 → 39	3.0	AC	50	63	0, 0.64, 1.0
	3	R	250 × 1440	32 → 39	3.0	AC	50	63	0, 0.64, 1.0
Cuenca <i>et al.</i> [2012]	22	I	90 × 308	34 → 96†	2.9	AC	45, 65, 80	30, 40, 50	0, 0.64
Parmentier <i>et al.</i> [2012]	24	R	200 × 260	(51 → 55)	0.5, 1.5, 2.5	AB/AO/SM	54/50/50	54/50/-	0, 0.26, 0.51
	4	R	200 × 260	(51)	1.5, 2.5	AB/AO	54/50	54/50	0.51c

Notes  
 \*  $b_w \times h$   
 † Béton auto-plaçant  
 - = information non fournie par les auteurs, c = combinaison des deux types de fibres, ECD = essai de cisaillement direct, CUD = charge uniformément distribuée  
 Types de poutre : R = rectangulaire, C = carrée, T = poutre en T, I = poutre en I  
 Types de fibres : AO = acier ondulé, AC = acier croché, AD = acier droite, AB = acier bouts coniques, BC = broche coupée, PPD = polypropylène droite, PPM = polypropylène multifilaments, PE = polyéthylène, SM = synthétique multifilaments, SD = synthétique droite, C = carbone droite

Tableau 2.2 Sommaire des études comportant une analyse des poutres de BRF avec armature transversale

Auteurs	Nb de poutres	Type de poutre	$b_w \times d$ mm	$f'_c$ ou ( $f'_c$ cube) MPa	$a/d$	Fibres			
						Type	Longueur mm	$L/D$	$\rho_f$ %
Swamy et Bahia [1985]	2	R	175 × 210	(44, 54)	4.5	AO	50	100	0, 0.8
	9	T	175 × 210	(44 → 52)	4.5	AO	50	100	0 → 1.2
Sharma [1986]	7	R	150 × 276	42 → 49	1.8	AC	50	83	0, 1.0
EI-Niema [1991]	10	R	100 × 175	23 → 30	3.86	AO	-	64 → 128	0 → 1.0
Mansur et Ong [1991]	10	R	90 × 458	30 → 36	0.32 → 1.87	AD	30	60	0 → 1.5
Fang et Wu [1994]	3	R	140 × 500	27 → 32	1.0	AC	-	60	0.5, 1.0, 1.5
	23	R	140 × 500	61 → 80	0.5, 1.0, 1.5	AC	-	60, 75	0 → 1.5
Imam <i>et al.</i> [1994]	16	R	200 × 300	109 → 112	1.75 → 4.5	AC	60	75	0, 0.75
Shim <i>et al.</i> [1994]	22	R	100 × 175	80	2.0 → 6.0	AD	40	100	0, 0.5, 1.0
Furlan-Jr et Hanai [1997]	14	C	100 × 85	44 → 55	3.5	PPM/AO	42 /25, 38	840 /-	0 → 2.0
Oh <i>et al.</i> [1999]	9	R	100 × 150	34 → 42	2.67	AD	42	60	0 → 2.0
Calixto <i>et al.</i> [2002]	12	I	80 × 320	47 → 54	3.75	AC/AD	30 /25	60 /-	0, 0.8
Cho et Kim [2003]	5	R	120 × 168	24 → 34	1.43	AC	36	60	0 → 2.0
	25	R	120 × 168	54 → 90	1.43	AC	36	60	0 → 2.0
Dupont et Vandewalle [2003]	34	R	200 × 260	27 → 50	1.5 → 4.0	AC	50, 60	45, 80, 65	0 → 0.75
	9	R	200 × 305	29 → 36	2.5	AC	35, 50, 60	65, 80	0 → 0.89
Cuechiera <i>et al.</i> [2004]	16	R	150 × 219	41 → 43	2.0, 2.8	AC	30	60	0 → 2.0
Huang <i>et al.</i> [2005]	22	R	150 × 255	(52 → 85)	1.0, 2.0, 3.0	AD/AC	30 → 32	34 → 55	0 → 1.5
	22	R	150 × 310	(52 → 84)	CUD	AD/AC	30 → 32	34 → 55	0 → 1.5
Majdzadeh <i>et al.</i> [2006]	14	C	150 × 120	38 → 46	3.0	AC/SM/SD	60 /54 /50	80 /360 /85	0 → 1.5
	40	C	100 × 100*	39 → 44	ECD	AC/SM/SD	60 /54 /50	80 /360 /85	0 → 1.5
Sarhat et Abdul-Ahad [2006]	12	T	160 × 254	34 → 37	3.54	AC	60	75	0 → 1.5
Walraven <i>et al.</i> [2008]	6	I	50 × 350	(137 → 148)	2.86	AD	13	81	0, 0.8, 1.6
Watanabe <i>et al.</i> [2010]	3	R	150 × 250	52 → 58	2.8	AO	30	50	0.3, 1.0
	6	R	150 × 250	80 → 86	2.8	AO	30	50	0.5, 0.8, 1.0
Nguyen-Minh et Rovnák [2011]	28	R	150 × 220	52 → 56	1.2	AC/AD	30 /6	60 /38	0 → 1.6
Aoude <i>et al.</i> [2012]	3	R	150 × 202	20 → 23	3.0	AC	30	55	0, 0.5, 1.0
	6	R	300 × 437	20 → 23	3.1	AC	30	55	0, 0.5, 1.0
Ding <i>et al.</i> [2012]	16	R	100 × 122	33 → 41†	4.0	AC	60	80	0 → 0.75
Altoubat <i>et al.</i> [2012]	16	R	230 × 330	42	2.3, 3.5	SD	40	90	0, 0.5

Notes : *Idem au tableau 2.1*

les dimensions de la section des poutres. Les premiers paramètres sont discutés dans ce qui suit alors que la taille de la section est abordée dans les prochaines sections.

### **Volume de fibres**

Tous s'entendent pour dire que le gain de résistance croît à mesure qu'on augmente le taux volumique de fibres. En effet, l'augmentation de la résistance post-fissuration du BRF permettrait d'améliorer la résistance en cisaillement de la poutre (figure 2.3a). Selon quelques auteurs, dont Majdzadeh *et al.* [2006], il semble y avoir un taux volumique de fibres optimal, situé autour de 1.0% de fibres, au-delà duquel l'ajout de fibres n'augmente pas significativement la résistance en cisaillement de la poutre. Comme l'affirme Casanova [1996], il est probable que ce seuil dépende de la qualité de la matrice de béton. De plus, tel que mentionné un peu plus tôt, plusieurs chercheurs ont souligné qu'un assez haut volume de fibres (plus de 2.0%) détériore nettement l'ouvrabilité du béton lors de la coulée.

### **Caractéristiques de la fibre et résistance du béton**

La forme, les propriétés d'ancrage dans la matrice de béton et les dimensions de la fibre sont très importantes pour son efficacité dans les poutres de BRF. Pour les fibres d'acier, la forme crochetée semble donner les meilleurs résultats selon la plupart des chercheurs. En effet, les résultats présentés par Greenough et Nehdi [2008] et Lingemann et Zilch [2008] font croire que les fibres d'acier crochetées l'emportent sur les fibres d'acier ondulées et droites. La figure 2.3d montre aussi un effet plus significatif pour les fibres crochetées. Yakoub [2011] est toutefois d'avis que les fibres ondulées donnent de meilleurs résultats si le rapport  $L/D$  est bien choisi.

L'avis général veut qu'en augmentant le ratio  $L/D$  de la fibre, la résistance à l'arrachement de la fibre augmente et par conséquent, la résistance au cisaillement augmente aussi (Narayanan et Darwish [1987]). La figure 2.3b montre d'ailleurs l'amélioration dans la résistance post-fissuration. Selon Jindal [1984], il y aurait un rapport  $L/D$  optimal. L'auteur a en effet noté de meilleurs résultats avec un ratio  $L/D$  de 75 alors que des fibres avec  $L/D$  entre 10 et 100 ont été utilisées. Certains chercheurs ont toutefois obtenu des résultats comparables en terme de résistance ultime avec des ratios  $L/D$  différents (Adebar *et al.* [1997] avec  $L/D$  de 60 et 100 ainsi que Dinh *et al.* [2010] avec  $L/D$  de 55 et 80).

Ces derniers ont néanmoins observé une plus grande ductilité dans la réponse de la poutre en utilisant des fibres plus longues. En effet, tel que montré à la figure 2.3c, une fibre plus longue possède un meilleur ancrage dans la matrice permettant de stabiliser et d'allonger le palier post-fissuration. Ceci mène à davantage de ductilité et à de plus grandes ouvertures de fissure. En revanche, puisque les fibres courtes (ou de  $L/D$  bas) sont en plus grand

---

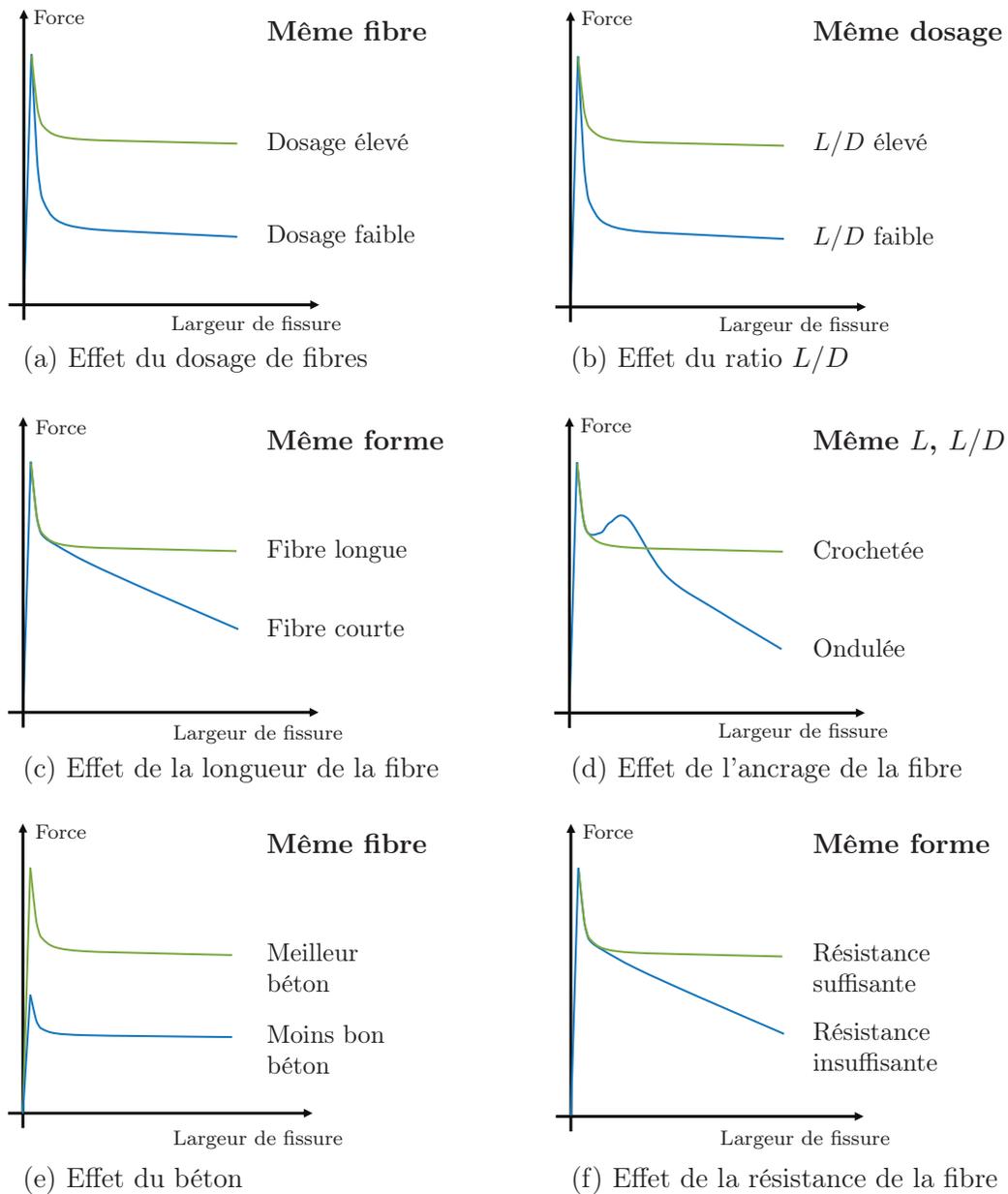


Figure 2.3 Effets du dosage de fibres, de leurs caractéristiques et de celle du béton sur la résistance en traction du BRF, adapté de Bekaert - Dramix [2011]

nombre pour un même volume, on obtient de plus faibles ouvertures de fissure et des résultats moins dispersés (Casanova [1996]). Minelli [2005] a obtenu une réponse plus stable et une plus grande résistance pour ses poutres renforcées de fibres plus longues. Elles sont toutefois deux fois plus chères que ses fibres courtes et il y a perte d'ouvrabilité. Leur utilisation n'est donc pas vraiment justifiée pour la pratique.

Dans le nombre plus restreint d'études incluant des fibres synthétiques, les résultats présentés par Li *et al.* [1992] et Greenough et Nehdi [2008] donnent l'avantage aux fibres

métalliques sur les fibres synthétiques avec une différence variant entre 15% et 76% sur le gain en résistance. Selon Noghabai [2000], la rigidité des poutres de béton renforcé de fibres d'acier est supérieure à celle des poutres de béton renforcé de fibres synthétiques. Altoubat *et al.* [2009] affirment que la quantité limitée d'études concernant les fibres synthétiques vient peut-être du faible gain dans la rigidité des poutres avec fibres synthétiques de bas module d'élasticité. C'est pourquoi ceux-ci préconisent les fibres de plus haut module.

La liaison entre la fibre et la matrice de béton est primordiale. Tel que mentionné, pour un béton de résistance standard, cette liaison dictera la résistance de la poutre. Outre le type de fibre utilisé, la résistance du béton joue un rôle important dans l'adhérence à l'interface fibre/béton. La figure 2.3e présente d'ailleurs l'effet de la qualité du béton sur la résistance post-fissuration du BRF. Si la résistance en traction de la fibre est insuffisante comparativement à la résistance du béton, la résistance de la poutre ne sera plus contrôlée par l'arrachement des fibres, mais plutôt par la rupture de celles-ci (figure 2.3f). Ceci diminue grandement la ductilité du mode de rupture et est donc à éviter.

### Rapport $a/d$

En 1972 est paru l'un des premiers articles traitant d'une étude sur la résistance en cisaillement des poutres renforcées de fibres, soit l'article de Batson *et al.* [1972]. Les auteurs en sont entre autres venus à la conclusion que pour un rapport  $a/d$  plus petit qu'environ 3, l'apport des fibres est plus marqué. Plusieurs auteurs, dont Jindal [1984], Mansur *et al.* [1986], Ashour *et al.* [1992] et Kwak *et al.* [2002], vont également en ce sens. La figure 2.4 présente d'ailleurs les résultats de Ashour *et al.* [1992]. Cependant, les chercheurs ne sont pas tous du même avis sur ce point. En effet, quelques auteurs affirment que les fibres aident davantage l'action de poutre que l'action de cintrage (se référer à l'annexe A pour davantage de détails sur ces mécanismes de résistance). C'est le cas entre autres de Li *et al.* [1992]. Ce désaccord vient peut-être en partie du fait que pour les poutres élancées de leurs essais, la pleine résistance en cisaillement n'a probablement pas été atteinte dû à la plus faible résistance en flexion. Néanmoins, un plus grand nombre de chercheurs ont observé un gain plus grand en cisaillement pour des poutres plus profondes.

### Taux d'armature longitudinale

Il a été montré que la quantité d'armature longitudinale dans une poutre de béton conventionnel avait un impact sur l'efficacité des mécanismes de transfert du cisaillement (ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion [1998]). Comme le montre certaines études, dont celle de Narayanan et Darwish [1987] abondamment citée dans la littérature, le béton renforcé de fibres ne fait pas exception à la règle. Les auteurs en sont entre autres

---

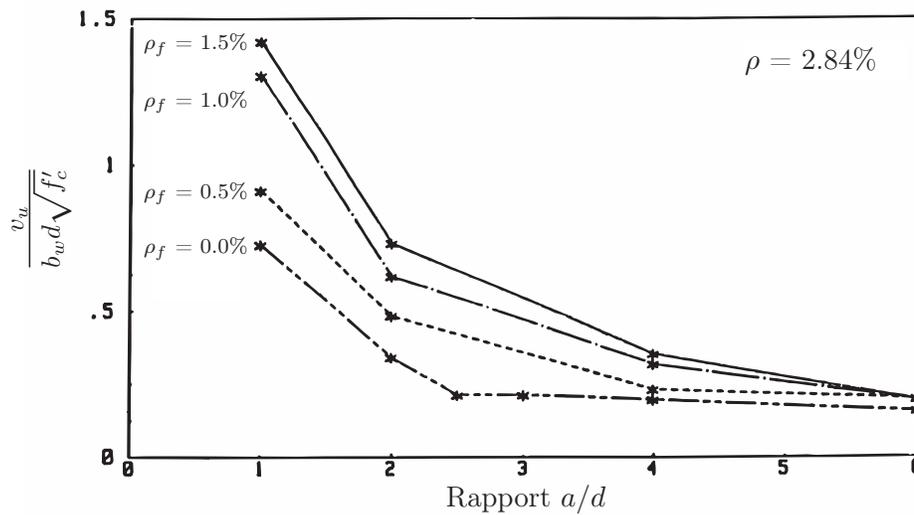


Figure 2.4 Résultats de Ashour *et al.* concernant le rapport  $a/d$ , adapté de Ashour *et al.* [1992]

venus à la conclusion que l'effet de goujon est amélioré grâce aux meilleures propriétés en traction du BRF et à une meilleure répartition des forces internes. Li *et al.* [1992] en sont aussi venus à la même conclusion.

### Combinaison de fibres et d'armature transversale

Moins d'essais ont été réalisés sur des poutres avec armature transversale et fibres utilisées conjointement, mais cette méthode semble donner les meilleurs résultats selon plusieurs chercheurs dont Sharma [1986], Cucchiara *et al.* [2004], Sarhat et Abdul-Ahad [2006] et Watanabe *et al.* [2010]. Selon les résultats de Sarhat et Abdul-Ahad [2006], la contribution des fibres à la résistance en cisaillement de la poutre ne peut pas être additionnée algébriquement à celle qu'apportent les étriers. En effet, selon ces auteurs, lorsqu'utilisés ensemble, les deux types de renfort en cisaillement sont plus efficaces que s'ils sont utilisés séparément. C'est aussi ce que soutiennent Altoubat *et al.* [2012], c'est-à-dire que les fibres permettent de confiner le béton autour des étriers produisant ainsi un effet de synergie des deux types de renfort. Selon leurs résultats sur des poutres munies de fibres synthétiques et d'étriers, la synergie semble être plus prononcée pour des poutres avec un rapport  $a/d$  plus élevé (3.5 versus 2.3 dans cette étude). Malgré tout, se plaçant du côté sécuritaire, la plupart des chercheurs proposent de considérer séparément l'apport des deux types de renfort en cisaillement.

### Observations générales sur le comportement de la poutre sous chargement

L'étude de Batson *et al.* [1972] a permis aux auteurs de remarquer que l'ajout de fibres permet d'augmenter de façon significative la ductilité du mode de rupture des poutres, permettant parfois d'obtenir des ruptures en flexion alors que toutes les poutres avaient été conçues pour se rompre en cisaillement. Cette conclusion a été corroborée par les chercheurs avec les nombreux essais réalisés par la suite. L'ajout de fibres permet donc une dissipation d'énergie marquée dans le mode de rupture. Cela peut être intéressant pour les poutres de béton haute-performance, puisque ce type de béton amène souvent des ruptures plus fragiles. Ceci explique en partie pourquoi plusieurs études, dans les années suivantes, ont porté sur des poutres de béton de plus haute résistance.

Tous s'entendent pour dire que la redistribution des efforts de tension repris par les fibres dans la poutre diminue l'espacement entre les fissures et que leur largeur est réduite. Le réseau de fissures devient donc semblable à celui d'une poutre renforcée d'étriers verticaux (Narayanan et Darwish [1987]). Plusieurs ont de plus affirmé que c'est surtout par l'effet de couture dans la phase post-fissuration que la résistance en cisaillement est améliorée (Mansur *et al.* [1986]). Cet effet de couture permet également de réduire considérablement l'éclatement du béton (Swamy *et al.* [1993]). De plus, en ayant des ouvertures de fissure réduites, un meilleur engrènement des granulats permettrait d'augmenter la résistance à l'effort tranchant (Parra-Montesinos [2006]).

Selon certains chercheurs, comme Kaushik *et al.* [1987], Calixto *et al.* [2002] de même qu'Imam et Vandewalle [2000], la charge de première fissuration de flexion n'est pas augmentée significativement. Ce serait seulement dans la phase post-fissuration que les fibres auraient un effet notable. Imam et Vandewalle [2000] soutiennent que la résistance à la première fissure est contrôlée par le béton pur (sans fibres). Il est cependant important de faire une distinction entre la charge de première fissure de flexion et la charge de première fissure diagonale de cisaillement. En effet, plusieurs, comme Narayanan et Darwish [1988] et Swamy *et al.* [1993] soutiennent que les fibres retardent l'apparition de la première fissure diagonale de cisaillement dans la poutre. Sarhat et Abdul-Ahad [2006] ont également noté une augmentation dans la charge de première fissure diagonale et affirment que les fibres semblent efficaces pour retarder la formation de fissures, ou tout de moins pour arrêter leur croissance initiale. Swamy *et al.* [1993] ont toutefois noté une certaine augmentation dans la charge de première fissure de flexion également.

De plus, à moment égal, la courbure au centre de la poutre diminue en augmentant le taux volumique de fibres. Ce point a été approuvé par de nombreux autres auteurs comme Swamy *et al.* [1993]. C'est donc dire que la rigidité de la poutre en BRF est augmentée.

---

Ceci est logique, puisque les fibres, par l'effet de couture dans les fissures, permettent des fissures moins larges et donc moins de déformation à chargement égal.

En outre, Lingemann et Zilch [2008] ont conclu que la largeur des poutres peut avoir un effet marquant sur la résistance de celles-ci dû à l'orientation aléatoire des fibres dans la matrice de béton.

Enfin, une banque de données, réalisée par Parra-Montesinos [2006], rassemble les résultats de plusieurs chercheurs pour montrer l'efficacité des fibres d'acier en tant que renfort en cisaillement. Parra-Montesinos [2006] a noté que pour un taux de fibres supérieur à 0.75%, on peut fixer une limite inférieure de résistance en cisaillement du béton renforcé de fibres d'acier (BRFA) à  $v_{brf} = 0.3\sqrt{f'_c}$ . En s'appuyant sur ces conclusions, l'ACI Committee 318 [2008] permet d'ailleurs d'utiliser un BRFA plutôt que l'armature transversale minimale en respectant les critères suivants :

- Le BRFA doit contenir un minimum de 60 kg/m<sup>3</sup> de fibres d'acier crochétées ou ondulées, soit un taux d'environ 0.75%.
- La résistance résiduelle obtenue avec l'essai ASTM C1609 à un déplacement au centre de  $l/300$  doit être d'au moins 90% de la valeur du module de rupture  $f_r$  obtenue.
- La résistance résiduelle obtenue avec l'essai ASTM C1609 à un déplacement au centre de  $l/150$  doit être d'au moins 75% de la valeur du module de rupture  $f_r$  obtenue.

### 2.3.3 Sommaire des méthodes proposées par les chercheurs pour le calcul de la résistance en cisaillement

Plusieurs chercheurs, suite aux résultats obtenus par leurs propres tests ou encore en utilisant ceux de plusieurs études, ont formulé des équations pour l'analyse et le dimensionnement des poutres en béton armé renforcé de fibres par rapport à leur résistance en cisaillement. C'est d'ailleurs le cas de Casanova, Minelli, Aoude et Dinh dont les travaux sont présentés aux sections suivantes. Le tableau 2.4, présenté à fin de la section, donne un résumé d'autres équations proposées pour le calcul de la résistance en cisaillement des poutres sans armature de cisaillement. Ce sommaire n'est pas exhaustif, mais donne les principales méthodes proposées par les chercheurs dans la littérature.

On peut séparer la manière de tenir compte de l'apport des fibres en deux écoles de pensées. En effet, on peut considérer que (1) les fibres influencent directement la résistance même du béton ou que (2) les fibres procurent une résistance en cisaillement supplémentaire à la poutre. Les méthodes de calcul suivant la première catégorie ont recours aux propriétés

---

du BRP dans leur formulation. Pour ce qui est de la seconde, on utilise généralement les propriétés des fibres.

On retrouve fréquemment le facteur de fibre  $F$  dans les équations présentées. Amené par Narayanan et Darwish [1987], ce facteur est utilisé pour quantifier la résistance post-fissuration en traction du BRFA en se servant des caractéristiques de la fibre utilisée. On multiplie son rapport  $L/D$  par le taux volumique de fibres  $\rho_f$  et par un coefficient d'adhérence au béton  $d_f$ . Il se définit donc comme suit :

$$F = (L/D)\rho_f d_f \quad (2.1)$$

où  $d_f$  peut, selon eux, prendre la valeur de 0.50 pour les fibres d'acier droites, 0.75 pour les fibres ondulées et 1.00 pour les fibres crochetées. Minelli [2005] apporte un point intéressant concernant le facteur de fibre. Ce dernier semble pratique à utiliser dans un modèle. Toutefois, il est important de souligner que des fibres identiques dans des matrices de béton différentes peuvent donner des résultats variés. De plus, des fibres de même ratio  $L/D$ , si elles sont ajoutées en quantité identique, mèneront au même facteur de fibre  $F$ . Pourtant, des fibres courtes et minces n'auront pas le même effet que des fibres longues et épaisses, les premières étant plus efficaces pour de petites ouvertures de fissure alors que les secondes résistent à l'arrachement plus longtemps.

D'autre part, la contrainte moyenne d'adhérence à l'interface béton/fibre  $\tau_f$  est un autre paramètre utilisé par certains chercheurs. Ce dernier varie beaucoup d'un chercheur à l'autre. En effet, outre les propositions de Grünwald données à la section 2.3.6, voici quelques autres valeurs utilisées : Swamy et Fattuhi [1974], Swamy et Bahia [1985] et Swamy *et al.* [1993] proposent une valeur de 5.12 MPa pour les fibres ondulées et de 4.15 MPa pour les fibres droites alors que Lim et Lee [1987] utilisent une valeur de 6.8 MPa. Khuntia *et al.* [1999] proposent une valeur calculée à partir de la résistance en compression, c'est-à-dire  $\tau_f = 0,66\sqrt{f'_c}$ . La valeur de 4.15 MPa semble cependant être celle étant la plus souvent utilisée.

Le coefficient  $\xi$  est un facteur pour tenir compte de la taille des granulats qui a été proposé par Bažant et Kim [1984] dans leur formule pour prédire la charge de cisaillement ultime pour les poutres renforcées longitudinalement. Ce facteur a pour valeur :

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{1 + d/(25a_g)}} \quad (2.2)$$

Le tableau 2.3 présente différents facteurs pour tenir compte de la géométrie de la fibre. En effet, Al-Ta'an et Al-Feel [1990] utilisent le coefficient  $K$  jouant le même rôle que  $d_f$  de Narayanan et Darwish [1987]. Quant à Yakoub [2011], l'auteur décrit une procédure afin de déterminer la valeur de son coefficient  $R_g$ . Les valeurs expérimentales obtenues pour les fibres les plus communes sont présentées au tableau 2.3.

Tableau 2.3 Facteurs tenant compte de la forme de la fibre d'acier

<i>Forme de fibre</i>	Narayanan et Darwish [1987] $d_f$	Al-Ta'an et Al-Feel [1990] $K$	Yakoub [2011] $R_g$
Droite de section ronde	0.50	1.0	0.91
Ondulée	0.75	1.3	0.83
Crochetée	1.00	1.2	1.00

On peut donc voir qu'il y a un certain désaccord entre les chercheurs quant à l'efficacité des différentes formes de fibres. Toutefois, comme on peut le voir par les diverses formules proposées dans la littérature, la plupart des auteurs penchent du côté de Narayanan et Darwish [1987] et utilisent le coefficient  $F$ . Pour la signification du reste des symboles des équations, se référer à la table des symboles au début du document.

Certains auteurs ont fait un récapitulatif des résultats d'essais, des équations proposées, ou encore des deux, pour s'en servir afin de calculer une estimation des résultats pour un nombre plus important d'essais et pour proposer une équation qui, selon eux, est plus précise. C'est le cas entre autres de Khuntia *et al.* [1999], Kwak *et al.* [2002], Yakoub [2011] et Nguyen-Minh et Rovnák [2011]. De plus, selon ces articles, la méthode de calcul proposée par Narayanan et Darwish [1987] apparaît souvent comme étant aussi une des plus précises.

Afin d'ajouter l'apport de l'armature transversale, si celle-ci est combinée aux fibres pour le renfort de la poutre en cisaillement, la plupart des auteurs proposent simplement d'ajouter le terme habituellement utilisé pour l'apport de l'armature transversale à la résistance en cisaillement.

D'autres chercheurs ont présenté des méthodes analytiques afin de déterminer la résistance des poutres en BRP. Plusieurs approches ont été proposées. Par exemple, Cho et Kim [2003] ont proposé une méthode basée sur des concepts d'analyse limite et de plasticité. Choi *et al.* [2007] ont pour leur part décomposé la résistance en cisaillement de la poutre en déterminant la contribution de la zone de compression à partir des contraintes venant du moment de flexion et la contribution de la zone de traction trouvée à partir de la résistance en traction du béton après fissuration. Mansur et Ong [1991] ont plutôt proposé un modèle

de treillis à partir des équations d'équilibre, des équations de compatibilité et des lois des matériaux. En alternative à l'équation présentée dans le tableau 2.4, Al-Ta'an et Al-Feel [1990] ont proposé un modèle théorique où l'on ajoute l'apport des fibres séparément en se basant sur le nombre de fibres traversant une fissure et la force d'arrachement des fibres. Lim et Oh [1999] ainsi que Foster [2010] ont utilisé le même principe. Tan *et al.* [1993] de même que Kim *et al.* [2012] ont quant à eux proposé d'autres méthodes itératives se basant sur la théorie du champ de compression modifiée et la force d'arrachement des fibres.

### 2.3.4 Travaux de Casanova

Casanova, sous la direction de Rossi, a consacré sa thèse de doctorat (Casanova [1996]) à l'École des Ponts et Chaussées en France aux bétons renforcés de fibres métalliques. Le but était d'utiliser le matériau au niveau structural en caractérisant tout d'abord le comportement post-fissuration du BRF à l'aide d'un essai de traction uniaxiale sur des échantillons prélevés à même un spécimen à l'échelle. Ce type d'essai a été utilisé entre autres parce qu'il permet d'obtenir directement une loi de comportement contrainte-ouverture de fissure et ainsi de donner une *carte d'identité* aux BRF pour un type de mise en oeuvre et de géométrie de l'élément. Il soutient que la contrainte résiduelle de traction après fissuration n'est pas directement proportionnelle au pourcentage de fibres, mais dépend également de la qualité de la matrice du béton.

Le programme expérimental, présenté dans sa thèse et dans un article (Casanova *et al.* [1997]), comporte des poutres en double-T de 800 mm de hauteur en béton renforcé de fibres d'acier (BRFA) et des poutres rectangulaires en béton haute-performance renforcé de fibres d'acier (BHPRFA) d'une hauteur de 150 mm (voir le tableau 2.1). On a pu constater que les diagrammes contrainte-ouverture de fissure obtenus par l'essai de traction uniaxiale pouvaient directement être comparés aux diagrammes effort-flèche obtenus lors des essais à la rupture des poutres. De plus, des comportements comparables ont été obtenus pour les poutres munies de cadres et celles faites de BRF, confirmant que les fibres ont le potentiel de remplacer l'armature transversale. Il affirme cependant que les fissures s'élargiront en augmentant la hauteur de la poutre, diminuant ainsi l'efficacité des fibres. C'est pourquoi, selon ses recommandations, les fibres devraient être utilisées comme renfort en cisaillement pour des éléments de faibles hauteurs. Il conseille d'imposer une ouverture de fissure à l'état limite ultime pour le dimensionnement dans la pratique puisqu'il peut y avoir une perte de capacité importante. En raison de l'effet d'échelle, cette ouverture de fissure devrait être fonction de la hauteur de la poutre.

Tableau 2.4 Résumé des principales équations proposées pour évaluer la résistance en cisaillement des poutres en BRF sans armature transversale

<i>Auteurs</i>	<i>Équation(s) proposée(s) (MPa)</i>	<i>Application</i>
Sharma [1986]	(1) $v_{brf} = kf_{ct} \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25}$ $k = 1$ si $f_{ct}$ est obtenu par un essai de traction direct $k = 2/3$ si $f_{ct}$ est obtenu par un essai de fendage $k = 4/9$ si $f_{ct}$ est obtenu par un essai du mode de rupture	BRFA
Mansur <i>et al.</i> [1986]	(2) $v_{brf} = 0.16\sqrt{f'_c} + 17.2\rho d \frac{V}{M} + \sigma_{60}$	BRFA
Narayanan et Darwish [1987]	(3) $v_{brf} = e \left(0.24f_{sp} + 80\rho \frac{d}{a}\right) + 0.41\tau_f F$ $e = 1$ pour $a/d > 2.8$ $e = 2.8d/a$ pour $a/d \leq 2.8$	BRFA
Al-Ta'an et Al-Feel [1990]	(4) $v_{brf} = \frac{1}{9} \left(1.6\sqrt{f'_c} + 960e\rho \frac{d}{a} + 8.5K\rho_f \frac{L}{D}\right)$ $e = 1$ pour $a/d > 2.5$ $e = 2.5d/a$ pour $a/d \leq 2.5$	BRFA
Li <i>et al.</i> [1992]	(5) $v_{brf} = 1.25 + 4.68 \left[ (f_r f_{sp})^{3/4} \left(\frac{\rho d}{a}\right)^{1/3} \frac{1}{d^{1/3}} \right]$ (6) $v_{brf} = 9.16 \left[ f_r^{2/3} \rho^{1/3} \frac{d}{a} \right]$ (5) : pour $a/d \geq 2.5$ (6) : pour $a/d < 2.5$	BRF
Ashour <i>et al.</i> [1992]	(7) $v_{brf} = \left(0.7\sqrt{f'_c} + 7F\right) \frac{d}{a} + 17.2\rho \frac{d}{a}$ (8) $v_{brf} = \left(2.11 \sqrt[3]{f'_c} + 7F\right) \left(\frac{\rho d}{a}\right)^{1/3}$ (9) $v_{brf} = \frac{2.5}{a/d} \left(2.11 \sqrt[3]{f'_c} + 7F\right) \left(\frac{\rho d}{a}\right)^{1/3} + 0.41\tau_f F \left(2.5 - \frac{a}{d}\right)$ (8) : pour $a/d > 2.5$ (9) : pour $a/d \leq 2.5$	BHPRFA
Swamy <i>et al.</i> [1993]	(10) $v_{brf} = 0.37\tau_f \rho_f \frac{L}{D} + 0.167\sqrt{f'_c}$ (11) $v_{brf} = 0.37\tau_f \rho_f \frac{L}{D} + \left(2\frac{d}{a}\right) 0.167\sqrt{f'_c}$ (10) : pour $a/d \geq 2$ (11) : pour $a/d < 2$	BRFA
Imam <i>et al.</i> [1994]	(12) $v_{brf} = 0.83\xi \sqrt[3]{\rho} \left[ f_{sp} + 740\sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}} \right]$ (13) $v_{brf} = 0.7\xi \sqrt[3]{\rho} \left[ f'_c{}^{0.44} (1 + F^{0.33}) + 870\sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}} \right]$ pour $a/d > 1$	BHPRFA
Shin <i>et al.</i> [1994]	(14) $v_{brf} = 0.19f_{sp} + 93\rho \frac{d}{a} + 0.834\tau_f F$ (15) $v_{brf} = 0.22f_{sp} + 217\rho \frac{d}{a} + 0.834\tau_f F$ (14) : pour $a/d \geq 3$ (15) : pour $a/d < 3$	BHPRFA

Suite du tableau 2.4 à la page suivante

Suite du tableau 2.4

Auteurs	Équation(s) proposée(s) (MPa)	Application
Imam <i>et al.</i> [1995]	(16) $v_{brf} = 0.6\xi \left(1 + \sqrt{5.08/a_g}\right) \sqrt[3]{\rho(1+4F)} \left[ f_c^{0.44} + 275\sqrt{\frac{\rho(1+4F)}{(a/d)^5}} \right]$	BHPRFA
Khuntia <i>et al.</i> [1999]	(17) $v_{brf} = (0.167\alpha + 0.25F)\sqrt{f'_c}$ $\alpha = 1$ pour $a/d \geq 2.5$ $\alpha = 2.5d/a < 3$ pour $a/d < 2.5$	BRFA
Kwak <i>et al.</i> [2002]	(19) $v_{brf} = 3.7e f_{sp}^{2/3} \left(\frac{d}{a}\right)^{1/3} + 0.8(0.41\tau_f F)$ $e = 1$ pour $a/d > 3.5$ $e = 3.5d/a$ pour $a/d \leq 3.5$	BRFA
Huang <i>et al.</i> [2005]	(20) $v_{brf} = \left(\frac{0.32}{(a/d) - 0.3} \sqrt{f'_c} + \frac{80\rho}{a/d}\right) \left(1 + 0.97\rho_f \frac{L}{D}\right)$ (21) $v_{brf} = \left(\frac{5.5}{2(l/d) - 3} \sqrt{f'_c} + \frac{400\rho}{(l/d) + 3}\right) \left(1 + 0.70\rho_f \frac{L}{D}\right)$ (20) : pour des charges concentrées (21) : pour un chargement uniforme	BHPRFA
Majdzadeh <i>et al.</i> [2006]	(22) $v_{brf} = 0.173 \left(3\frac{d}{a}\right)^{1/3} (100\rho f'_c)^{1/3} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) + k\tau_{ecf}$ $k = 0.216$ pour les fibres d'acier $k = 0.290$ pour les fibres synthétiques $\tau_{ecf} = \tau_{cf} - \tau_c$	BRF
Greenough et Nehdi [2008]	(23) $v_{brf} = 0.35 \left(1 + \sqrt{\frac{400}{d}}\right) f_c^{0.18} \left[\left(1 + F\right)\rho\frac{d}{a}\right]^{0.4} + 0.37\tau_f F$ pour $f'_c < 70$ MPa et $a/d > 2.5$	BRFA
Nguyen-Minh et Rovnák [2011]	(24) $v_{brf} = k_0 k_1 k_2 k_3 (10\rho)^{0.5} f'_c{}^{0.35} + 0.707\tau_f \rho^{1/6} \left(\ln\frac{d}{a} + 1\right) \sum_{i=1}^n F_i$ $k_0 = 1$ pour tests de chargement en 4 points $k_0 = l/(l-a)$ pour tests de chargement en 3 points $k_1 = (10^3/d)^{0.5}$ $k_2 = 5.4(a_g/100)^2 + 1$ $k_3 = 0.97 \ln(d/a) + 1.04$	BRFA
Yakoub [2011]	(25) $v_{brf} = \beta\sqrt{f'_c} \left(1 + 0.70\rho_f \frac{L}{D} R_g\right)$ (26) $v_{brf} = 2.5\beta\sqrt{f'_c} \left(1 + 0.70\rho_f \frac{L}{D} R_g\right) \frac{d}{a}$ (25) : pour $a/d \geq 2.5$ (26) : pour $a/d < 2.5$	BRFA
	(27) $v_{brf} = 0.83\xi \sqrt[3]{\rho} \left[\sqrt{f'_c} + 249.28\sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}}\right] + 0.162\rho_f \frac{L}{D} R_g \sqrt{f'_c}$ (28) $v_{brf} = 0.83\xi \sqrt[3]{\rho} \left[\sqrt{f'_c} + 249.28\sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}}\right] + 0.405\rho_f \frac{L}{D} R_g \frac{d}{a} \sqrt{f'_c}$ (27) : pour $a/d \geq 2.5$ (28) : pour $a/d < 2.5$	
Ding <i>et al.</i> [2012]	(29) $v_{brf} = 4\frac{d}{a} \left[\beta\sqrt{f'_c} + \frac{1}{3}\tau_f \rho_f \frac{L}{D} (1 + k_{fr})(1 + \cot\theta)\right]$ $\beta$ et $\theta$ sont calculés par la méthode générale de la CSA A23.3-04	BRFA

*Note*

BRF = Béton renforcé de fibres

BRFA = Béton renforcé de fibres d'acier

BHPRFA = Béton haute-performance renforcé de fibres d'acier

Dans le cas d'une poutre rectangulaire, une méthode est proposée pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant. Pour une poutre de BRFA sans étriers, la résistance globale est scindée en deux parties, soit une partie structurale  $V_{st}$  (due à la zone de compression, l'armature longitudinale, l'engrènement des granulats, etc.) et une partie directement liée à l'effet des fibres  $V_{fib}$ . Pour calculer l'apport des fibres, on se base sur un mécanisme de bloc tel qu'illustré à la figure 2.5 où la fissure d'effort tranchant, considérée comme étant initiée par une fissure de flexion, est supposée à  $45^\circ$  et la largeur de fissure varie d'une valeur maximale  $w_m$  à 0. L'expression suivante est proposée :

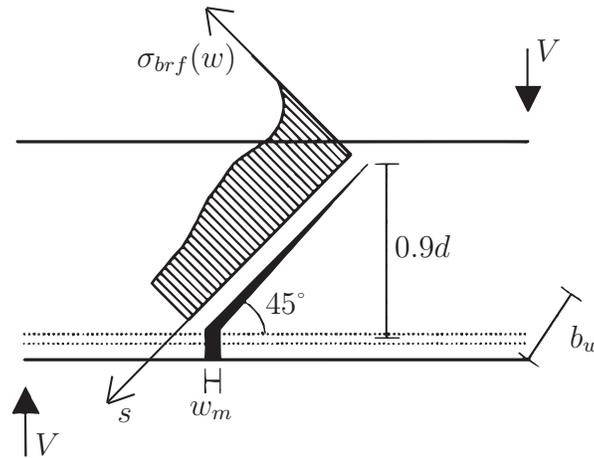


Figure 2.5 Mécanisme de bloc dans le modèle de Casanova, adapté de Casanova *et al.* [1997]

$$V_{fib} = \int_0^{0.9d\sqrt{2}} \frac{\sqrt{2}}{2} \sigma_{brf} \left( \frac{s}{0.9d\sqrt{2}} \cdot w_m \right) b_w ds = 0.9b_w d \cdot \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_{brf}(w) dw \quad (2.3)$$

$$V_{fib} = 0.9b_w d \bar{\sigma}_{brf}(w_m) \quad (2.4)$$

où  $\sigma_{brf}(w)$  est la contrainte post-fissuration résiduelle de traction du BRF pour une largeur de fissure  $w$  et  $s$  est l'abscisse inclinée. Le terme  $\bar{\sigma}_{brf}(w_m)$  est la contrainte résiduelle moyenne de traction calculée par la moyenne de la contrainte post-fissuration obtenue par l'essai de traction uniaxiale entre 0 et  $w_m$  :

$$\bar{\sigma}_{brf}(w_m) = \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_{brf}(w) dw \quad (2.5)$$

En considérant que l'espacement des fissures est de l'ordre de  $0.9d$  et que l'ouverture  $w_m$  est calculée à partir de la déformation des armatures longitudinales  $\epsilon_s$ , on propose :

$$w_m = \epsilon_s \cdot 0.9d \quad (2.6)$$

Suivant la norme française,  $\epsilon_s$  ne doit pas dépasser une valeur de 1%. Enfin, la part structurale est obtenue par une équation proposée par Kordina et Hegger [1987] donnant une valeur moyenne :

$$V_{st} = 0.85b_w h \Delta\tau k_c k_L \quad (2.7)$$

où  $h$  et  $b_w$  sont respectivement la hauteur et la largeur de la poutre,  $\Delta\tau = 0.24$  en moyenne et est un facteur correctif pour la part structurale,  $k_c = \sqrt{f'_c}$  est un facteur pour le béton et finalement  $k_L = \rho^{1/3}$  est un facteur pour l'acier longitudinal,  $\rho$  étant le taux d'armature longitudinale. Dans sa thèse (Casanova [1996]), Casanova présente aussi une méthode adaptée aux poutres en T suivant le même principe.

### 2.3.5 Travaux de Minelli

Tel qu'indiqué au tableau 2.1, les essais réalisés par Minelli, parfois en collaboration avec d'autres chercheurs comme Vecchio et Plizzari, sont nombreux. Les résultats d'une première série de poutres rectangulaires de section 200 x 480 mm sont rapportés dans sa thèse de doctorat (Minelli [2005]). Dans divers articles coécrits avec d'autres chercheurs (Minelli *et al.* [2007], Minelli et Plizzari [2008] et Minelli et Plizzari [2013]), on présente les résultats d'une seconde série de poutres rectangulaires, toujours sans armature transversale combinée aux fibres, ayant aussi une largeur de 200 mm et de deux hauteurs différentes : 500 mm et 1000 mm. Enfin, Minelli *et al.* [2011] présentent une troisième série de poutres ayant une largeur constante de 250 mm et trois hauteurs différentes, soient 500 mm, 1000 mm et 1500 mm. De telles dimensions ont été sélectionnées principalement à cause du nombre restreint de résultats pour des poutres de hauteur supérieure à 500 mm.

Dans le cadre de son doctorat à l'Université de Brescia en Italie, des modélisations par éléments finis ont été réalisées à l'aide du logiciel *VecTor2*. Ces modélisations sont basées sur la théorie du champ de compression modifiée (de l'anglais *Modified Compression Field Theory* ou MCFT) et le modèle du champ de contraintes perturbé (de l'anglais *Disturbed Stress Field Model* ou DSFM). Les lois de comportement post-fissuration en traction des BRFA ont été tirées d'une modélisation par éléments finis d'essais conformes à la norme italienne UNI 11039 sur prisme entaillé (voir la section 2.2). La loi  $\sigma$ - $w$  est divisée par une longueur de référence pour obtenir une relation  $\sigma$ - $\epsilon$  à utiliser dans *VecTor2*.

Il a par la suite pu faire une large étude paramétrique numérique pour étudier l'effet de la taille des poutres (Minelli *et al.* [2007]), du taux d'armature longitudinale, du pourcentage de fibres et du rapport  $a/d$  des poutres (Minelli [2005]). La figure 2.6 présente une partie des résultats sous forme du ratio du cisaillement maximum sur le cisaillement provoquant

une rupture en flexion en fonction de la profondeur effective. L'étude semble donc montrer que les fibres permettent de passer d'une rupture en cisaillement à une rupture en flexion, même pour de grandes tailles de poutres. On note également qu'il y a diminution de l'effet d'échelle, sans toutefois pouvoir complètement l'éliminer par la présence des fibres. Les bétons BRF1 et BRF2 contiennent respectivement 0.25% et 0.5% de fibres de résistance standard et le béton BRF3 contient 0.65% de fibres de haute résistance (BS est sans fibres). Le BRF utilisé pour les essais expérimentaux contient 0.25% de fibres standard et une résistance en compression de 25.7 MPa (deuxième série citée plus haut). La résistance en compression des bétons du modèle par éléments finis est de 22.0 MPa et 58.3 MPa pour le béton de résistance standard (BRS) et haute-performance (BHP) respectivement.

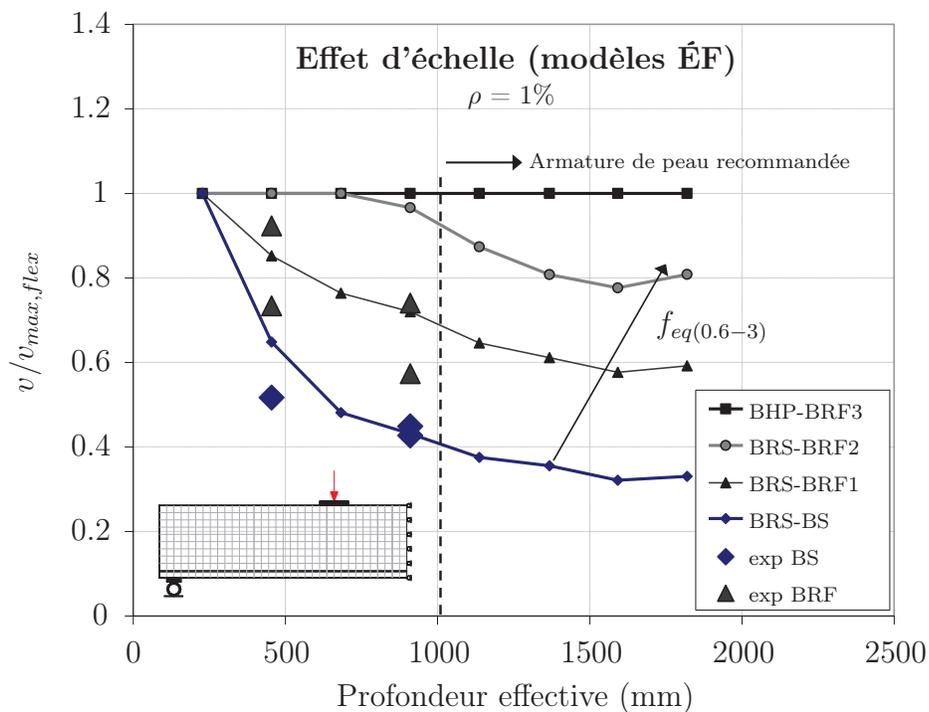


Figure 2.6 Résultat de l'étude paramétrique avec les modélisations par éléments finis de Minelli, adapté de Minelli et Plizzari [2010]

La figure 2.7 présente les résultats obtenus pour la troisième série de poutres mentionnée plus haut. Les bétons BRF50 et BRF75 contiennent respectivement 0.64% et environ 1.0% de fibres d'acier (50 et 75 kg/m<sup>3</sup>). On peut remarquer que contrairement à ce qui est attendu, les poutres les plus profondes semblent être légèrement plus résistantes que les spécimens de 1000 mm de hauteur. Les chercheurs affirment que davantage d'études sont nécessaires afin d'affirmer que les poutres de BRF ont une tendance différente des poutres de béton armé conventionnel. Un plus grand nombre de fissures dans les poutres profondes, donc une meilleure répartition des contraintes, pourrait expliquer la résistance inattendue.

L'ajout des fibres a permis une propagation stable et un développement progressif de plusieurs fissures de cisaillement, menant à un comportement plus ductile (Minelli *et al.* [2011]). Enfin, le fait d'augmenter la taille des poutres semble diminuer l'impact positif des fibres lorsqu'elles sont en plus petite quantité, alors que la diminution est moins marquée pour un plus haut taux de fibres.

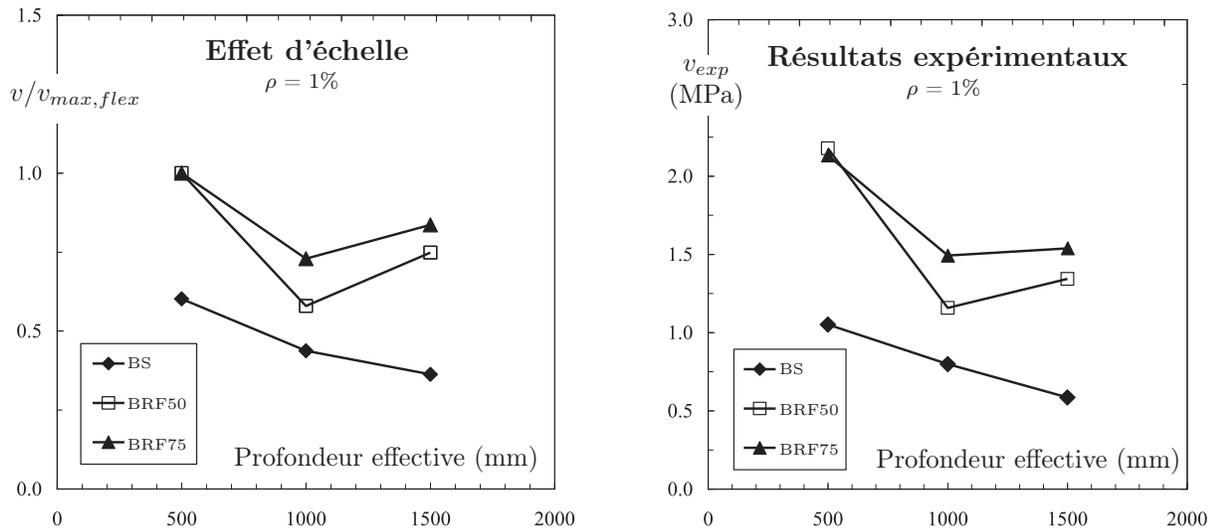


Figure 2.7 Résultats de la troisième série de poutres réalisées par Minelli, adapté de Minelli et Plizzari [2010]

Des poutres précontraintes en I et de section ouverte pour tablier de toit ont également été testées dans le cadre de ses recherches (Minelli [2005] et Minelli et Vecchio [2006]). Les résultats de ces essais ne sont cependant pas présentés ici.

### Adaptation de l'Eurocode2 pour les BRF

Un segment particulièrement important des recherches de Minelli consiste en la proposition d'une méthode de dimensionnement pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres de BRFA dont le rapport  $a/d$  est supérieur à 2.5. Cette dernière a d'ailleurs été adoptée par la norme italienne CNR-DT 204/2006 et par le *fib* Model Code 2010 (*fib* Bulletin 65 et *fib* Bulletin 66). L'équation est en fait une adaptation de l'expression de l'Eurocode2 - EN 1992-1-1 pour la résistance en cisaillement des poutres de béton armé. Le principe de base de la méthode est d'utiliser une contrainte résiduelle équivalente en flexion obtenue par un essai sur prisme comme avec l'essai UNI 11039. Un parallèle est fait entre l'incorporation de fibres et l'utilisation de barres longitudinales sur toute la profondeur d'une poutre comme dans l'étude de Kuchma *et al.* [1997]. Un facteur est donc ajouté à l'équation de l'Eurocode2 pour modifier le pourcentage d'acier longitudinal pour

ainsi obtenir l'équation suivante (Minelli et Plizzari [2008]) :

$$V_{brf} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} k \left[ 100\rho \left( 1 + 2.5 \frac{f_{eq(0.6-3)}}{f_{ct}} \right) f_{ck} \right]^{1/3} + 0.15\sigma_{CP} \right\} b_w d \quad (2.8)$$

où l'ajout par rapport à l'Eurocode2 est le facteur entre parenthèses. Les nouveaux termes se définissent comme suit :

$\gamma_c$	Coefficient de sécurité de l'Eurocode2 pour le béton
$k$	Facteur tenant compte de l'effet d'échelle égal à $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$
$f_{eq(0.6-3)}$	Contrainte résiduelle équivalente en flexion reliée à l'état limite ultime et obtenue par l'essai de la norme italienne UNI 11039 (intervalle $0.6 \leq w \leq 3.0$ mm)
$f_{ct}$	Résistance en traction du béton qui équivaut, selon l'Eurocode2, à $0.3(f_{ck})^{2/3}$
$f_{ck}$	Valeur caractéristique de la résistance en compression du cylindre de béton
$\sigma_{CP}$	Contrainte venant d'une charge axiale ou de la précontrainte

Comme on le verra un peu plus loin, la contrainte résiduelle peut également être déterminée par l'essai EN 14651, tel que prescrit par le *fib* Model Code 2010. De plus, en se basant sur le renfort minimum en cisaillement prescrit par l'Eurocode2, Minelli et Plizzari [2008] proposent, en réarrangeant l'équation, une valeur minimale pour la résistance post-fissuration équivalente du BRF :

$$f_{eq,min} \geq \frac{f_{ct}}{2.5} \left\{ \left[ \frac{0.008\sqrt{f_{ck}}}{0.18k(100\rho f_{ck})^{1/3}} + 1 \right]^3 - 1 \right\} \quad (2.9)$$

Dans le but d'avoir un outil plus simple pour le dimensionnement, les auteurs proposent de considérer  $k = 1.2$  (équivalent à un élément très profond d'une hauteur de 5000 mm) et un taux d'armature longitudinale minimum prescrit par l'Eurocode2 dans le but de maximiser la valeur de  $f_{eq(0.6-3)}$ . En tenant compte d'un coefficient de sécurité, l'expression se simplifie finalement à :

$$f_{eq,min} \geq 0.7 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{4.5} \quad (2.10)$$

### Adaptation de la théorie simplifiée du champ de compression modifié pour les BRF

Minelli et Plizzari [2010] proposent une extension de la théorie simplifiée du champ de compression modifié (SMCFT pour *Simplified Modified Compression Field Theory*, développée par Bentz *et al.* [2006]) aux BRF. Celle-ci s'applique aux BRF ayant un comportement adoucissant en traction, c'est-à-dire dont la résistance résiduelle de traction à l'ultime  $f_{Ftu}$  est inférieure à la résistance en traction  $f_{ct}$ . Comme c'est le cas dans l'autre modèle, les

auteurs sont d'avis que les fibres doivent être considérées à même la contribution du béton, ces dernières permettant d'augmenter les contraintes résiduelles de traction au droit des fissures et d'améliorer l'engrènement des granulats en réduisant la largeur des fissures.

Le modèle analytique se base sur les équations d'équilibre, les conditions géométriques et les lois de comportement des matériaux où on tient compte de l'influence des fibres. Il permet l'incorporation de la contribution des fibres par la modification des facteurs  $\beta$  et  $\theta$  de la SMCFT. Comme pour le premier modèle présenté, on utilise une contrainte résiduelle correspondant à l'état ultime. Celle-ci peut être déterminée à partir de l'essai EN 14651. Un processus itératif en huit étapes est proposé par Minelli et Plizzari [2010] afin d'obtenir l'estimation de la résistance en cisaillement.

Bien qu'il propose une approche rationnelle très intéressante et prometteuse, ce modèle n'a pas à ce jour été confronté à des résultats expérimentaux. Ceci fait toutefois partie des projets futurs des auteurs. Vu les nombreux détails du modèle, ce dernier n'est pas présenté dans ce document. Se référer au texte de Minelli et Plizzari [2010] pour plus d'information.

### 2.3.6 Travaux d'Aoude

Une partie du projet de doctorat d'Aoude (Aoude [2007]) et de ses recherches ultérieures à l'Université McGill concerne l'effet des fibres d'acier sur la résistance en cisaillement des poutres en béton armé. Un total de neuf spécimens de deux tailles différentes étaient à l'étude. Ces poutres ont la particularité d'être identiques, en terme de géométries, de renforts d'armatures et de fibre utilisée (*Dramix ZP305*), aux spécimens testés par deux étudiants de l'Université de Sherbrooke, c'est-à-dire Nguyen [2006] et Tran [2009] (voir le chapitre 3 qui décrit les programmes expérimentaux). La figure 2.8 et le tableau 2.5 présentent les caractéristiques et résultats des poutres de l'étude. Les contraintes de plastification de l'armature transversale et des armatures longitudinales en haut et en bas de la poutre sont respectivement de 480, 436 et 429 MPa. La figure 2.9 présente les résultats d'essais ASTM C1609 sur prismes de 100 x 100 x 400 mm (voir la section 2.2).

Le tableau 2.5 montre qu'un taux de fibre de 1.0% a permis passer à une rupture en flexion dans la série A, mais pas dans la série B. Selon Aoude *et al.* [2012], il est possible d'expliquer cette différence, du moins en partie, par le ratio de la résistance en cisaillement correspondant à une rupture de flexion sur celle correspondant à une rupture en cisaillement d'une poutre sans fibres ( $V_{flex}/V_{0\%}$ ). Ce ratio vaudrait 1.5 dans le cas de la série A et 2.1 pour la série B, rendant la rupture en flexion plus difficile à atteindre. Pour ce qui est

---

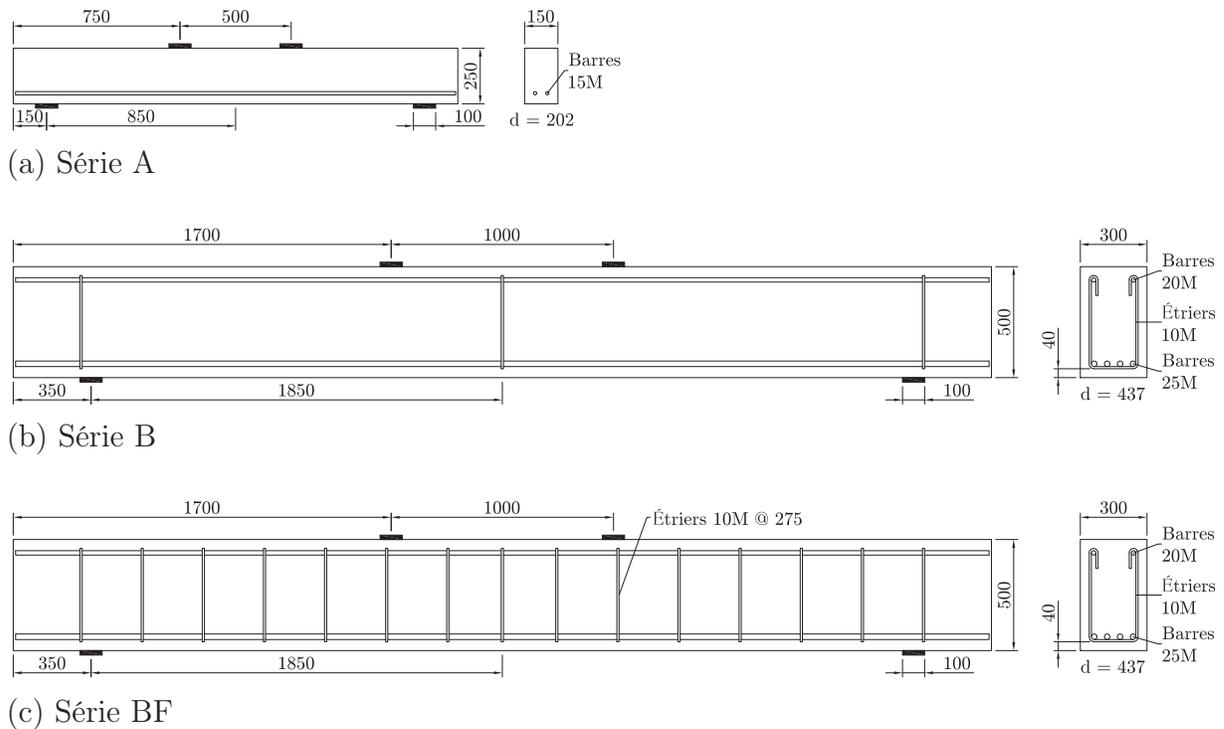


Figure 2.8 Dimensions et armatures des poutres d'Aoude, adapté de Aoude *et al.* [2012] (dimensions en mm)

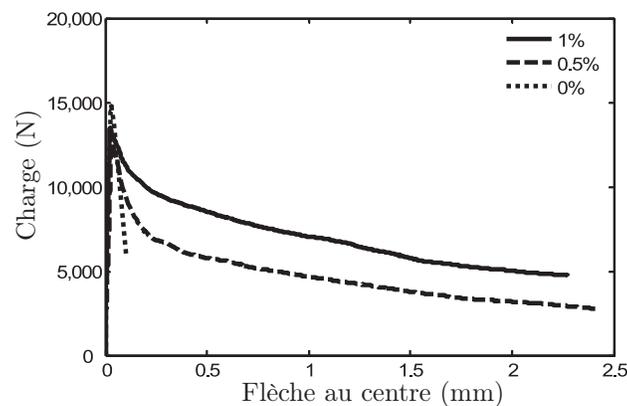


Figure 2.9 Résultats des essais ASTM C1609 d'Aoude, adapté de Aoude *et al.* [2012]

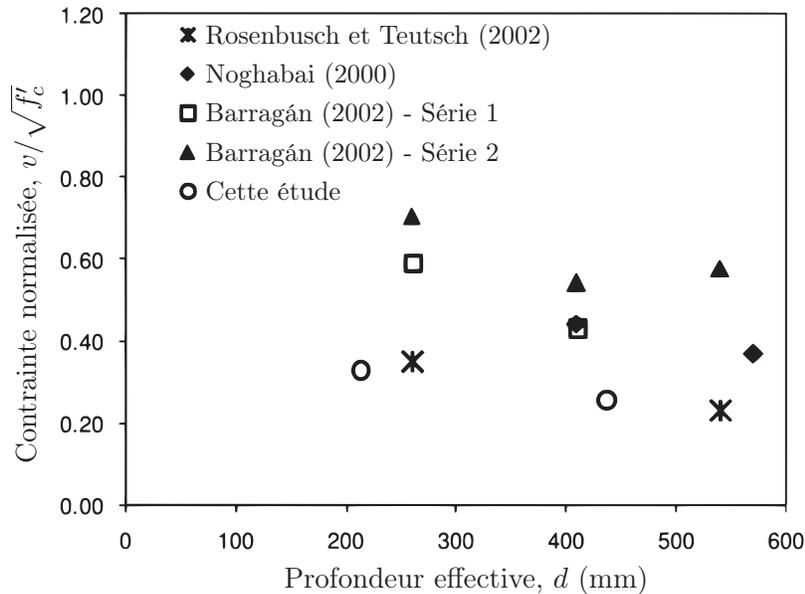
de la série BF, les trois poutres ont eu une rupture en flexion. Les fibres n'ont pas permis d'augmenter la résistance en flexion, ce qui est cohérent avec ce qui a été mentionné en début de chapitre, c'est-à-dire que les fibres n'auraient que très peu d'effet en flexion. Elles ont néanmoins apporté de la ductilité dans la phase suivant la charge maximale.

Aoude *et al.* [2012] ont également jumelé les résultats de cette étude à ceux de certains autres chercheurs pris dans la littérature, soient Rosenbusch et Teutsch [2002], Noghabai [2000] et Barragán [2002]. L'étude complète de Rosenbusch et Teutsch [2002] est en fait

Tableau 2.5 Caractéristiques des poutres et résultats d'Aoude, adapté de Aoude *et al.* [2012]

Section mm	Spécimen	$\rho_f$ %	$f'_c$ MPa	$f_r$ MPa	$V_r$ kN	Rupture
150 × 250	A0%	0.0	23.3	4.3	36.5	Cisaillement
	A0.5%	0.5	21.3	3.6	47.5	Cisaillement
	A1%	1.0	19.6	4.1	56.5	Flexion
300 × 500	B0%	0.0	23.3	4.3	125.1	Cisaillement
	B0.5%	0.5	21.3	3.6	154.3	Cisaillement
	B1%	1.0	19.6	4.1	198.0	Cisaillement
300 × 500	BF0%	0.0	23.3	4.3	245.0	Flexion
	BF0.5%	0.5	21.3	3.6	244.0	Flexion
	BF1%	1.0	19.6	4.1	244.3	Flexion

une analyse des essais de Barragán [2002] et d'une partie de ceux de Dupont et Vandewalle [2003]. La figure 2.10 présente un graphique de comparaison des résultats pour des poutres avec 0.5% de fibres montrant une légère perte de capacité en augmentant la profondeur effective. Les auteurs indiquent qu'il est nécessaire de produire davantage d'essais expérimentaux pour analyser l'effet d'échelle des poutres de grande taille.

Figure 2.10 Étude d'Aoude sur l'effet de la taille du spécimen, adapté de Aoude *et al.* [2012]

Un modèle analytique pour prédire la résistance en cisaillement des poutres en BRFA est aussi proposé par Aoude *et al.* [2012]. L'apport des fibres y est considéré de façon distincte de la résistance apportée par le béton ( $V_{brf} = V_c + V_s + V_{fib}$ ). Les contributions des étriers

et du béton sont calculées conformément à la norme CSA A23.3-04 en utilisant la méthode générale (voir l'annexe B). En se basant sur la résistance à l'arrachement d'une fibre  $F_p$  au droit d'un plan de fissuration tel qu'illustré à la figure 2.11, l'expression suivante est proposée pour l'apport des fibres :

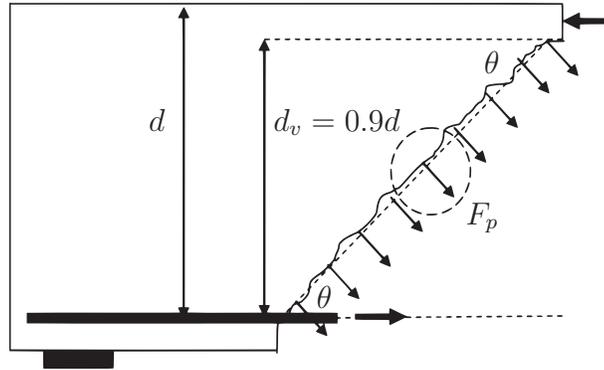


Figure 2.11 Contribution des fibres dans le modèle d'Aoude, adapté de Aoude *et al.* [2012]

$$V_{fib} = (N_{fib} \cdot 0.83F_p)b_w d_v \cot \theta \quad (2.11)$$

Le nombre effectif de fibres par unité d'aire  $N_{fib}$  vaut :

$$N_{fib} = \frac{\rho_f}{A_f} \eta_l \alpha \quad (2.12)$$

où  $A_f$  est la section de la fibre et  $\rho_f$  est le taux volumique de fibres. Le facteur d'orientation des fibres  $\alpha$  est pris égal à  $3/8$  et le facteur de longueur  $\eta_l$  est pris égal à  $0.5$  en considérant une longueur d'ancrage de la fibre de  $L/4$ . Enfin, puisque le modèle cible les bétons avec fibres d'acier crochetées, la résistance à l'arrachement  $F_p$  d'une fibre est calculée ainsi :

$$F_p = \tau_f \pi D \left( \frac{L_{droite}}{2} \right) + \Delta P' \quad (2.13)$$

où  $D$  et  $L_{droite}$  sont le diamètre et la longueur de la partie droite de la fibre. Pour ce qui est de la contrainte moyenne d'adhérence à l'interface béton/fibre  $\tau_f$ , on conseille d'utiliser les valeurs proposées par Grünwald [2004] : entre 2.0 et 3.0 MPa pour un béton avec  $f'_c \leq 50$  MPa, entre 3.5 et 4.5 MPa pour  $50 \leq f'_c \leq 70$  MPa et entre 5.0 et 6.0 MPa pour  $f'_c \geq 70$  MPa. Pour tenir compte de la contribution des crochets de la fibre  $\Delta P'$ , on propose de l'estimer par une équation suggérée par Alwan *et al.* [1999] :

$$\Delta P' = \frac{3.05}{\cos(45^\circ \cdot \pi/180^\circ)} \left[ f_{fy} \frac{\pi(D/2)^2}{6} \right] \quad (2.14)$$

où  $f_{fy}$  est la résistance à la plastification de la fibre. Puisque l'équation 2.13 est valide pour une traction pure sur la fibre, un facteur de 0.83 trouvé par régression linéaire à partir des résultats de cette étude est utilisé dans l'équation 2.11 afin de tenir compte du fait que la fibre sera sous l'effet combiné de la traction et du cisaillement. Le modèle donne toutefois de meilleures prédictions pour les poutres de la série A que la série B. Les auteurs avancent que cela vient peut-être d'un certain effet d'échelle.

### 2.3.7 Travaux de Dinh

Tel qu'indiqué au tableau 2.1, le programme expérimental du doctorat de Dinh se compose de deux séries de poutres ( $d = 381$  et  $610$  mm) pour un total de 28 poutres (Dinh [2009]). Dans la majorité des cas, des paires de poutres identiques étaient testées dans le but d'observer la variabilité dans les résultats. La variation entre les résistances des poutres d'une même paire était de moins de 5% sauf dans certains cas où des problèmes liés à la consolidation du béton sont survenus. Trois fibres d'acier crochétées ont été utilisées dont la fibre *Dramix ZP305* aussi employée dans le présent projet. Afin de caractériser le comportement post-fissuration de chaque BRF, des essais ASTM C1609 sur prismes de  $150 \times 150 \times 500$  mm (voir la section 2.2) ont été réalisés à 28 jours.

Selon les résultats de son programme expérimental, l'augmentation de la profondeur des spécimens n'a eu qu'un effet négligeable sur la résistance en cisaillement des poutres. En effet, en passant d'une hauteur de 455 à 685 mm, une diminution de seulement 7% en moyenne a été notée pour les poutres incorporant 0.75% de fibres *Dramix ZP305* avec un taux d'armature longitudinale  $\rho$  de 2.0%. En outre, selon Dinh [2009], les résultats montrent que les fibres d'acier utilisées dans cette recherche, en volume égal ou supérieur à 0.75%, permettent de remplacer l'armature transversale minimum prescrite par l'ACI Committee 318 [2008] en terme de résistance et de ductilité, et ce pour des profondeurs de poutre allant jusqu'à 685 mm.

Par la suite, Dinh *et al.* [2011] proposent un modèle pour la résistance en cisaillement des poutres de BRFA sans étriers (fibres d'acier crochétées). Le modèle devrait cependant être valide pour tout type de fibres. Tel que le montre la figure 2.12, une fissure idéalisée MNP est considérée. Juste avant la rupture, une largeur de fissure  $w$  est supposée au niveau de l'armature longitudinale et la distribution des déformations est telle qu'illustrée à la figure 2.12a. Les auteurs sont d'avis que l'augmentation de l'ouverture de fissure à l'ultime diminuera considérablement l'engrènement des granulats et décident de ne pas tenir compte de son apport à la résistance ultime à l'effort tranchant. De plus, l'effet de goujon étant difficile à évaluer et jugé mineur, ce dernier est également ignoré. La résistance

globale est donc réduite à l'addition de la contribution de la zone en compression en haut de la poutre  $V_{cc}$  et la composante verticale amenée par les fibres  $V_{fib}$  (figure 2.12b).

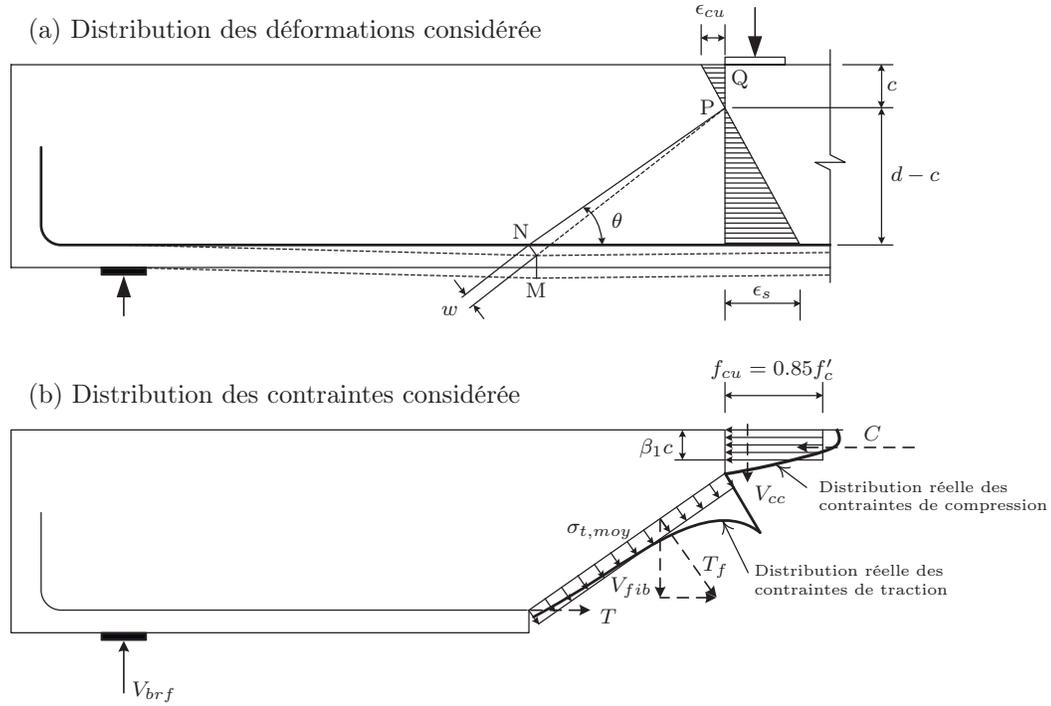


Figure 2.12 Mode de rupture considéré dans le modèle de Dinh, adapté de Dinh *et al.* [2011]

Tout d'abord, pour ce qui est de  $V_{cc}$ , puisque les fibres n'ont pas d'effet significatif sur la résistance en compression, les auteurs décident de se baser sur un critère de rupture proposé par Bresler et Pister [1958] pour un béton soumis simultanément à la compression et au cisaillement. En considérant un bloc de contrainte équivalent dans la zone en compression et que la poutre est sous-armée, l'équilibre des forces permet d'écrire après quelques simplifications (Dinh *et al.* [2011]) :

$$V_{cc} = 0.11 f'_c \beta_1 c b_w = 0.11 \frac{T_s}{0.85} = 0.13 A_s f_y \quad (2.15)$$

où  $\beta_1 c$  est la hauteur du bloc équivalent,  $T_s$  est la force de traction dans les barres longitudinales et  $A_s$  et  $f_y$  sont respectivement l'aire et la résistance élastique de ces barres. Pour ce qui est de la part des fibres amenée par la force  $T_f$  (figure 2.12c), on propose l'expression suivante :

$$V_{fib} = T_f \cos \theta = \left[ \sigma_{t,moy} b_w \left( \frac{d-c}{\sin \theta} \right) \right] \cos \theta = \sigma_{t,moy} b_w (d-c) \cot \theta \quad (2.16)$$

Ayant obtenu un angle de fissure entre  $33^\circ$  et  $43^\circ$ , Dinh *et al.* [2011] conseillent d'utiliser un angle de  $45^\circ$ . La contrainte résiduelle moyenne de traction  $\sigma_{t,moy}$  est déterminée par l'essai ASTM C1609. Ils ont constaté que l'ouverture de fissure  $w$  juste avant la rupture en cisaillement des spécimens de l'étude était de l'ordre de 5% de longueur de la fibre  $L$ . Dinh *et al.* [2011] présentent donc une démarche pour d'abord déduire le déplacement au centre  $\delta$  d'un prisme (dans l'essai ASTM C1609) correspondant à cette ouverture de fissure. On trouve ensuite une contrainte résiduelle moyenne  $y$  étant associée. Cette démarche ne s'applique qu'aux prismes présentant une seule fissure. En utilisant la longueur la plus courte entre un appui et l'emplacement de la fissure, soit  $\beta l$  (figure 2.13a), on exprime l'angle de rotation  $\theta$  en fonction de la flèche au centre. On peut donc estimer  $w$  ainsi :

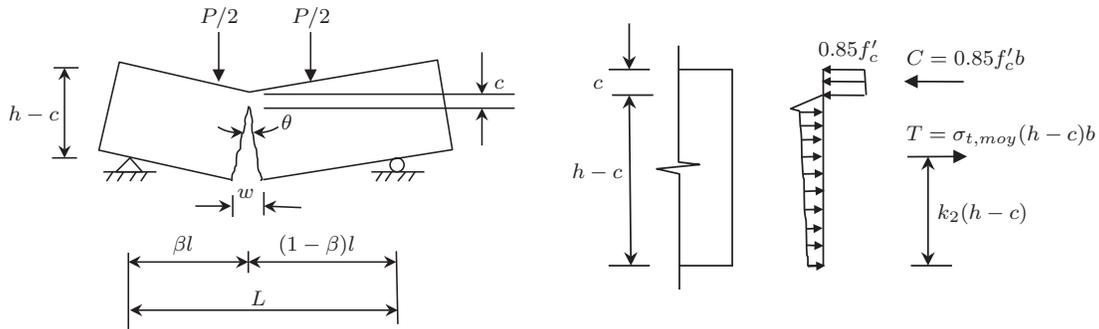


Figure 2.13 Contrainte résiduelle moyenne à partir de l'essai ASTM C1609 pour le modèle de Dinh, adapté de Dinh *et al.* [2011]

$$w = \theta(h - c) = \frac{2\delta}{\beta l}(h - c) \quad (2.17)$$

ou, pour trouver un déplacement au centre pour une ouverture donnée, on obtient :

$$\delta = \frac{w\beta l}{2(h - c)} \quad (2.18)$$

On considère ensuite le cas le plus critique, c'est-à-dire que  $\beta = 0.5$ , et on suppose que  $c$  est de l'ordre de  $0.1h$  (observé lors des essais). En prenant  $w$  égal à 5% de la longueur de la fibre et en sachant que la portée  $l$  vaut  $3h$  dans l'essai ASTM C1609, on obtient :

$$\delta = \frac{Ll}{80(h - c)} = \frac{L(3h)}{80(h - c)} = \frac{L}{24} \quad (2.19)$$

Pour trouver la contrainte résiduelle moyenne correspondant à ce déplacement, Dinh *et al.* [2011] considèrent le schéma de contrainte présenté à la figure 2.13. Pour simplification, une contrainte uniforme de  $0.85f'_c$  est considérée sur toute la zone en compression. On calcule le moment  $M$  à l'endroit de la fissure en multipliant la résultante de traction  $T$

par le bras de levier entre  $T$  et  $C$ . En supposant la résultante  $T$  à mi-hauteur de la zone de traction ( $k_2 = 0.5$ ), on déduit  $\sigma_{t,moy}$  à partir du moment pour obtenir :

$$\sigma_{t,moy} = \frac{2M}{(h - c)bh} \quad (2.20)$$

où la position de l'axe neutre vaut :

$$c = \frac{2M}{0.85f'_c b h} \quad (2.21)$$

Les auteurs proposent cependant d'appliquer un facteur de réduction arbitraire de 0.8 sur  $\sigma_{t,moy}$  pour tenir compte de la différence potentielle de comportement entre le BRP du prisme et de la poutre de taille réelle (distribution des fibres et taille du spécimen). Tel que mentionné, Dinh *et al.* [2011] affirment que  $c$  peut alternativement être estimé à  $0.1h$ .

### 2.3.8 Autres conclusions concernant l'effet d'échelle

Williamson et Knab [1975], après avoir pratiqué des tests sur des poutres pleine échelle avec une hauteur effective de  $d = 457$  mm, en sont venus à la conclusion que les fibres d'acier ne sont pas assez efficaces pour prévenir la rupture en cisaillement des poutres de grandes tailles.

Selon Li *et al.* [1992], le comportement des poutres de BRP va dans le même sens que celui des poutres conventionnelles que des chercheurs comme Shioya *et al.* [1990] avait défini. En effet, grâce aux résultats obtenus pour des poutres avec des hauteurs effectives  $d$  de 204 mm et 102 mm, on a remarqué que la résistance en cisaillement normalisée diminue en fonction de la taille des spécimens. De plus, on y dit qu'un désavantage des fibres réside dans le fait que leurs dimensions sont limitées, alors que la taille des étriers, le type de renfort en cisaillement le plus souvent utilisé, peut être augmentée selon la grandeur de la poutre.

Noghabai [2000], grâce à des essais effectués sur des poutres de quatre hauteurs différentes, a également noté une perte de capacité en cisaillement. La figure 2.14 présente l'effet obtenu avec des poutres de hauteurs de 250 mm (A), 300 mm (B), 500 mm (C) et 700 mm (D). On remarque donc que la tendance pour les poutres en BRP (Smix, S60/0.7/0.75, S6/0.15) suit celle des poutres avec étriers et des poutres sans renfort en cisaillement (REF).

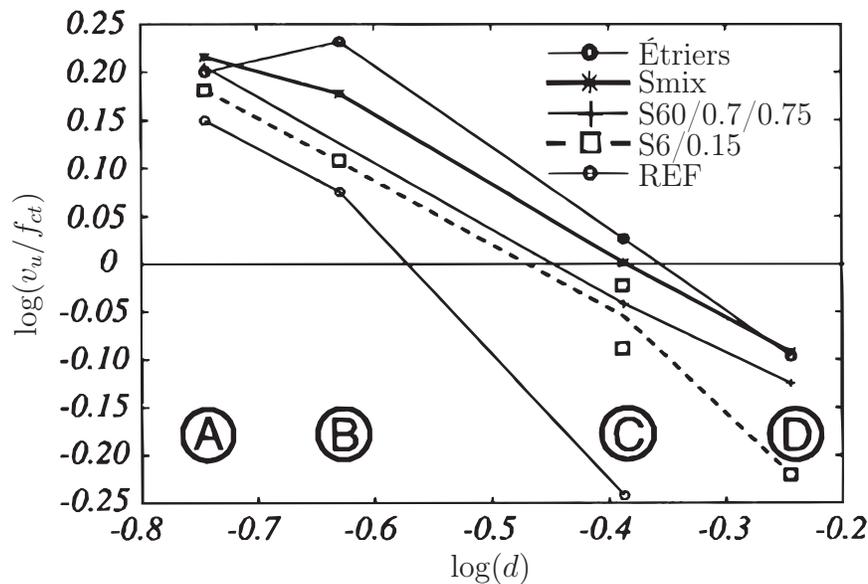


Figure 2.14 Effet d'échelle observé par Noghabai, adapté de Noghabai [2000]

Toujours selon les résultats de Noghabai [2000], un taux volumique de fibres de 1% semble être beaucoup pour les poutres de petite taille alors que le même taux semble insuffisant pour éviter une rupture brutale en cisaillement des poutres de grande taille.

Sarhat et Abdul-Ahad [2006] soulignent eux aussi que selon les résultats de certaines études, dont celle de Noghabai [2000], les fibres sont plus efficaces pour les petites poutres que pour les poutres de grande dimension. Ces derniers disent que puisqu'il faudrait davantage de fibres pour avoir un renfort suffisant en cisaillement, des amas de fibres et une perte d'ouvrabilité pourraient s'en suivre. De ce fait, une combinaison d'étriers et de fibres peut s'avérer une alternative très intéressante.

À l'opposé, pour leurs poutres de plus grandes tailles, Kwak *et al.* [2002] n'ont pas noté d'erreur significative dans la précision de l'équation qu'ils ont proposée et qui est présentée à la section 2.3.3. Ils avancent que l'effet d'échelle est peut-être moins présent pour les poutres munies de fibres en raison du mode de rupture plus ductile. Ils disent cependant que cet effet n'apparaît peut-être pas à cause du nombre restreint de poutres de grandes tailles dans leur sommaire des poutres testées dans les études antérieures.

Enfin, l'étude de Barragán [2002] (reprise aussi par Rosenbusch et Teutsch [2002]) montre très peu de variation dans la contrainte de cisaillement normalisée avec des hauteurs de poutres de 450, 500 et 600 mm. Il y a toutefois une légère augmentation en passant à une hauteur de 300 mm.

Il y a donc une certaine incertitude entourant l'effet d'échelle dans les poutres de béton renforcé de fibres. De plus, tel que mentionné, la grande majorité des essais ont été réalisés sur des poutres de relativement petite taille.

### 2.3.9 Lignes directrices pour le dimensionnement en cisaillement des poutres en BRF

Dans les dernières années, diverses lignes directrices de dimensionnement des éléments de béton renforcé de fibres (poutres et dalles) ont été proposées. Celles-ci proviennent principalement d'Europe et des pays nordiques. Le rapport de Jansson [2007] présente une revue des principales méthodes de design. Ce qui suit présente un court récapitulatif des équations proposées par ces guides relativement à la résistance ultime en cisaillement des poutres de BRF. Une courte discussion est présentée par la suite. Pour plus de détails, se référer aux différents guides.

#### RILEM TC 162-TDF - Méthode $\sigma-w$

La norme RILEM TC 162-TDF [2002b] reprend le modèle proposé par Casanova et Rossi [1997] (voir la section 2.3.4). La résistance globale en cisaillement est obtenue en additionnant la contribution du béton sans fibres  $V_c$ , celle de l'armature transversale  $V_s$  et enfin celle des fibres d'acier  $V_{fib}$ . On propose de calculer les deux premiers termes conformément à l'Eurocode2. Pour l'apport des fibres, tel que présenté précédemment, Casanova et Rossi [1997] proposent :

$$V_{fib} = 0.9b_w d \bar{\sigma}_{brf}(w_m) \quad (2.4)$$

où la contrainte résiduelle moyenne de traction  $\bar{\sigma}_{brf}(w_m)$  est calculée par l'équation 2.5.

#### RILEM TC 162-TDF - Méthode $\sigma-\epsilon$

La résistance globale en cisaillement est calculée de la même façon que pour la méthode  $\sigma-w$ , sauf que dans la méthode  $\sigma-\epsilon$ , la norme RILEM TC 162-TDF [2003] propose de calculer la contribution des fibres ainsi :

$$V_{fib} = 0.7k_t k \tau_{fd} b_w d \quad (2.22)$$

où  $k$  est le facteur tenant compte de l'effet d'échelle défini plus haut et  $k_t$  est un facteur pour tenir compte de la contribution de la table d'une section en T qui est calculé ainsi :

$$k_t = 1 + n \left( \frac{h_t}{b_w} \right) \left( \frac{h_t}{d} \right) \leq 1.5 \quad (2.23)$$

Rappelons que  $b_w$  est la largeur de l'âme de la poutre. La table étant d'une épaisseur  $h_t$  et d'une largeur  $b_t$ , le terme  $n$  vaut :

$$n = \frac{b_t - b_w}{h_t} \leq 3 \quad (2.24)$$

et  $n$  doit être inférieur ou égal à  $3b_w/h_t$ . Le terme  $\tau_{fd}$  est la valeur de design tenant compte de l'augmentation de la résistance à l'effort tranchant due aux fibres d'acier et vaut :

$$\tau_{fd} = 0.12f_{Rk4} \quad (2.25)$$

où  $f_{Rk4}$  est la contrainte résiduelle caractéristique (obtenue par l'essai RILEM TC 162-TDF sur poutre entaillée) à une ouverture d'extrémité de fissure ( $CMOD_4$ ) de 3.5 mm ou un déplacement au centre de 3.0 mm. Celle-ci peut être déterminée en multipliant par 0.7 la contrainte résiduelle moyenne.

### DAfStb UA SFB N 0146 (Recommandations allemandes)

La méthode de la norme allemande DAfStb UA SFB N 0146 est la même que celle de la norme RILEM TC 162-TDF [2003] (méthode  $\sigma$ - $\epsilon$ ). La seule différence repose dans la détermination du terme  $\tau_{fd}$ . La norme allemande donne l'équation suivante :

$$\tau_{fd} = 0.35(0.37f_{Rk}) \quad (2.26)$$

où  $f_{Rk}$  est la valeur caractéristique de la contrainte résiduelle de flexion. Celle-ci est calculée en multipliant par 0.7 la contrainte résiduelle moyenne obtenue par un essai de flexion en quatre points sur poutre non entaillée (150 x 150 x 700 mm, portée de 600 mm) jusqu'à une flèche au centre de 3.5 mm.

### Recommandations de Bekaert - Dramix

La compagnie *Bekaert* a fait ses propres recommandations pour utiliser ses fibres pour un design structural (Bekaert - Dramix [2005]). Comme pour la norme allemande, la méthode suit le même principe que la norme RILEM TC 162-TDF [2003] (méthode  $\sigma$ - $\epsilon$ ). La contribution des fibres est calculée ainsi :

$$V_{fib} = k_t \tau_{fd} b_w d \quad (2.27)$$

Lors de l'utilisation de fibres d'acier crochetées Dramix, on propose de calculer le terme  $\tau_{fd}$  ainsi :

$$\tau_{fd} = 0.54 \cdot f_{ctk} \cdot \frac{R_t}{\gamma_c} \quad (2.28)$$

où  $\gamma_c$  est un coefficient de sécurité de 1.2 et  $f_{ctk}$  est la valeur caractéristique de la résistance en traction du BRF. Celle-ci peut être obtenue à partir d'un essai de flexion sur prisme non entaillé en multipliant par 0.7 la résistance moyenne obtenue ou estimée par  $0.3f_{ck}^{2/3}$ , où  $f_{ck}$  est la résistance en compression caractéristique. Le terme  $R_t$  est quant à lui donné par l'équation suivante :

$$R_t = 1.1 \cdot \frac{W_f(L/D)}{180C + W_f(L/D)} \quad (2.29)$$

où  $W_f$  est la quantité de fibres du mélange en  $\text{kg/m}^3$  et la constante  $C$  vaut 20 pour des fibres d'acier crochetées *Dramix*.

### Recommandations norvégiennes (Thorenfeldt *et al.* [2006])

Pour ce qui est de la Norvège, Thorenfeldt *et al.* [2006] font des recommandations complètes pour l'utilisation des BRF au niveau structural. On propose de considérer séparément les contributions du béton, de l'armature transversale et des fibres. Celle des fibres est calculée ainsi :

$$V_{fib} = 0.8f_{Ftuk}b_wd \quad (2.30)$$

La valeur caractéristique de la contrainte résiduelle de traction  $f_{Ftuk}$  peut être calculée théoriquement en considérant le volume de fibre, la contrainte d'adhérence béton/fibre et la longueur d'ancrage de la fibre. Elle peut également être déterminée indirectement par un essai de flexion en quatre points sur poutre non entaillée en multipliant par 0.37 la valeur caractéristique de contrainte résiduelle équivalente de flexion obtenue.

### CNR-DT 204/2006 (Recommandations italiennes) et *fib* Model Code 2010

La norme italienne CNR-DT 204/2006 pour le design des structures en BRF de même que le *fib* Model Code 2010 (*fib* Bulletin 65 et *fib* Bulletin 66) ont tous deux repris l'équation proposée par Minelli et Plizzari [2008] (voir la section 2.3.5). On propose donc :

$$V_{brf} = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} k \left[ 100\rho \left( 1 + 7.5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right]^{1/3} + 0.15\sigma_{CP} \right\} b_wd \quad (2.31)$$

Les normes utilisent la valeur caractéristique de la résistance en traction du béton  $f_{ctk}$  au lieu de  $f_{ct}$ . De plus, une variante est apportée entre l'équation 2.8 et celle-ci avec l'utilisation de la contrainte résiduelle de traction caractéristique reliée à l'état limite

ultime  $f_{Ftuk}$ . Les codes proposent deux options de loi simplifiée de comportement en traction afin d'évaluer cette valeur, soient un modèle plastique rigide (figure 2.15a) et un modèle linéaire dans la portion post-fissuration (figure 2.15b).

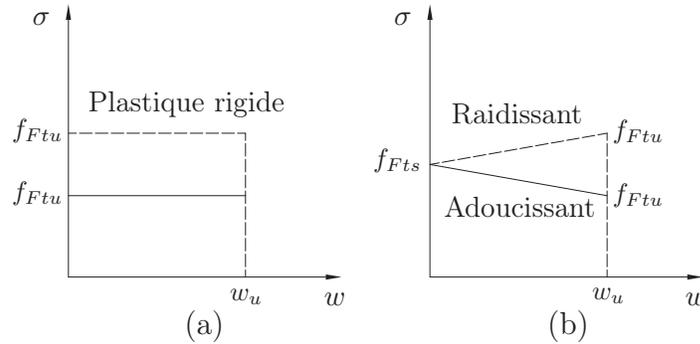


Figure 2.15 Lois simplifiées de comportement en traction des BRFA : (a) modèle plastique rigide et (b) modèle linéaire, adapté de di Prisco *et al.* [2009]

Dans le modèle plastique rigide, le *fib* Model Code 2010 propose que  $f_{Ftu} = f_{R3}/3$ , où  $f_{R3}$  est la contrainte résiduelle (obtenue par l'essai EN 14651 sur poutre entaillée) à une ouverture d'extrémité de fissure ( $CMOD_3$ ) de 2.5 mm ou un déplacement au centre de 2.15 mm. Dans la norme italienne, on utilise plutôt  $f_{eq(0.6-3)}$  au lieu de  $f_{R3}$  ( $f_{R3} = 0.90f_{eq(0.6-3)}$  selon [Minelli et Plizzari, 2011]). On revient donc à la forme de l'équation 2.8. La simplification pour passer de la résistance en flexion à la résistance en traction est illustrée à la figure 2.16a.

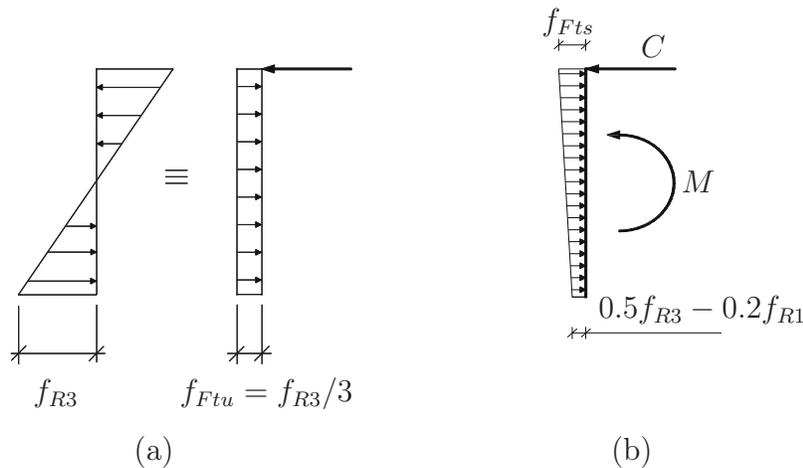


Figure 2.16 Simplifications des modèles de loi de comportement en traction, adapté de di Prisco *et al.* [2009]

Pour le modèle linéaire, selon le *fib* Model Code 2010, la contrainte résiduelle de traction à l'ultime vaut (figure 2.16b) :

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5f_{R3} + 0.2f_{R1}) \geq 0 \quad (2.32)$$

où  $f_{R1}$  est la contrainte résiduelle en flexion pour une ouverture de fissure de 0.5 mm et  $f_{Fts}$  est la contrainte résiduelle de traction reliée à l'état de service et vaut  $0.45f_{R1}$ . Pour le calcul de la résistance au cisaillement à l'ultime, on utilise une ouverture de fissure ultime de  $w_u = 1.5$  mm. La norme CNR-DT 204/2006 propose pour sa part d'utiliser  $f_{eq(0-0.6)}$  (comme  $f_{eq(0.6-3)}$ , mais pour l'intervalle  $0 \leq w \leq 0.6$  mm).

Enfin, le commentaire du *fib* Model Code 2010 fait également mention d'un modèle alternatif proposé par Foster [2010]. Il s'agit en fait d'une combinaison de la SMCFT et du modèle d'engagement variable de Foster (VEM pour *Variable Engagement Model*). Conformément au modèle proposé, on peut calculer la résistance en cisaillement d'une poutre de BRF sans étriers de la façon suivante :

$$V_{brf} = \frac{1}{\gamma_c} \left( k_v \sqrt{f_{ck}} + k_f f_{Ftuk} \cot \theta \right) b_w z \quad (2.33)$$

où  $\gamma_c$  est un coefficient de sécurité,  $k_f$  est un facteur de dispersion des fibres fixé à 0.8 et  $z$  est le bras de levier du moment interne formé par la traction dans les barres longitudinales et la résultante de compression dans la partie supérieure de la poutre (équivalent à  $d_v$  dans la norme CSA A23.3-04). Le coefficient  $k_v$  est analogue au terme  $\beta$  calculé par la méthode générale de la norme CSA A23.3-04 (équation B.13 de l'annexe B). L'angle d'inclinaison des contraintes de compression  $\theta$  est déterminé de la même manière que dans la norme canadienne (équation B.14 de l'annexe B).

En utilisant les équations 2.31 et 2.33 pour calculer la résistance théorique de 18 poutres testées expérimentalement, Minelli et Plizzari [2013] ont obtenu des résultats semblables et d'une précision satisfaisante (moyenne du ratio du cisaillement calculé sur le cisaillement expérimental : 0.81 et 0.86 respectivement).

### Discussion sur les lignes directrices proposées

Notons tout d'abord que dans les lignes directrices présentées, les deux dernières normes (CNR-DT 204/2006 et *fib* Model Code 2010) sont les seules où l'apport des fibres est incorporé au terme de contribution du béton.

Les guides font généralement usage d'un terme obtenu par un essai de caractérisation du comportement post-fissuration du BRF. Cette technique pourrait donc permettre de ne pas se limiter aux fibres d'acier usuelles, mais d'étendre les méthodes de dimensionnement à des fibres de formes et compositions variées. Par exemple, Parmentier *et al.* [2012] ont obtenu des résultats concluants en calculant la résistance en cisaillement de poutres munies

de fibres synthétiques et de fibres d'acier ondulées ainsi qu'à bouts coniques à partir des lignes directrices RILEM TC 162-TDF (méthode  $\sigma$ - $\epsilon$ ) et *fib* Model Code 2010.

D'autre part, certains, comme les recommandations allemandes, ont décidé d'instaurer un système de classes de performance permettant de classifier les BRF selon leur résistance post-fissuration. Ceci permet donc à l'ingénieur de la pratique de faire un dimensionnement en choisissant une classe de BRF et c'est ensuite de la responsabilité du fournisseur de béton de respecter cette classe.

Dans le cadre du présent projet de recherche, l'équation proposée par Foster [2010], qu'on retrouve dans le commentaire du *fib* Model Code 2010, servira de base dans le but d'estimer la résistance en cisaillement des poutres du programme expérimental. L'équation 2.33 est particulièrement intéressante étant donné sa simplicité et parce qu'elle se base sur la théorie du champ de compression modifiée, comme c'est le cas dans le dimensionnement des poutres de béton armé selon la norme canadienne CSA A23.3-04. De plus, elle permet potentiellement d'être appliquée aux poutres faites de béton renforcé de n'importe quel type de fibre.

---

# CHAPITRE 3

## Recherches réalisées par les étudiants de l'Université de Sherbrooke

Ce chapitre comprend la description des projets de recherche de trois étudiants gradués de Sherbrooke et ayant fait leur projet de maîtrise sur les poutres en béton renforcé de fibres. La présente recherche est en effet la continuité de leur travail. Les projets des trois étudiants ont été réalisés sous la direction du professeur Patrick Paultre à l'Université de Sherbrooke. Ngan Hoa Nguyen, Quoc Cuong Tran et Martin Lavictoire ont procédé à des essais de chargement en quatre points sur des poutres de section rectangulaire en béton armé renforcé de fibres d'acier et synthétiques afin de caractériser leur comportement en cisaillement. Leurs mémoires de maîtrise comprennent, bien entendu, beaucoup plus d'informations sur leurs recherches que ce qui suit. Ainsi, pour plus de détails sur leur travail, se référer à leur mémoire respectif (Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]).

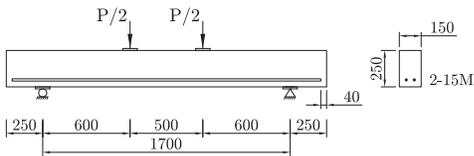
### 3.1 Programmes expérimentaux

La première des trois étudiants à avoir travaillé sur les poutres renforcées de fibres est Ngan Hoa Nguyen. Son mémoire a été déposé en décembre 2006. Ses sept poutres avaient toutes les mêmes dimensions, c'est-à-dire une section de 300 x 500 mm, une longueur entre les appuis de 3700 mm, une hauteur  $d$  de 437.5 mm et un rapport  $a/d$  de 3.09. Son étude concernait uniquement les fibres synthétiques composées d'un mélange de polypropylène et de polyéthylène de la compagnie *Euclid*. Les paramètres analysés ont été le taux volumique de fibres ainsi que l'espacement des étriers faits de barres 10M.

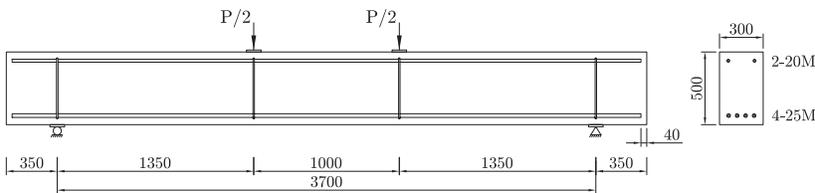
Le second étudiant est Quoc Cuong Tran qui a terminé sa maîtrise en janvier 2009. Ses poutres, au nombre de six, étaient de section plus petite que Nguyen [2006], soit 150 x 250 mm. Elles avaient une portée libre entre les appuis de 1700 mm, une hauteur  $d$  de 202.5 mm et un rapport  $a/d$  de 2.96. Des fibres d'acier plates et ondulées de la compagnie *Fibermesh* ainsi que les mêmes fibres synthétiques que Nguyen [2006] ont été utilisées. Les principaux paramètres à l'étude étaient le type de fibres et le taux volumique de fibres.

Enfin, le troisième étudiant est Martin Lavictoire dont le mémoire a été déposé en mars 2010. Afin d'effectuer une continuité aux tests de Nguyen [2006] et de Tran [2009], il a effectué des tests sur des poutres de plus grandes dimensions dans le but de mieux observer l'effet d'échelle. Ses cinq poutres étaient de section 300 x 800 mm, une longueur entre les appuis de 6000 mm, une hauteur  $d$  de 695 mm et un ratio  $a/d$  de 3.17. Les fibres utilisées ont été des fibres d'acier crochetées de la compagnie *Bekaert* et les mêmes fibres synthétiques que Nguyen [2006] et Tran [2009]. Les principaux paramètres analysés ont été l'effet d'échelle par rapport aux travaux des deux autres étudiants, le taux volumique ainsi que le type de fibres.

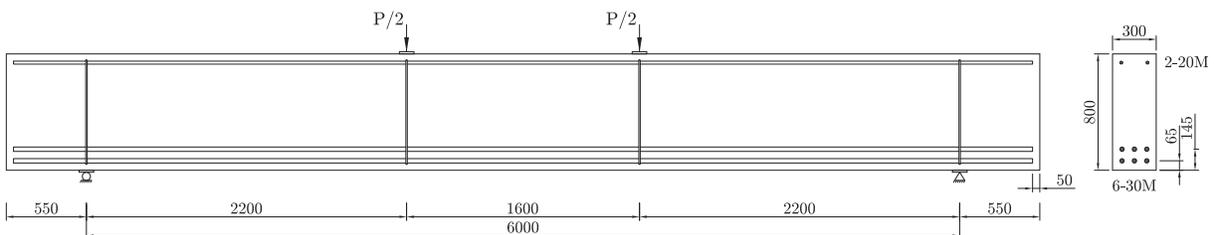
La figure 3.1 illustre les dimensions des poutres sans étriers des trois étudiants ainsi que l'armature présente dans celles-ci. Un enrobage de 40 mm a été utilisé pour toutes les poutres et la largeur de toutes les plaques d'appui était de 100 mm.



(a) Tran [2009]



(b) Nguyen [2006]



(c) Lavictoire [2010]

Figure 3.1 Dimensions et ferrailage des poutres des étudiants gradués de l'Université de Sherbrooke (dimensions en mm)

On visait, dans chacun des cas, une résistance en compression du béton  $f'_c$  de 30 MPa. Les caractéristiques des trois types de fibre utilisés sont présentées au tableau 3.1. Des taux volumiques de fibres de 0.5% et 1.0% ont été utilisés. Lavictoire [2010] a également réalisé une poutre avec 2.0% de fibres d'acier crochetées.

Tableau 3.1 Propriétés des fibres utilisées par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]

<i>Propriété</i>	<i>Fibre d'acier ondulée (Tran)</i>	<i>Fibre d'acier crochetée (Lavictoire)</i>	<i>Fibre synthétique</i>
Appellation	<i>Novocon XR</i>	<i>Dramix ZP305</i>	<i>Tuf-Strand SF</i>
Longueur (mm)	38	30	50
Aspect ratio, $L/D$	34	55	74
Densité relative	7.8	7.8	0.92
Résistance en traction (MPa)	966 - 1242	1345	600 - 650
Module d'élasticité (GPa)	-	210	9.5

D'après leurs commentaires, la manipulation des mélanges de béton avec fibres peut être difficile si la quantité d'adjuvants n'est pas adéquate, en particulier pour les mélanges avec fibres synthétiques. Les fibres peuvent provoquer une mauvaise homogénéité du mélange en ayant tendance à former des amas. La composition et les propriétés des mélanges de béton utilisés par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] sont présentées au tableau 3.2. Certaines propriétés ne sont pas présentes pour le mélange de 2.0% de fibres d'acier de Lavictoire [2010]. Cela est dû à des problèmes lors de la coulée. Il a d'ailleurs eu recours à un agent désentraîneur d'air puisque la teneur du mélange était de 18% lors de la coulée. Avec l'utilisation de cet agent, celle-ci est descendue jusqu'à 1.5%.

Notons que des granulats 10-20 mm ont été utilisés par Lavictoire [2010] pour ses mélanges de BRP alors que des granulats 5-14 mm ont été utilisés par Nguyen [2006] et Tran [2009]. Toutefois, s'étant inspiré d'un mélange d'Osorio [2008], les granulats 10-20 mm du mélange avec 1.0% de fibres synthétiques de Lavictoire [2010] servent en fait à obtenir un fuseau de granulats 5-14 mm en combinant les granulats 5-10 mm et 10-20 mm, ce qui n'est pas le cas des bétons avec fibres d'acier.

## 3.2 Résultats

Dans les trois cas, les essais consistaient à soumettre les poutres à un chargement en quatre points jusqu'à la rupture. On recherchait une rupture en cisaillement afin de voir pleinement le comportement à l'effort tranchant et pouvoir adéquatement comparer les résultats. Certaines conclusions générales ont été tirées de leurs recherches :

- Les fibres permettent d'avoir des ouvertures de fissure réduites.
- Les poutres testées ont eu un gain en capacité portante et en ductilité avec l'ajout des fibres. La déformation au centre à la rupture est augmentée.

Tableau 3.2 Composition et propriétés des mélanges utilisés par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]

	Unités		Nguyen				Tran				Lavictoire			
			Synth.		Acier		Synth.		Acier		Synth.		Acier	
Pourcentage volumique de fibres, $\rho_f$	%		0.0	0.5	1.0	0.0	0.5	1.0	0.5	1.0	0.0	1.0	1.0	2.0
Ciment type 10	kg/m <sup>3</sup>		335	370	400	335	390	400	340	370				
Ciment type GU	kg/m <sup>3</sup>										380	436	380	380
Eau de gâchage	kg/m <sup>3</sup>		169	185	180	169	200	200	170	185	165	197	165	165
Granulats 5-10 mm	kg/m <sup>3</sup>		285	450	450	285	450	450	450	450	335	649	335	335
Granulats 5-14 mm	kg/m <sup>3</sup>			262	262		262	262	262	262				
Granulats 5-20 mm	kg/m <sup>3</sup>		666			666								
Granulats 10-20 mm	kg/m <sup>3</sup>										634	135	634	634
Sable	kg/m <sup>3</sup>		870	870	870	870	870	870	870	870	815	1005	815	815
Agent réducteur d'eau <i>Eucon MRC</i>	ml/m <sup>3</sup>		350			350					1345		1323	1323
Agent entraîneur d'air <i>Air Extra</i>	ml/m <sup>3</sup>		50	524	339	50	524	339	524	339	445	430	420	
Agent désentraîneur d'air <i>Pluronic L61</i>	ml/m <sup>3</sup>													300
Agent colloïdal <i>Euconuo-L</i>	ml/m <sup>3</sup>			350	423		350	423	350	423				
Superplastifiant <i>Plastol5000SCC</i>	ml/m <sup>3</sup>				1470			1470		1470			1500	3000
Fibres synthétiques <i>Tuf-Strand SF</i>	kg/m <sup>3</sup>			4.5	9.2		4.5	9.2				9.2		
Fibres d'acier ondulées <i>Fibermesh</i>	kg/m <sup>3</sup>								40.6	78				
Fibres d'acier crochétées <i>Dramac ZP305</i>	kg/m <sup>3</sup>													78
Rapport eau/ciment			0.504	0.500	0.450	0.504	0.513	0.500	0.500	0.500	0.434	0.452	0.434	0.434
Teneur en air	%		5.6	6.2	7.4	5.6	7.4	8.7	7.7	8.7	3.8	4.7	10.0	-
Affaissement	mm		130	110	95	130	80	160	110	160	90	95	120	-
Masse volumique	kg/m <sup>3</sup>		2275	2232	2210	2275	2186	2141	2186	2141	2370*	2254	2224	-
Résistance en compression à 28 jours	MPa		31.7	31.7	33.2	29.4	34.7	27.0	34.3	30.4	42.3	29.5	25.8	-

\* Pour la poutre avec étriers faite avec la même recette, la masse volumique était de 2275 kg/m<sup>3</sup> et la résistance en compression, de 33.3 MPa.

- La fibre d'acier ondulée possède un meilleur ancrage dans la matrice de béton que la fibre synthétique. Elle permet également une meilleure ouvrabilité du mélange en ayant recours à moins d'adjuvants.
- La légèreté de la fibre synthétique permet une meilleure dispersion des fibres et ainsi d'éviter les problèmes de ségrégation dans le mélange de béton.
- Le remplacement des étriers par des fibres est potentiellement possible surtout dans des poutres de petite taille.
- L'efficacité des fibres dépend du type et de la quantité de fibres dans le mélange.
- Il semble que la fibre crochetée des grandes poutres soit plus performante que la fibre ondulée utilisée pour les petites poutres.
- Il y a un taux volumique de fibres optimal afin de trouver un compromis entre la performance et l'adhérence entre la matrice de béton et la fibre.
- Tout comme les poutres en béton sans étriers, les poutres en béton renforcé de fibres semblent subir un effet d'échelle.
- L'établissement d'une méthode de calcul simple et efficace pour la résistance en cisaillement n'a pas été possible avec les résultats obtenus. Certaines poutres testées donnent des résultats contradictoires et des variables n'ont pas été étudiées.

Le tableau 3.3 présente l'ensemble des programmes expérimentaux de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] et les résultats qu'ils ont obtenus. Pour le terme  $d_v$ , qu'on retrouve dans le calcul de la contrainte de cisaillement normalisée, il correspond à la hauteur effective en cisaillement selon la norme CSA A23.3-04 et vaut  $0.9d$  pour ces poutres (voir l'annexe B). Les flèches maximales, c'est-à-dire aux termes des essais, ont été obtenues en soustrayant l'affaissement moyen des appuis (obtenu par la moyenne des lectures des potentiomètres placés aux appuis à cet effet) à la lecture du potentiomètre central. Mentionnons qu'en raison d'une défectuosité lors des essais des poutres B0S275 et SB0, le déplacement au centre n'a pu être corrigé. La différence sur la flèche maximale serait toutefois minime. L'annexe D présente des photos de la rupture des poutres présentées au tableau 3.3 suite aux essais.

Afin d'analyser l'effet de la profondeur effective sur la résistance en cisaillement des poutres, quelques éléments sont manquants ou biaisent les résultats :

---

Tableau 3.3 Programmes expérimentaux et résultats de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]

Étudiant	Spécimen*	$\rho_f$ %	Type de fibre	Espacement des étriers mm	$f'_c$ MPa	Charge max. kN	Flèche max. mm	$\frac{V_r}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$ <sup>†</sup>	Mode de rupture
Lavictoire (300x800)	LB0S0	0.0	-	-	45.3	414.3	10.3	0.178	Cisaillement
	LBP1.0S0	1.0	S	-	29.5	517.1	21.8	0.270	Cisaillement
	LBS1.0S0	1.0	AC	-	26.8	678.0	22.2	0.366	Cisaillement
	LBS2.0S0	2.0	AC	-	32.1	798.7	21.2	0.392	Cisaillement
Nguyen (300x500)	LB0S400	0.0	-	400	37.0	880.7	28.0	0.401	Cisaillement
	B0S0	0.0	-	-	31.8	261.7	8.6	0.206	Cisaillement
	BP0.5S0	0.5	S	-	38.3	288.1	12.8	0.206	Cisaillement
	BP1.0S0	1.0	S	-	38.2	437.6	18.0	0.308	Cisaillement
Tran (150x250)	B0S275	0.0	-	275	36.3	520.3	54.8 <sup>†</sup>	0.375	Flexion I
	B0S140	0.0	-	140	30.1	524.3	48.5	0.414	Flexion I
	BP1.0S275	1.0	S	275	37.9	588.5	69.4	0.413	Flexion I
	SB0	0.0	-	-	30.3	78.6	7.9 <sup>†</sup>	0.266	Cisaillement
Tran (150x250)	SBP0.5	0.5	S	-	34.7	121.2	31.4	0.381	Flexion II
	SBP0.5-2	0.5	S	-	27.1	111.5	24.7	0.397	Flexion II
	SBP1.0	1.0	S	-	32.4	119.2	29.6	0.387	Flexion II
	SBSC0.5	0.5	AO	-	36.5	121.8	30.6	0.373	Flexion II
	SBSC1.0	1.0	AO	-	31.0	117.7	41.4	0.391	Flexion I

\* Types de fibre : AO = ondulée en acier, AC = crochétée en acier, S = synthétique

† Modes de rupture en flexion : I - éclatement du béton, II - flexion-cisaillement (rupture en cisaillement bien que la capacité en flexion a été atteinte)

$d_v = 0.9d$

‡ La nomenclature utilisée par Nguyen [2006] et Tran [2009] est légèrement différente, voir l'annexe C.

† La flèche n'a pu être corrigée avec l'affaissement des appuis en raison d'une déféctuosité des potentiomètres.

‡ Ces valeurs tiennent compte du poids propre des poutres.

- 
- Les fibres métalliques utilisées pour les poutres de petite taille (fibres plates ondulées) ne sont pas les mêmes que pour les poutres de grande taille (fibres crochetées). On voit bien la différence entre les deux fibres avec le tableau 3.1.
  - La limite élastique de l'acier des étriers utilisés dans les poutres de grande dimension n'était pas la même que pour les intermédiaires, soit 490 MPa et 325 MPa respectivement.
  - Aucun test n'a été fait avec les fibres d'acier pour les poutres de taille intermédiaire.
  - Les résultats obtenus pour la poutre BP0.5S0 semblent être faussés. En effet, cette poutre a présenté une résistance à l'effort tranchant anormalement faible.
  - Plusieurs poutres avec 0.5% de fibres sont manquantes afin de dégager une tendance sur l'effet d'échelle comme il a été fait avec les poutres avec 1.0% de fibres.
-



# CHAPITRE 4

## Programme expérimental

Ce chapitre débute par une description des poutres en béton armé renforcé de fibres construites dans le cadre de ce projet de recherche. La composition et les propriétés des mélanges de béton de fibres utilisés pour la construction sont ensuite présentées. Les caractéristiques des matériaux utilisés pour leur confection sont également données. Enfin, l'instrumentation des poutres ainsi que les procédures des essais terminent le chapitre. Ces essais ont pour but de compléter les résultats présentés au chapitre 3 qui ont été obtenus par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] lors de leur maîtrise à l'Université de Sherbrooke.

### 4.1 Description des spécimens de l'étude

Les trois étudiants de l'Université de Sherbrooke ont, au cours de leur maîtrise, fait des tests afin de vérifier l'effet de plusieurs paramètres. Cependant, tel que détaillé à la section 3.2, quelques éléments biaisent les résultats ou sont manquants afin de confirmer les différentes conclusions et de clairement établir une tendance pour l'effet d'échelle.

Le tableau 4.1 présente les poutres construites dans le cadre du présent projet de même que les poutres des trois étudiants gradués pour avoir un aperçu de la gamme de spécimens qui ont été testés. Afin d'être cohérents, les noms donnés aux poutres du programme expérimental sont inspirés de ceux donnés aux spécimens de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]. Le début du nom indique la taille de la poutre, c'est-à-dire LB (*large beam*), B (*beam*) et SB (*small beam*). La lettre suivante indique le type de fibre utilisée, donc S pour acier (*steel*) et P pour polypropylène/polyéthylène. Il est à noter que, dans le cas des poutres de petite taille avec fibres d'acier, les lettres SC (*steel - crimped*) ont été utilisées afin de différencier les poutres de béton renforcé de fibres d'acier crochetées à celles faites de béton renforcé de fibres ondulées. Les chiffres qui suivent donnent le pourcentage volumique de fibre  $\rho_f$ . Enfin, dans le cas des spécimens de moyenne et de grande taille, le nom de la poutre se termine par l'espacement des étriers. Ceci se fait par la lettre S (*spacing*) suivie de l'espacement en millimètres (S0 signifie qu'il n'y a aucun étrier).

Tableau 4.1 Intégralité des poutres des études

<i>Section</i> <i>mm</i>	<i>Étudiant</i>	<i>Spécimen</i>	<i>Renfort en cisaillement</i>	
300 × 800	Lavictoire	LB0S0	-	
		LBP1.0S0	1.0% S	
		LBS1.0S0	1.0% AC	
		LBS2.0S0	2.0% AC	
		LB0S400	Étriers	
	<b>Michaud</b>	<b>LBS0.5S0</b>	0.5% AC	
		<b>LBP0.5S0</b>	0.5% S	
	300 × 500	Nguyen	B0S0	-
			BP0.5S0*	0.5% S
			BP1.0S0	1.0% S
B0S275†			Étriers	
B0S140†			Étriers	
<b>Michaud</b>		<b>BP1.0S275†</b>	Étriers, 1.0% S	
		<b>BP0.5S0-2</b>	0.5% S	
		<b>BS0.5S0</b>	0.5% AC	
		<b>BS1.0S0</b>	1.0% AC	
		<b>B0S275-2</b>	Étriers	
150 × 250	Tran	SB0	-	
		SBP0.5	0.5% S	
		SBP0.5-2	0.5% S	
		SBP1.0	1.0% S	
		SBSC0.5	0.5% AO	
	<b>Michaud</b>	SBSC1.0	1.0% AO	
		<b>SBS0.5</b>	0.5% AC	
		<b>SBS1.0</b>	1.0% AC	

*Renfort avec fibres* :  $\rho_f$  suivi de AC (crochetée en acier), AO (ondulée en acier) ou S (synthétique)

\* Les résultats de cette poutre semblent être faussés.

† Les étriers utilisés pour ces poutres ont une limite élastique inférieure à celle des étriers de la grande taille (325 MPa et 490 MPa respectivement).

Un total de huit poutres ont donc été construites pour cette étude, c'est-à-dire deux de petite taille (section de 150 x 250 mm), quatre de taille intermédiaire (section de 300 x 500 mm) et deux de grande taille (section de 300 x 800 mm). Afin d'avoir des résultats comparables à ceux obtenus par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010], les mêmes configurations de poutres ont été utilisées. La figure 4.1 donne de nouveau les trois différentes configurations déjà présentées à la section 3.1. Pour plus de détails sur le choix de l'armature longitudinale et transversale de ces poutres, se référer à leur mémoire respectif. Rappelons que le rapport  $a/d$  se situe autour de 3 pour les trois tailles de spécimens, c'est-à-dire 2.96 pour la petite ( $d = 202.5$  mm), 3.09 pour l'intermédiaire ( $d = 437.5$  mm) et 3.17 pour la grande ( $d = 695$  mm). Les taux d'armature longitudinale en traction ( $\rho = A_s/b_w d$ ) sont respectivement de 1.32%, 1.52% et 2.01% pour les poutres de petite, moyenne et grande taille. La largeur de tous les appuis est de 100 mm.

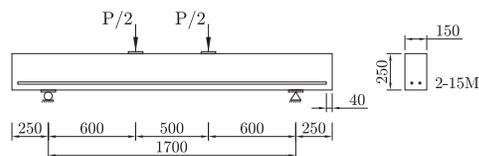
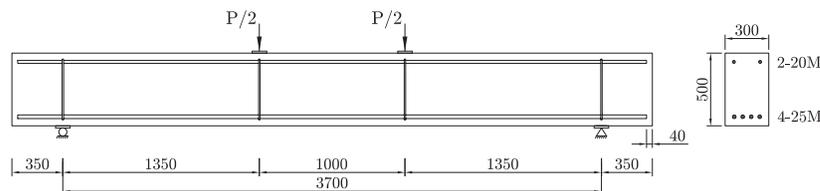
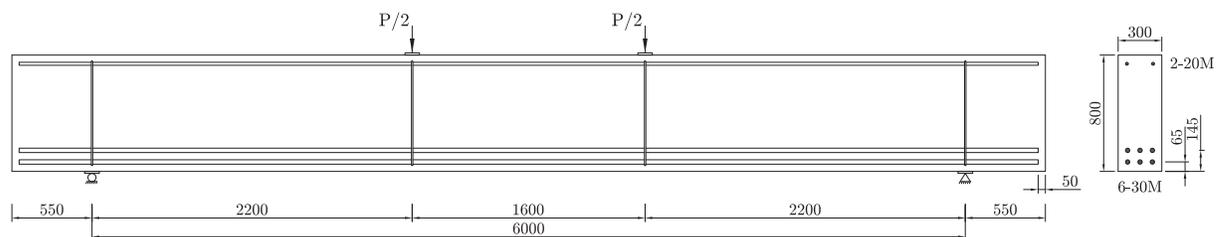
(a) Petite taille (Série *SB*)(b) Taille intermédiaire (Série *B*)(c) Grande taille (Série *LB*)

Figure 4.1 Dimensions et ferrailage des poutres du programme expérimental (dimensions en mm)

Le choix des poutres à construire pour ce projet de recherche s'est fait dans le but de pouvoir établir une tendance par rapport à l'effet d'échelle, et ce, avec les fibres d'acier crochetées et synthétiques et pour des pourcentages volumiques de fibres de 0.5% et 1.0%. Pour ce qui est des fibres d'acier, les poutres nécessaires ont été construites en utilisant la fibre *Dramix ZP305* puisque la fibre d'acier crochetée est le type de fibre le plus répandu.

Quant aux fibres synthétiques, une poutre de grande taille avec 0.5% de fibres a été fabriquée. Il fallait également refaire la poutre de taille intermédiaire avec 0.5% de fibres puisque les résultats de Nguyen [2006] semblaient faussés, tel que mentionné au chapitre précédent. Enfin, une poutre intermédiaire munie d'étriers espacés à tous les 275 mm a été fabriquée afin d'avoir des résultats comparables. En effet, une telle poutre avait déjà été réalisée par Nguyen [2006], mais la résistance des étriers n'était pas la même que celle des étriers utilisés par Lavictoire [2010] pour la grande taille (325 MPa et 490 MPa respectivement).

## 4.2 Propriétés des matériaux

### 4.2.1 Fibres

Dans le but d'obtenir des résultats pouvant être comparés à ceux de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010], les mêmes fibres ont été utilisées. Il s'agit de la fibre d'acier crochetée *Dramix ZP305* de la compagnie *Bekaert* et de la fibre synthétique multifilaments *Tuf-Strand SF* de la compagnie *Euclid*. La figure 4.2 montre l'aspect de ces deux fibres et leurs propriétés sont présentées au tableau 4.2.

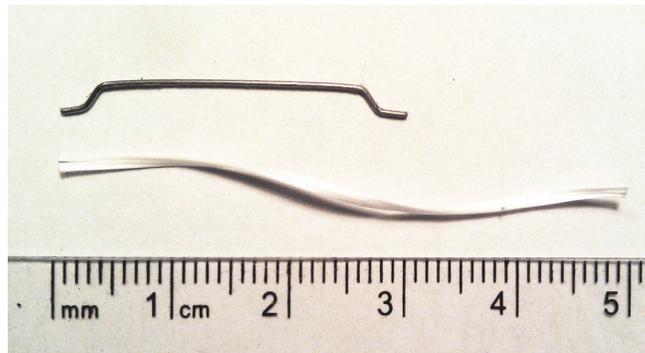


Figure 4.2 Aspect des fibres utilisées pour le programme expérimental

Tableau 4.2 Propriétés des fibres utilisées pour ce programme expérimental

Propriété	Fibre d'acier crochetée	Fibre synthétique
Appellation	<i>Dramix ZP305</i>	<i>Tuf-Strand SF</i>
Longueur (mm)	30	50
Aspect ratio, $L/D$	55	74
Densité relative	7.8	0.92
Résistance en traction (MPa)	1345	600 - 650
Module d'élasticité (GPa)	210	9.5

### 4.2.2 Acier

Comme on peut le voir à la figure 4.1, cinq dimensions de barres d'armature crénelées ont été utilisées, c'est-à-dire des 10M, 15M, 20M, 25M et 30M. Les barres 15M, 25M et 30M servent d'armature longitudinale en tension, les barres 20M servent d'armature longitudinale en compression et enfin, les barres 10M ont été utilisées comme acier transversal.

Les barres 20M proviennent de deux lots différents, soient un premier pour les grands spécimens et un second pour les spécimens intermédiaires. Le premier lot de 20M ainsi que les 30M proviennent de l'excédent des barres que Lavictoire [2010] a utilisé pour son projet de maîtrise terminé en 2010. Ces dernières sont de grade 400R. Cependant, les barres de grade 400R étant maintenant beaucoup plus difficiles à obtenir au Québec, le reste des barres utilisées pour le présent programme expérimental sont de grade 400W.

Le tableau 4.3 présente les propriétés des barres obtenues par des essais mécaniques de traction sur des éprouvettes munies d'un LVDT sur une longueur de 100 mm. L'essai a été réalisé conformément à la norme ASTM A370-12a. Le pliage des étriers a été effectué à l'aide d'une plieuse mécanique au laboratoire de l'Université de Sherbrooke.

Tableau 4.3 Propriétés des barres d'armature utilisées

<i>Propriété</i>	<i>10M</i>	<i>15M</i>	<i>20M</i> 400R	<i>20M</i> 400W	<i>25M</i>	<i>30M</i>
Résistance à la plastification $f_y$ (MPa)	509	492	403	436	413	514
Résistance ultime $f_u$ (MPa)	602	610	711	600	633	815
Module d'élasticité $E_s$ (GPa)	206	209	n.d.	234	222	185

n.d. : Non disponible

### 4.2.3 Béton

#### Composition des mélanges et propriétés à l'état frais

Les recettes des mélanges confectionnés sont présentées au tableau 4.4. Les valeurs qu'on y retrouve représentent les quantités ciblées lors de la coulée. Les propriétés visées pour les bétons étaient les suivantes : une teneur en air située préféablement entre 4 et 8% et un affaissement compris entre 80 et 160 mm. Les poutres de petite taille et de taille intermédiaire ont été coulées à l'entrepôt de l'Université de Sherbrooke sur la rue Sauvé alors que les deux poutres de grande taille ont été coulées au Laboratoire intégré de recherche en valorisation des matériaux et de structures innovatrices et durables de la faculté de génie de l'Université de Sherbrooke. Des gâchées de 2.5 m<sup>3</sup> ont été coulées pour

les poutres de grande taille alors qu'un volume de  $1.5 \text{ m}^3$  a été suffisant pour les autres bétons.

Dans le but d'avoir une certaine cohérence avec les bétons utilisés par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] dans leur projet de maîtrise respectif, les formules de mélange utilisées dans ce projet ont été inspirées par leur travail. Pour les deux premiers étudiants, soient Nguyen [2006] et Tran [2009], leurs recettes ont été optimisées au laboratoire de l'Université de Sherbrooke. De ce fait, les conditions de coulée étaient bien différentes de celles du présent projet pour lequel les bétons ont été préparés à l'usine *Demix* de Sherbrooke. En effet, la température et le taux d'humidité des matériaux entreposés à l'extérieur sont des points qui ont pu affecter les bétons. La dimension du mélangeur de l'usine *Demix* étant différente de celle des mélangeurs utilisés en laboratoire, l'énergie de malaxage était inégale. Par ailleurs, il est possible qu'une certaine quantité d'eau présente dans le camion ait pu affecter le béton vu le petit volume des gâchées.

Il est également important de souligner que, vu le petit volume des gâchées, il était difficile d'obtenir une bonne précision à l'usine sur les quantités des divers matériaux, et ce, particulièrement pour les granulats. Par exemple, 18% et 12% moins de granulats 10-20 mm ont été ajoutés respectivement aux mélanges des coulées 2 et 3 contenant déjà assez peu de ce granulats. Ce point a vraisemblablement pu affaiblir la résistance de ces BRF. De plus, les matériaux utilisés dans le présent programme expérimental étaient différents de ceux utilisés par les autres étudiants. En effet, les masses volumiques des matériaux n'étaient pas les mêmes, ce qui a forcé l'ajustement des quantités des recettes afin de respecter un volume d'un mètre cube. Sur les conseils de M. Luc Cusson, technicien qualité de la compagnie *Demix*, la quantité de granulats a dû être abaissée pour tous les mélanges basés sur les recettes de Nguyen [2006] et Tran [2009], c'est-à-dire pour toutes les poutres de petite taille et de taille intermédiaire, hormis la poutre B0S275-2 sans fibres. Le mélange de la poutre LBP0.5S0 a pour sa part été ajusté en abaissant la quantité de sable.

Il est important de noter que, même si des granulats 10-20 mm ont été utilisés pour la confection des mélanges, ceux-ci ont été utilisés dans l'optique d'obtenir un fuseau de granulats 5-14 mm en combinant les granulats 5-10 mm et 10-20 mm disponibles auprès de *Demix*. On visait un tel fuseau puisque certaines recettes de BRF de ce projet sont inspirées des mélanges de Nguyen [2006] et Tran [2009] pour lesquels on utilisait des granulats 5-14 mm de l'Université de Sherbrooke (voir le tableau 3.2 du chapitre 3). Il n'y a que pour les poutres B0S275-2 et LBS0.5S0 pour lesquelles les granulats 10-20 mm n'ont pas servi à obtenir un fuseau 5-14 mm.

---

Tableau 4.4 Composition initiale et propriétés à l'état frais des mélanges de béton

	Unités				Acier
	Synthétique		Acier		
Pourcentage de fibres	%	0.0	0.5	0.5	1.0
Ciment type GU	kg/m <sup>3</sup>	380	370	340	370
Eau de gâchage	l/m <sup>3</sup>	170	185	170	185
Granulats 5-10 mm	kg/m <sup>3</sup>	338	655	703	655
Granulats 10-20 mm	kg/m <sup>3</sup>	631	205	222	631
Sable	kg/m <sup>3</sup>	795	870	870	870
Agent réducteur d'eau <i>Eucon MRC</i>	ml/m <sup>3</sup>	1330			1330
Agent entraîneur d'air <i>Air Extra</i>	ml/m <sup>3</sup>	323	525	340	323
Agent colloïdal <i>VISCTROL</i>	ml/m <sup>3</sup>		350	350	423
Superplastifiant <i>Plastol5000SCC</i>	ml/m <sup>3</sup>				800
Fibres synthétiques <i>Tuf-Strand SF</i>	kg/m <sup>3</sup>		4.5	4.5	1470
Fibres d'acier crochétées <i>Dramix ZP305</i>	kg/m <sup>3</sup>				
Rapport eau/ciment		0.447	0.500	0.452	0.500
Teneur en air	%	4.7	8.3	5.8	8.0
Affaissement	mm	90	155	160	155
Masse volumique	kg/m <sup>3</sup>	2331	2182	2234	2206
Poutre(s) coulée(s)		B0S275-2	BP0.5S0-2	LBP0.5S0	BS0.5S0 SBS0.5
Numéro de recette <i>DEMIX</i>		38021710	37051710	38021710	34051710
Ordre de coulée		1	2	5	3
Date de coulée		11-10-2012	16-10-2012	06-11-2012	24-10-2012
					15-11-2012
					30-10-2012

*Note* : Il s'agit des recettes ciblées lors des coulées. La procédure à l'usine a parfois entraîné une erreur qui était généralement d'au plus  $\pm 5\%$  entre les quantités ciblées et réelles. Vu les petites quantités, il n'y a que pour les granulats 20 mm où l'erreur a été plus grande, allant jusqu'à  $\pm 19\%$ . De plus, les valeurs présentées ne comprennent pas les quantités ajoutées pour ajustement juste avant la coulée des poutres.

Par conséquent, la taille maximale du gros granulat est considérée comme étant de 14 mm pour les poutres suivantes : SBS0.5, SBS1.0, BP0.5S0-2, BS0.5S0, BS1.0S0 et LBP0.5S0. Elle est de 20 mm pour les poutres B0S275-2 et LBS0.5S0. C'est par souci de cohérence avec les bétons de Lavictoire [2010], Nguyen [2006] et Tran [2009] qu'il en est ainsi.

Les différences entre les matériaux utilisés de même que les conditions de coulées ont fait en sorte que les propriétés à l'état frais n'étaient parfois pas celles qui étaient attendues. Ce qui suit présente, dans l'ordre des coulées, les divers ajustements qui ont été nécessaires avant de couler les poutres. Les mélanges servant de base pour les différentes recettes des bétons du programme expérimental sont également indiqués.

1. *Mélange pour la poutre B0S275-2 (sans fibres)*. Le mélange sans fibres que Lavictoire [2010] a utilisé a été repris. *Demix* a cependant augmenté de 5 litres la quantité d'eau de ce mélange, faisant passer le rapport eau/ciment ( $E/C$ ) à 0.447. L'affaissement étant de 65 mm au départ, entre 5 à 10 litres (3.3 à 6.7 l/m<sup>3</sup>) d'eau additionnels ont été ajoutés.
  2. *Mélange pour la poutre BP0.5S0-2 (0.5% synthétique)*. La formule de ce mélange est basée sur le mélange avec 0.5% de fibres synthétiques mis au point par Nguyen [2006]. L'affaissement était de 175 mm à l'arrivée à l'entrepôt, donc 500 ml (333 ml/m<sup>3</sup>) supplémentaires d'agent colloïdal ont été ajoutés. La teneur en air était cependant trop haute, soit de 12%, mais après une attente d'environ 20 minutes à faire reposer le béton sans malaxer, celle-ci est descendue à une valeur acceptable de 8.3% (moyenne de deux essais de 8.0 et 8.5% respectivement).
  3. *Mélange pour les poutres BS0.5S0 et SBS0.5 (0.5% acier)*. La recette du mélange avec 0.5% de fibres d'acier de Tran [2009] a servi de base pour ce mélange. À l'arrivée à l'entrepôt, ce mélange respectait les critères établis.
  4. *Mélange pour les poutres BS1.0S0 et SBS1.0 (1.0% acier)*. La formule de ce BRF est inspirée du mélange de Tran [2009] contenant 1.0% de fibres d'acier. La teneur en air étant de seulement 3% à l'arrivée à l'entrepôt, un total de 270 ml (180 ml/m<sup>3</sup>) d'entraîneur d'air additionnel a été ajouté. De plus, 430 ml (287 ml/m<sup>3</sup>) de superplastifiant, en supplément aux 1470 ml/m<sup>3</sup> initiaux, ont été incorporés au mélange pour contrer l'effet du temps pris pour faire les ajustements à l'entrepôt. Une plus grande quantité d'entraîneur d'air initiale aurait donné de meilleurs résultats. Toutefois, puisque le mélange de la seconde coulée était presque identique et que la teneur en air avait été élevée, il était difficile d'estimer la dose appropriée. La basse teneur en air a probablement joué un rôle dans la haute résistance de ce BRF (voir la sec-
-

tion *Propriétés mécaniques générales* un peu plus loin). L'ajout d'eau à l'entrepôt, pour augmenter la fluidité du béton, aurait pu être une option intéressante puisque la résistance allait être élevée.

5. *Mélange pour la poutre LBP0.5S0 (0.5% synthétique)*. La recette d'un béton avec 1.0% de fibres synthétiques d'abord utilisé par Osorio [2008] et ensuite reprise par Lavictoire [2010] a servi de base pour ce mélange. À l'arrivée au laboratoire, le béton était plutôt fluide, mais son affaissement était tout de même acceptable. Un affaissement élevé, sans être inadmissible, permettait une meilleure ouvrabilité pour la coulée de la poutre.
6. *Mélange pour la poutre LBS0.5S0 (0.5% acier)*. Le mélange de Lavictoire [2010] avec 1.0% de fibres d'acier a été légèrement adapté afin de couper de moitié la quantité de fibres. La quantité de superplastifiant ajoutée au mélange à l'usine, soit 800 ml/m<sup>3</sup>, s'est avérée être un peu excessive puisque l'affaissement était à 190 mm à l'arrivée au laboratoire. Pour contrer cette valeur élevée, 875 ml (350 ml/m<sup>3</sup>) d'agent colloïdal ont été incorporés au mélange. La teneur en air de 9.2% alors mesurée dépassait la limite supérieure de l'intervalle visé. Il a tout de même été décidé de ne pas retourner la gâchée puisque Lavictoire [2010] avait obtenu une résistance d'environ 26 MPa à 28 jours avec un mélange très semblable et qui avait, dans son cas, 10% d'air.

### Cure de mûrissement

Pour ce qui est de la cure des spécimens, une cure de type *Wet Coverings* a été utilisée. Il s'agit de couvrir les poutres et les échantillons avec une toile de jute et de bien arroser toutes les 24 heures pour que la toile reste humide en permanence. On couvre également le tout d'une toile de plastique afin d'empêcher l'évaporation. Ce processus est répété pendant 7 jours. Cependant, pour les spécimens des coulées 2 et 3, puisque la résistance en compression était faible à 7 et à 28 jours, la cure de mûrissement a été prolongée pendant une soixantaine de jours.

### Propriétés mécaniques générales

Le tableau 4.5 présente les principales propriétés mécaniques des bétons utilisés pour les poutres du programme expérimental. Pour chaque béton, la résistance en compression  $f'_c$  de même que le module d'élasticité  $E_c$  ont été déterminés à l'aide d'essais sur un minimum de trois échantillons cylindriques (150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur) en suivant la norme CSA A23.2-9C-09. Le montage comportait deux extensiomètres, ce qui a permis d'obtenir la courbe contrainte-déformation complète. La figure 4.3 présente les courbes moyennes obtenues les jours de test à l'aide d'un minimum de trois échantillons. Ces

essais ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique *MTS* d'une capacité de 5000 kN à l'Université de Sherbrooke.

Tableau 4.5 Propriétés mécaniques des bétons

<i>Poutre</i>	28 jours			Jour du test			
	$f'_c$ <i>MPa</i>	$E_c$ <i>MPa</i>	$f_r$ <i>MPa</i>	$\hat{A}ge$ <i>jours</i>	$f'_c$ <i>MPa</i>	$E_c$ <i>MPa</i>	$f_r$ <i>MPa</i>
BS1.0S0	43.2	21928	7.31	113	47.2	23174	7.05
SBS1.0	43.2	21928	7.31	157	47.7	22886	7.53
LBS0.5S0	28.6	18499	4.37	77	29.9	18601	5.37
BS0.5S0	21.1	16329	3.69	132	29.0	17916	5.04
SBS0.5	21.1	16329	3.69	174	30.1	18250	5.31
LBP0.5S0	30.3	17533	3.77	83	33.1	17819	4.41
BP0.5S0-2	20.0	13200	3.29	142	30.5	17620	3.90
B0S275-2	36.3	21939	4.32	139	38.1	22018	5.16

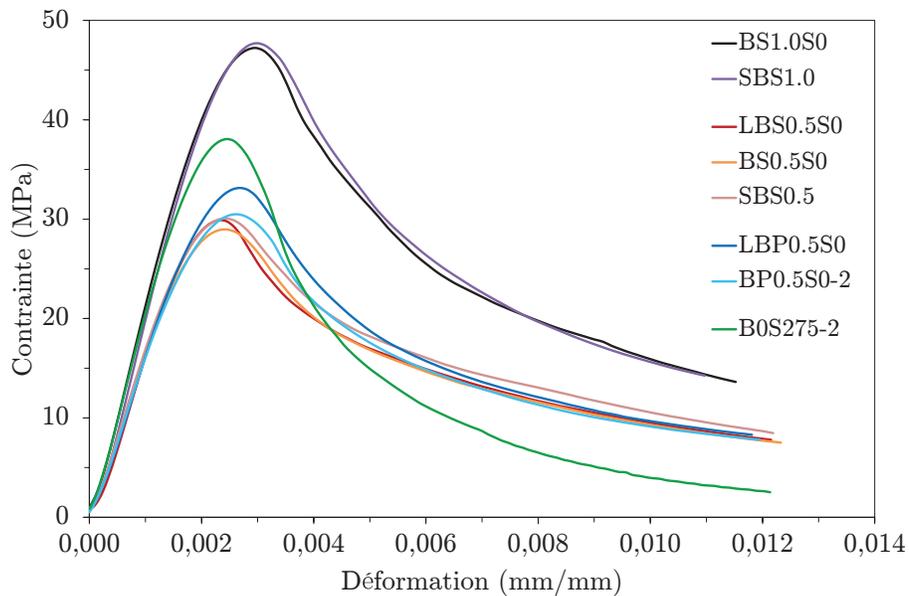


Figure 4.3 Courbes contrainte-déformation moyennes en compression des bétons les jours de test

Pour ce qui est du module de rupture  $f_r$ , plutôt que de suivre la norme CSA A23.2-8C-09, l'essai ASTM C1609/C1609M-10 destiné aux bétons renforcés de fibres a été utilisé. Les détails de cet essai sont davantage discutés à la section suivante où les résultats complets sont présentés. Un minimum de trois échantillons ont été utilisés pour en faire la moyenne, à l'exception du jour du test de la poutre BS1.0S0 où seuls deux échantillons ont pu être retenus.

La résistance en compression visée était de 30 MPa. Cependant, comme on peut le voir, la résistance à 28 jours de certains bétons est plus faible ou plus élevée que cet objectif. Tel que mentionné à la section précédente, différents points tels que les conditions de coulée différentes, les densités des matériaux entraînant l'ajustement des quantités et l'erreur entre les quantités réelles et ciblées ont pu avoir un impact sur les bétons. Ceci se reflète donc sur les propriétés mécaniques des bétons. Les bétons de résistance plus faible ont néanmoins pu bénéficier d'une cure allongée et ainsi atteindre l'objectif visé au jour de l'essai.

### Comportement post-fissuration

Tel que mentionné à la section précédente, dans le but de caractériser le comportement post-fissuration des BRF utilisés dans ce programme expérimental, l'essai de flexion ASTM C1609/C1609M-10 discuté à la section 2.2 a été utilisé. Ce dernier permet en fait d'évaluer indirectement la résistance post-fissuration en traction par un essai de flexion sur prisme. Cet essai a été choisi puisqu'il est simple à réaliser et que les échantillons sont faciles à manipuler et ne nécessitent presque aucune préparation. De plus, cet essai avait déjà été réalisé à l'Université de Sherbrooke. Tout comme pour les essais de compression, ces essais ont été effectués avec une presse hydraulique *MTS* d'une capacité de 5000 kN au laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke. L'essai se faisait en contrôle-déplacement. Le taux de chargement choisi a été de 0.07 mm/min sur toute la durée de l'essai.

La figure 4.4 montre le montage comprenant deux LVDT permettant d'obtenir le déplacement moyen au centre de la poutre. La taille des poutres coulées pour ces tests était de 100 x 100 x 400 mm et celles-ci étaient chargées sur une portée de 300 mm et soumises à deux charges centrées espacées de 100 mm. Tel que spécifié dans la norme, la consolidation s'est faite par vibration externe avec une table vibrante.

La figure 4.5 présente les courbes moyennes sous la forme contrainte-déplacement au centre obtenues au jour de l'essai de chaque poutre du programme expérimental. Tel que spécifié plus tôt, ces courbes moyennes sont tirées d'essais sur un minimum de trois échantillons, à l'exception du jour du test de la poutre BS1.0S0. Les résultats détaillés de chacun des échantillons à 28 jours et aux jours des essais sont présentés à l'annexe E. En considérant une distribution de contrainte linéaire sur la section, la contrainte maximum est déterminée tout au long de l'essai par l'équation suivante :

$$f = \frac{Pl}{bh^2} \quad (4.1)$$



Figure 4.4 Montage pour la réalisation de l'essai ASTM C1609/C1609M-10

où  $P$  est la charge appliquée au centre. Une procédure proposée par Brühwiler [1988] a été utilisée pour tracer les courbes moyennes à partir des résultats des essais. Elle consiste tout d'abord à déterminer, pour chaque échantillon, la contrainte maximale  $f_P$  et le déplacement  $\delta_P$  lui étant associé. On normalise ensuite les contraintes et déplacements par rapport à ces deux valeurs de sorte qu'on obtient, pour chaque échantillon, une courbe de  $f/f_P$  en fonction de  $\delta/\delta_P$  dont le sommet est au point (1,1). Il faut par la suite définir une série de valeurs de  $\delta/\delta_P$  pour lesquelles des valeurs de  $f/f_P$  seront interpolées à partir des résultats de l'essai. Il suffit ensuite de calculer la moyenne des contraintes normalisées pour chaque valeur de  $\delta/\delta_P$  fixées. Après avoir calculé la moyenne des  $f_P$  et  $\delta_P$  pour obtenir les valeurs  $f_{P_{moy}}$  et  $\delta_{P_{moy}}$ , il ne reste plus qu'à multiplier les contraintes normalisées et les déplacements normalisés par ces valeurs pour obtenir la courbe moyenne. Les courbes moyennes de la résistance en compression des bétons, présentées à figure 4.3, ont également été calculées suivant le même principe.

À l'exception du mélange avec 1.0% de fibres d'acier, tous les BRF utilisés dans le programme expérimental présentent un comportement que l'on peut désigner comme étant adoucissant en traction, c'est-à-dire que la contrainte à la première fissure  $f_1$  constitue la contrainte maximale  $f_P$ . Pour sa part, en raison de la résistance du béton et de la quantité de fibres plus élevées, le comportement du BRF avec 1.0% de fibres d'acier présente une phase de raidissement en traction juste après la fissuration, ce qui implique que la contrainte maximale  $f_P$  est supérieure à la contrainte de première fissuration  $f_1$  (voir les courbes des échantillons de ce BRF présentées à l'annexe E).

Les valeurs de contrainte maximale moyenne  $f_{Pmoy}$  (équivalent aussi au module de rupture  $f_r$ ) et de déplacement maximal moyen  $\delta_{Pmoy}$  correspondant sont présentées au tableau 4.6 pour chaque béton. Les contraintes moyennes à la première fissure  $f_{1moy}$  et les déplacements moyens correspondants  $\delta_{1moy}$  sont également présentés dans le cas des poutres avec 1.0% de fibres d'acier. Le tableau 4.7 présente pour sa part les autres valeurs recueillies et calculées conformément à la norme avec les courbes moyennes. Ces paramètres sont les suivants :

$f_{600}^D$	Résistance résiduelle à un déplacement au centre de $l/600$ , soit 0.5 mm
$f_{150}^D$	Résistance résiduelle à un déplacement au centre de $l/150$ , soit 2.0 mm
$T_{150}^D$	Paramètre de ténacité mesuré par l'aire sous la courbe entre $\delta = 0$ et $\delta = l/150$
$R_{T,150}^D$	Ratio de résistance à la flexion équivalent déterminé avec $T_{150}^D$ et $f_{1moy}$

Le ratio  $R_{T,150}^D$  est calculé de la façon suivante :

$$R_{T,150}^D = \frac{150T_{150}^D}{f_{1moy}bh^2} \cdot 100\% \quad (4.2)$$

où  $b$  et  $h$  sont respectivement la largeur et la hauteur du spécimen mesurées à l'endroit de la fissure.

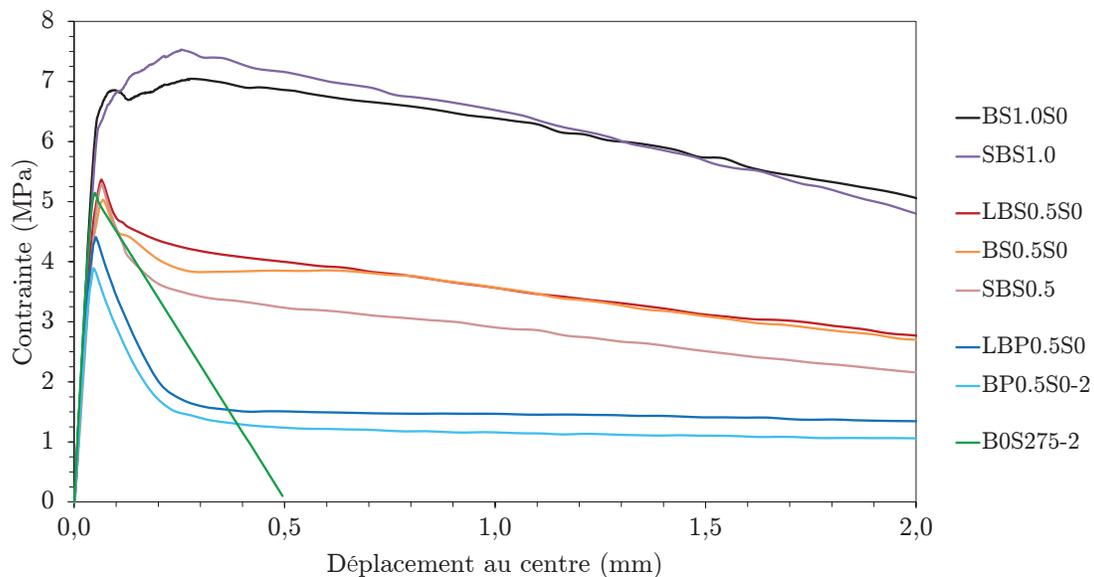


Figure 4.5 Courbes moyennes sous forme contrainte-déplacement au centre obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 les jours de test

Comme on peut le voir avec la figure 4.5 et le tableau 4.7, bien que deux recettes différentes ont été utilisées pour produire les bétons avec 0.5% de fibres synthétiques, la résistance post-fissuration est comparable (LBP0.5S0 et BP0.5S0-2). Il en va de même pour les deux mélanges avec 0.5% de fibres d'acier (LBS0.5S0 et BS0.5S0/SBS0.5).

Tableau 4.6 Contraintes  $f_{1moy}$  et  $f_{Pmoy}$  et déplacements au centre correspondants, obtenus par l'essai ASTM C1609/C1609M-10

<i>Poutre</i>	<b>28 jours</b>				<b>Jour du test</b>			
	$f_{1moy}$ <i>MPa</i>	$f_{Pmoy}$ <i>MPa</i>	$\delta_{1moy}$ <i>mm</i>	$\delta_{Pmoy}$ <i>mm</i>	$f_{1moy}$ <i>MPa</i>	$f_{Pmoy}$ <i>MPa</i>	$\delta_{1moy}$ <i>mm</i>	$\delta_{Pmoy}$ <i>mm</i>
BS1.0S0	5.72	7.31	0.0726	0.5358	6.52	7.05	0.0580	0.2753
SBS1.0	5.72	7.31	0.0726	0.5358	6.80	7.53	0.0663	0.2540
LBS0.5S0	4.37		0.0850		5.37		0.0645	
BS0.5S0	3.69		0.0483		5.04		0.0677	
SBS0.5	3.69		0.0483		5.31		0.0649	
LBP0.5S0	3.77		0.0525		4.41		0.0515	
BP0.5S0-2	3.29		0.0380		3.90		0.0464	
BOS275-2	4.32		0.0451		5.16		0.0492	

Tableau 4.7 Paramètres de la norme ASTM C1609/C1609M-10 concernant la résistance post-fissuration des bétons

<i>Poutre</i>	<b>28 jours</b>				<b>Jour du test</b>			
	$f_{600}^D$ <i>MPa</i>	$f_{150}^D$ <i>MPa</i>	$T_{150}^D$ <i>J</i>	$R_{T,150}^D$ <i>%</i>	$f_{600}^D$ <i>MPa</i>	$f_{150}^D$ <i>MPa</i>	$T_{150}^D$ <i>J</i>	$R_{T,150}^D$ <i>%</i>
BS1.0S0	7.28	5.21	42.8	110.8	6.86	5.06	41.3	94.3
SBS1.0	7.28	5.21	42.8	110.8	7.16	4.80	41.9	91.8
LBS0.5S0	3.03	2.18	19.1	63.9	4.00	2.77	24.0	66.4
BS0.5S0	2.77	2.12	17.2	69.6	3.85	2.70	23.6	68.9
SBS0.5	2.77	2.12	17.2	69.6	3.24	2.16	20.0	55.1
LBP0.5S0	1.45	1.24	10.0	39.0	1.51	1.34	10.8	36.6
BP0.5S0-2	1.11	1.01	8.1	36.6	1.24	1.06	8.9	33.6
BOS275-2	0	0	-	-	0	0	-	-

Mentionnons qu'aucun des BRF utilisés ne respecteraient les conditions imposées par l'ACI Committee 318 [2008] pour une utilisation au niveau structural (voir la fin de la section 2.3.1).

En observant la figure 4.5, on remarque que, pour le mélange de la poutre B0S275-2, la pente descendante après le pic est plus douce que les autres mélanges. Ceci est dû au fait que les données étaient enregistrées au taux de 2 points par seconde, ce qui n'était pas assez rapide pour capter la perte soudaine de résistance au moment de la fissuration de l'échantillon. Quelques points ont toutefois été enregistrés dans la descente avant cette brusque perte de capacité. En extrapolant la tendance formée par ces points, il est alors possible de tracer une courbe plus près de la vérité. La figure 4.6 montre les courbes obtenues et corrigées pour chaque échantillon testé au jour du test. La moyenne est représentée par un trait pointillé noir.

### 4.3 Instrumentation et procédures d'essais

Encore une fois dans le but d'avoir des résultats cohérents avec ceux de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010], la même instrumentation a été installée sur les barres d'armature et les poutres. La mesure des déformations sur les barres d'armature et sur le béton s'est faite par l'entremise de jauges électriques de déformation de la compagnie *Vishay Micro Measurements*. Celles-ci étaient de modèle C2A-06-250LW-120 (C2A-06-250LW-350 pour la poutre SBS0.5) pour l'acier et C2A-06-20CLW-120 ou N2A-06-20CBW-120 pour le béton. Des potentiomètres ont été utilisés afin de mesurer les déplacements verticaux des poutres. Un potentiomètre a été installé à chaque appui dans le but de mesurer tout affaissement de ceux-ci au cours des essais et de pouvoir par la suite corriger les valeurs de déplacements obtenues. Enfin, les déformations en cisaillement ont été mesurées par des LVDT disposés en rosettes. L'annexe F présente les différentes configurations de l'instrumentation en fonction de la taille du spécimen.

Les essais ont été réalisés sur la presse *MTS* de modèle 209S (capacité en compression de 11414 kN) située au Laboratoire intégré de recherche en valorisation des matériaux et de structures innovatrices et durables de la faculté de génie de l'Université de Sherbrooke, et ce, pour les trois tailles de spécimens à l'étude. Pour ce faire, trois montages expérimentaux différents ont dû être aménagés (voir l'annexe F). Le type d'essai étant un essai de flexion en quatre points en contrôle de déplacement, une poutre de transfert en acier fixée au vérin de la presse a été utilisée afin de produire deux charges ponctuelles égales. Pour chaque essai, un appui simple d'un côté et un rouleau de l'autre ont été utilisés.

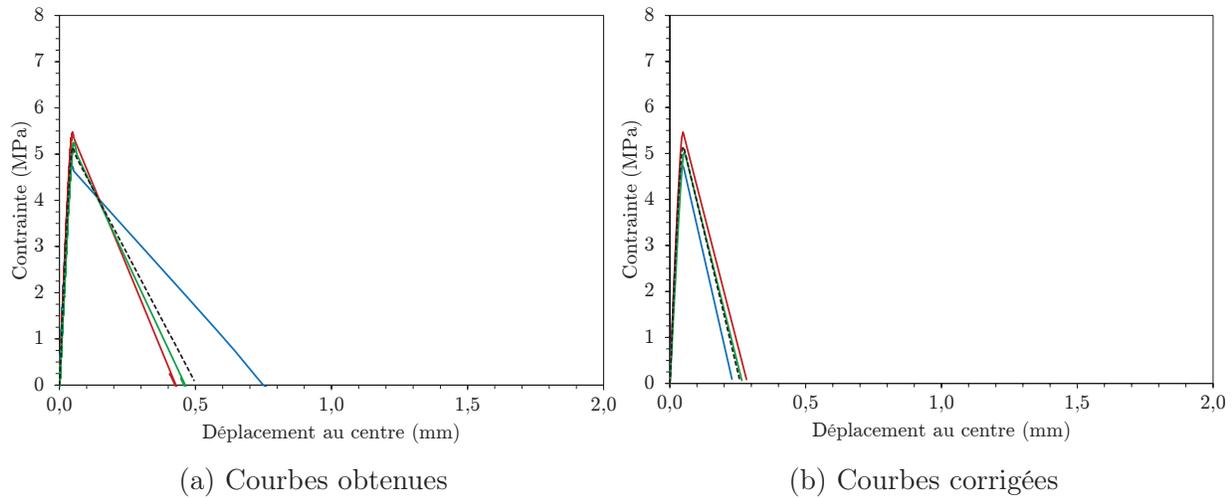


Figure 4.6 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre B0S275-2 (aucune fibre) et courbes corrigées

Un taux de chargement de 0.002 mm/s (0.12 mm/min) a été utilisé pour les essais des spécimens de grande et moyenne taille. Lorsqu'un plateau de plastification était atteint, le taux était accéléré à 0.02 mm/s (1.2 mm/min). Pour les spécimens de petite taille, un taux de 0.001 mm/s (0.06 mm/min) a été utilisé pour le début de l'essai et de 0.01 mm/s (0.6 mm/min) une fois le plateau de plastification atteint.

La presse était immobilisée à des intervalles de charge prédéfinis afin d'analyser la fissuration. Cela consistait à tracer une ligne parallèle à chaque fissure afin de mettre celle-ci en évidence, à mesurer la largeur des fissures à l'aide d'une règle graduée à cet effet et à prendre des photos. Ces paliers se faisaient à tous les 30 kN pour les grandes poutres, aux 16 kN pour les poutres de taille intermédiaire et aux 4 kN pour les petites poutres.

Les données ont été enregistrées par un système d'acquisition de données *System 5000*.

# CHAPITRE 5

## Résultats expérimentaux

Le chapitre qui suit présente en détail le comportement de chacune des huit poutres du programme expérimental lors des essais à la rupture réalisés au laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke. Ceci se fait par le biais des résultats obtenus au moyen de l'instrumentation présentée au chapitre précédent. Les potentiomètres, LVDT et jauges de déformation sur le béton et l'acier permettent en effet d'observer la réponse des spécimens tout au long du chargement.

Il est important de souligner que, dans le chapitre qui suit, les charges mentionnées correspondent à la charge totale  $P$ . Chacun des deux points d'application de charge équivaut à la moitié de la charge totale, c'est-à-dire  $P/2$ .

Pour les trois premières poutres à avoir été testées, c'est-à-dire les spécimens LBP0.5S0, LBS0.5S0 et BS1.0S0, le chargement commence à 11.1 kN. Ceci est dû au fait que la procédure de mise à zéro de la presse au commencement de ces essais a été réalisée en ignorant le poids de la cellule de charge et de la poutre de transfert. Cela entraîne donc un décalage des paliers de relevé de fissuration. La procédure a ensuite été ajustée pour le reste des essais.

### 5.1 Spécimens de grande taille

#### 5.1.1 Comportement global

Les deux spécimens de grande taille, soient les poutres LBP0.5S0 et LBS0.5S0, ont présenté un mode de rupture en cisaillement. Le tableau 5.1 présente la charge maximale et le déplacement au centre maximal enregistré pour les deux spécimens de grande dimension. La figure 5.1 montre pour sa part les courbes charge-déplacement. Pour obtenir ces courbes, le déplacement relevé par le potentiomètre situé au centre a été ajusté en soustrayant la moyenne des lectures des potentiomètres aux appuis, éliminant ainsi l'affaissement de ces derniers. L'allure dentelée des courbes est causée par les arrêts durant lesquels la fissuration était tracée.

Grâce à l'instrumentation des poutres, les courbes moment-courbure ont également pu être tracées (figure 5.2). En effet, les déformations du béton et de l'armature au centre de la

Tableau 5.1 Charges et flèches maximales des poutres de grande taille

<i>Spécimen</i>	$f'_c$ <i>MPa</i>	<i>Charge maximale</i> <i>kN</i>	<i>Flèche au centre</i> <i>mm</i>	<i>Mode de rupture</i>
LBP0.5S0	33.1	684.9	26.3	Cisaillement
LBS0.5S0	29.9	603.3	20.0	Cisaillement

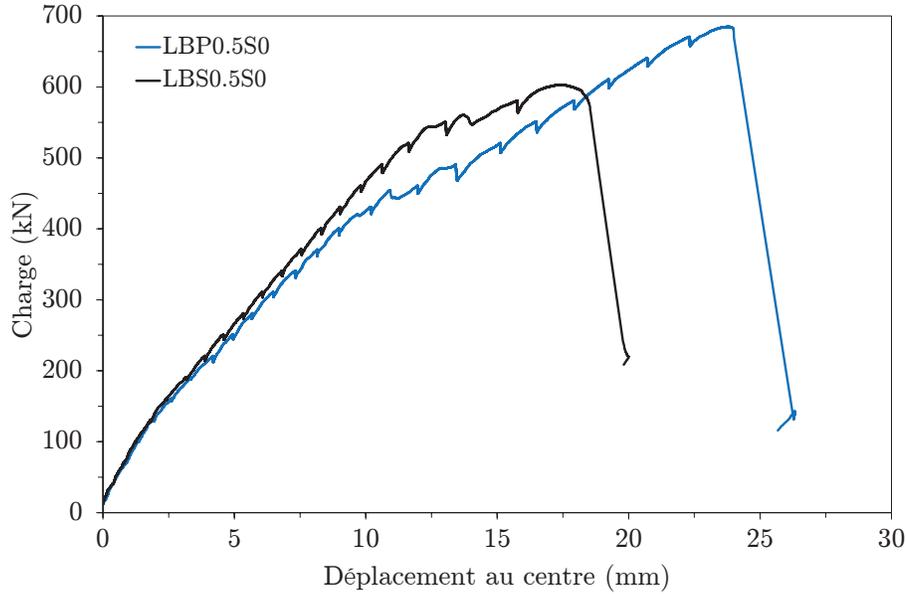


Figure 5.1 Courbes charge-déplacement au centre des poutres de grande taille

poutre permettent de calculer la courbure de celle-ci par l'équation suivante :

$$\varphi = \frac{(\epsilon_{s1} - \epsilon_{cc}) + (\epsilon_{s2} - \epsilon_{cc})}{d_1 + d_2} \quad (5.1)$$

où  $\epsilon_{s1}$ ,  $\epsilon_{s2}$  et  $\epsilon_{cc}$  sont respectivement les déformations du lit supérieur, du lit inférieur et de la fibre la plus comprimée de béton. Le lit supérieur et le lit inférieur se trouvent respectivement à une distance  $d_1$  de 655 mm et  $d_2$  de 735 mm du dessus de la poutre.

On peut donc voir par les figures 5.1 et 5.2 que le comportement des deux spécimens est très semblable, la poutre LBP0.5S0 avec 0.5% de fibres synthétiques ayant présentée une résistance légèrement plus grande que sa consœur avec 0.5% de fibres d'acier. Ce qui suit décrit le déroulement des essais.

## LBP0.5S0

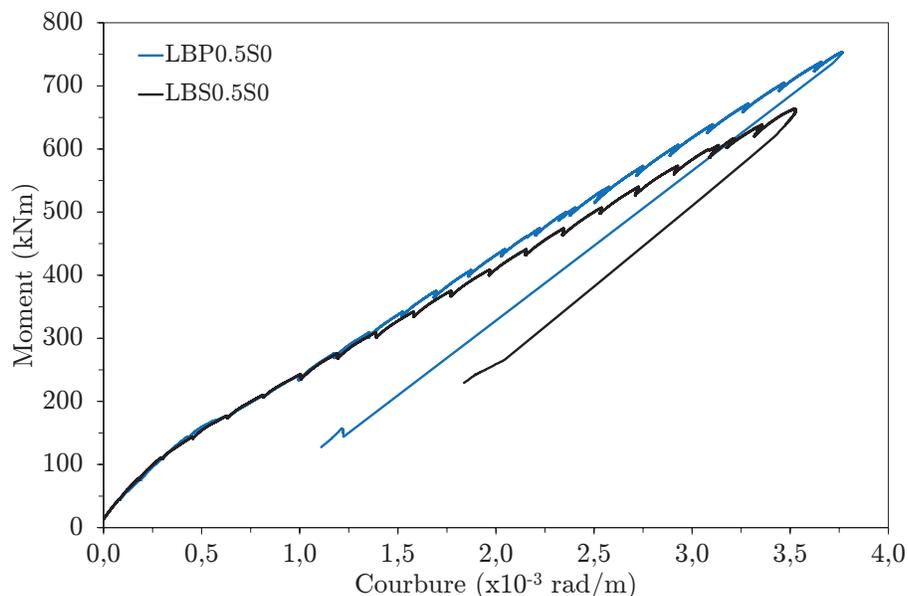


Figure 5.2 Courbes moment-courbure des poutres de grande taille

La figure 5.3 montre l'évolution de la fissuration de la poutre. Les paliers de charge présentés sur cette figure correspondent environ au tiers et aux deux tiers de la charge maximale ainsi qu'à la veille de la rupture.

C'est à une charge de 221 kN que les premières fissures de flexion ont été constatées. Les fissures situées de part et d'autre de la zone entre les points d'application de charge ont ensuite graduellement allongé en déviant pour former des fissures de cisaillement. Comme on peut le voir sur la figure 5.3c, la progression des fissures diagonales juste avant la rupture était semblable des deux côtés de la poutre. Leur largeur maximale était à ce moment d'environ 6.00 mm de chaque côté avant que le côté est se développe davantage à la veille de la rupture. Malgré la présence des fibres, un léger dégagement d'énergie s'est produit brusquement à la rupture du côté est à une charge de 684.9 kN pour une flèche maximale de 26.3 mm. L'angle moyen de la fissure de cisaillement ayant mené à la rupture était d'environ 24°.

### LBS0.5S0

L'évolution des fissures de la poutre LBS0.5S0 est montrée à la figure 5.4. Les premières fissures de flexion ont été observées au palier L7 correspondant à une charge de 221 kN. Comme on le voit en comparant les figures 5.3 et 5.4, aux paliers correspondant aux deux tiers des charges maximales, la fissuration était plus modérée pour la poutre LBS0.5S0 que pour la poutre LBP0.5S0. Des fissures inclinées se sont ensuite graduellement développées, et ce, principalement du côté est.

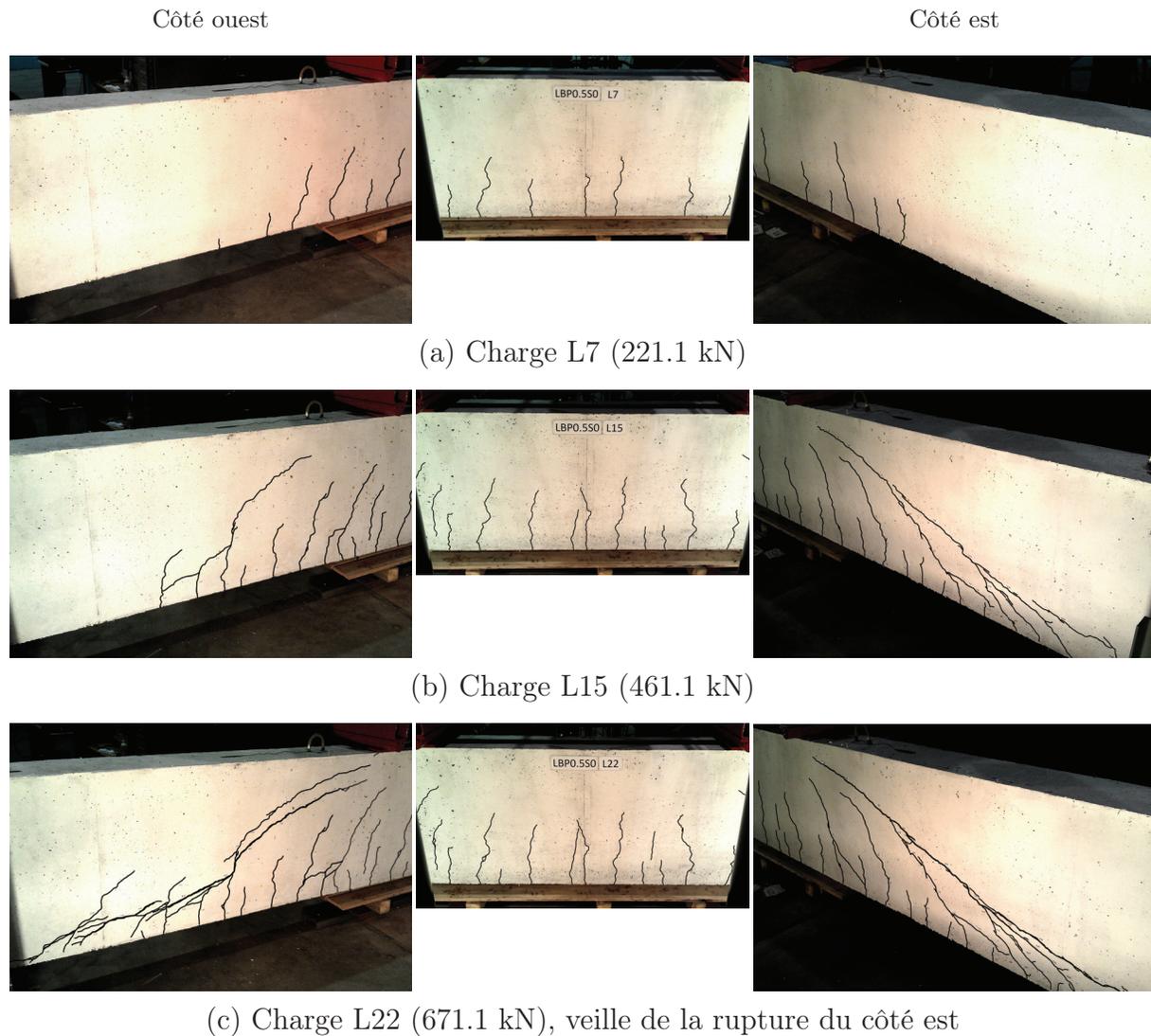


Figure 5.3 Évolution des fissures de la poutre LBP0.5S0 ( $P_{max} = 684.9$  kN)

Au palier juste avant la rupture, deux fissures de cisaillement, une de 2.50 mm et l'autre de 3.00 mm de largeur, étaient présentes du côté est. Les fissures du côté ouest étaient quant à elles encore très étroites, c'est-à-dire d'un maximum de 0.25 mm. Un très léger dégagement d'énergie s'est produit lors de la rupture fragile du côté est à une charge de 603.3 kN pour une flèche maximale de 20.0 mm. La rupture s'est produite avec un angle moyen qu'on peut estimer à environ 28°.

### 5.1.2 Déformation des matériaux

Cette section présente les déformations enregistrées par les jauges de déformation installées à différents endroits sur le béton sur le dessus de la poutre ainsi que sur l'acier en traction

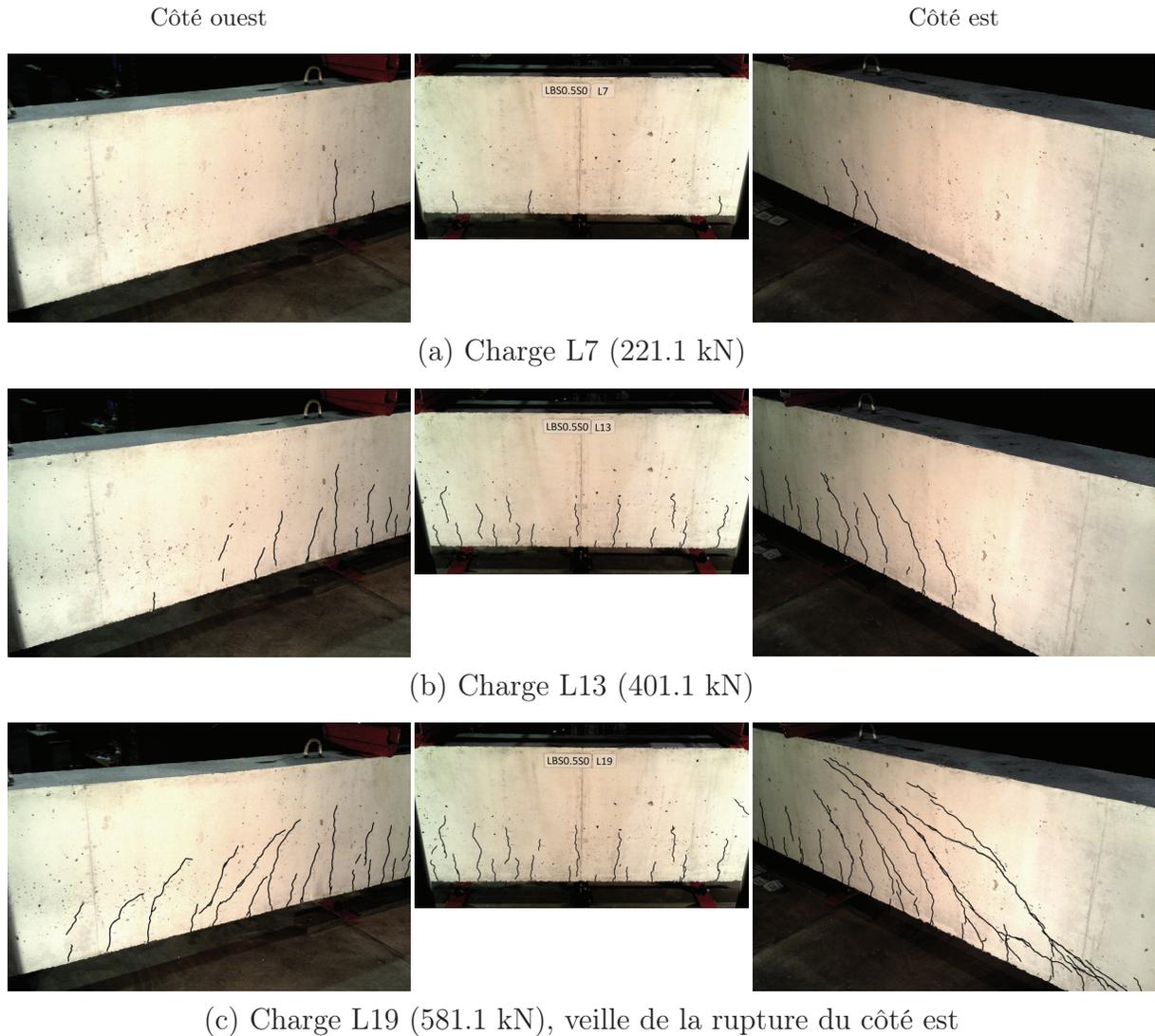


Figure 5.4 Évolution des fissures de la poutre LBS0.5S0 ( $P_{max} = 603.3$  kN)

et en compression. Les courbes des graphiques présentés dans cette section suivent un code de couleurs. Un schéma accompagne les différents graphiques afin de montrer la correspondance entre les couleurs des courbes et l'emplacement des jauges.

### Acier

La figure 5.5 présente tout d'abord les déformations enregistrées par les jauges placées sur les deux lits d'armature en traction. Comme on peut le voir, certaines jauges de la poutre LBP0.5S0 ont présenté des défaillances en changeant brusquement de lecture de déformation.

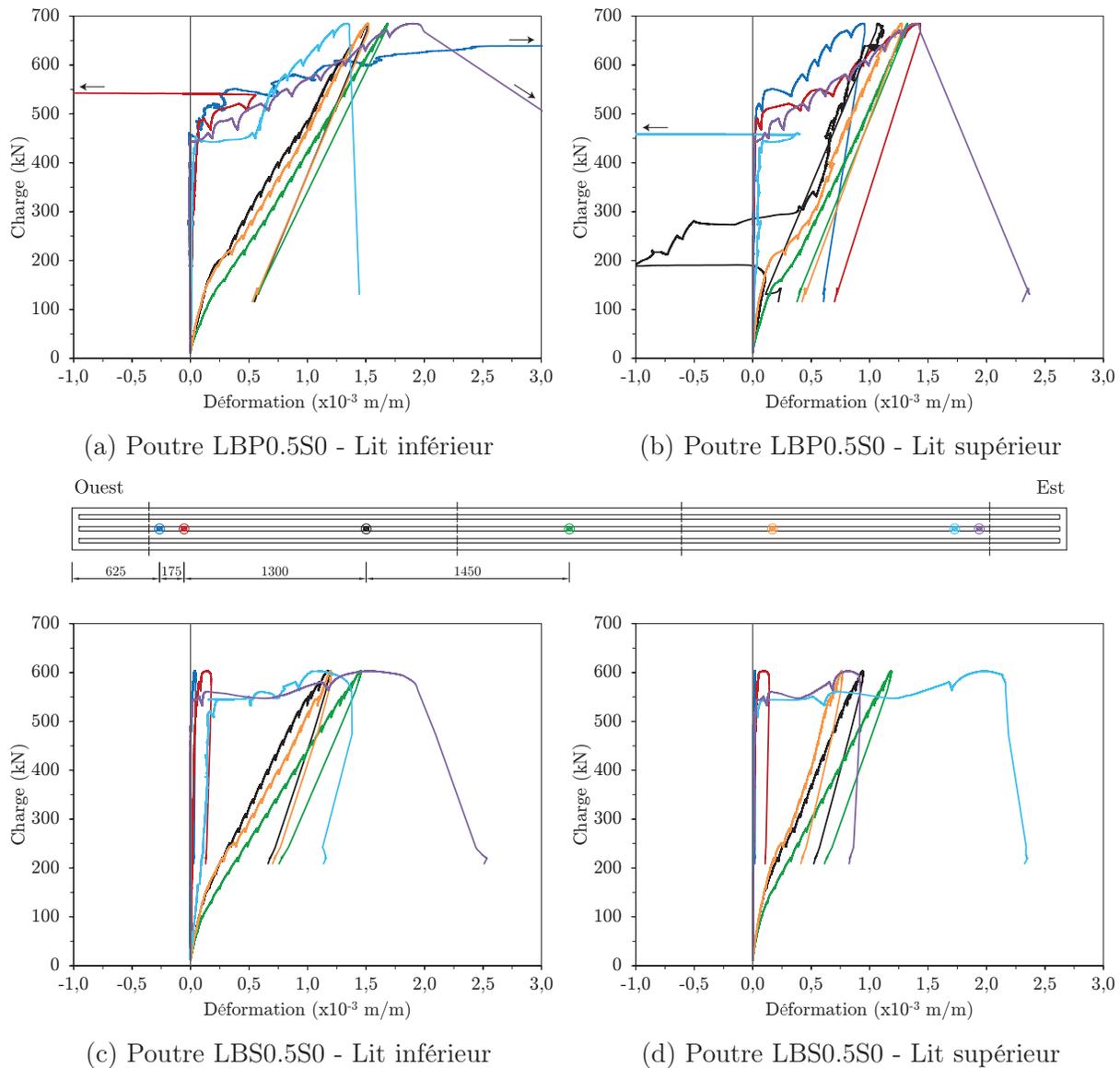


Figure 5.5 Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en traction des poutres de grande taille

Les deux poutres présentent sensiblement le même comportement. On note en premier lieu un changement de pente dans les courbes correspondant à la fissuration du béton. Il est également intéressant de constater que les déformations enregistrées par les jauges situées près des appuis augmentent nettement à des charges qui coïncident avec l'apparition de fissures de cisaillement importantes. À mesure que la fissure inclinée s'élargit, la reprise des efforts se fait de moins en moins par l'engrènement des granulats et passe plutôt par les fibres faisant office de couture et par l'effet de goujons accentué par la présence de celles-ci. Juste avant la rupture, lorsque les fibres ne sont plus en mesure de reprendre l'effort de cisaillement, il s'ensuit une augmentation brusque de la traction dans les barres

longitudinales au droit de la fissure inclinée pour tenter d'assurer l'équilibre. On peut observer que, dû à l'inclinaison des fissures de cisaillement, les jauges aux extrémités du lit inférieur indiquent de plus grandes déformations que celles situées 175 mm plus loin, alors que l'inverse se produit pour le lit supérieur.

On note également que les courbes des jauges près des appuis de la poutre LBP0.5S0 se suivent d'un côté à l'autre, ce qui n'est pas le cas pour la poutre LBS0.5S0 où les déformations du côté de la rupture sont beaucoup plus grandes. Cela correspond à ce qui a été observé lors des essais, c'est-à-dire que dans le cas de la poutre LBS0.5S0, la fissuration en cisaillement s'est fortement concentrée du côté est.

La figure 5.6 présente pour sa part la déformation en plusieurs points de l'armature de compression présente dans les poutres. On constate que pour les deux spécimens, certaines jauges sont d'abord en compression et bifurquent ensuite vers la traction. Tel que mentionné, à la formation de fissures de cisaillement, le transfert des efforts se fait différemment et est réalisé par l'entremise des fibres et l'effet de goujon. La partie de la poutre située au-dessus de la fissure, c'est-à-dire entre la fissure et l'appui, contribue alors de moins en moins à la reprise d'efforts.

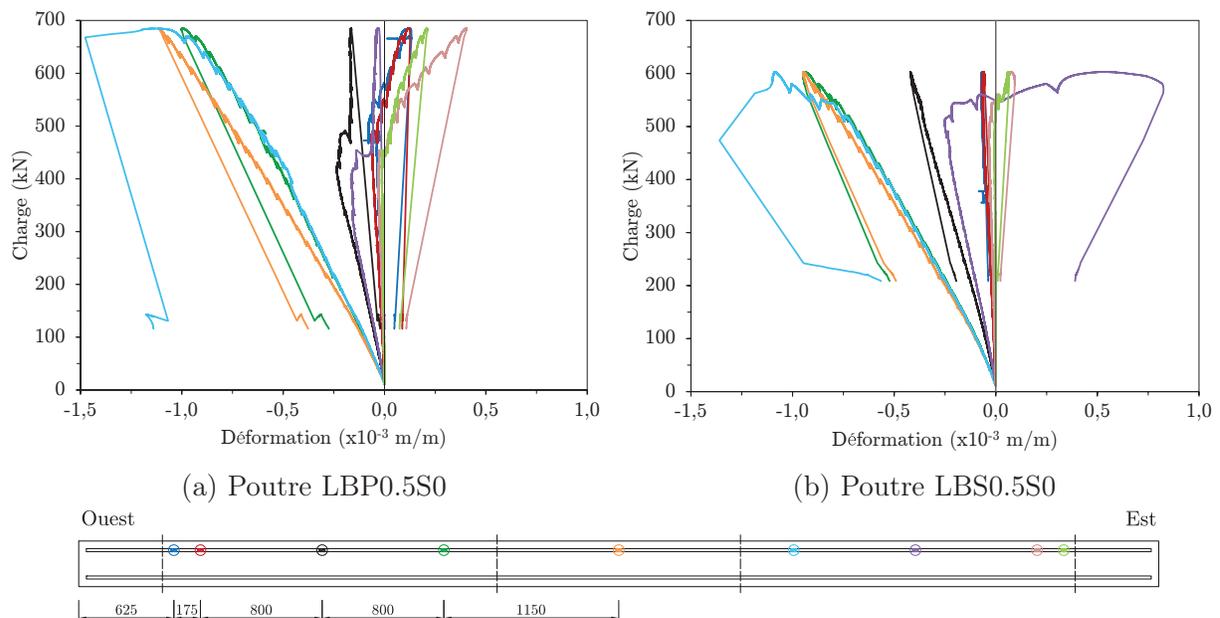


Figure 5.6 Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en compression des poutres de grande taille

## Béton

La figure 5.7 présente l'évolution de la déformation du béton sur le dessus des poutres LBP0.5S0 et LBS0.5S0. La forme des courbes suit la même tendance que ce qui a été

enregistré pour les barres d'armature en compression. Les observations faites pour ces dernières s'appliquent donc également ici.

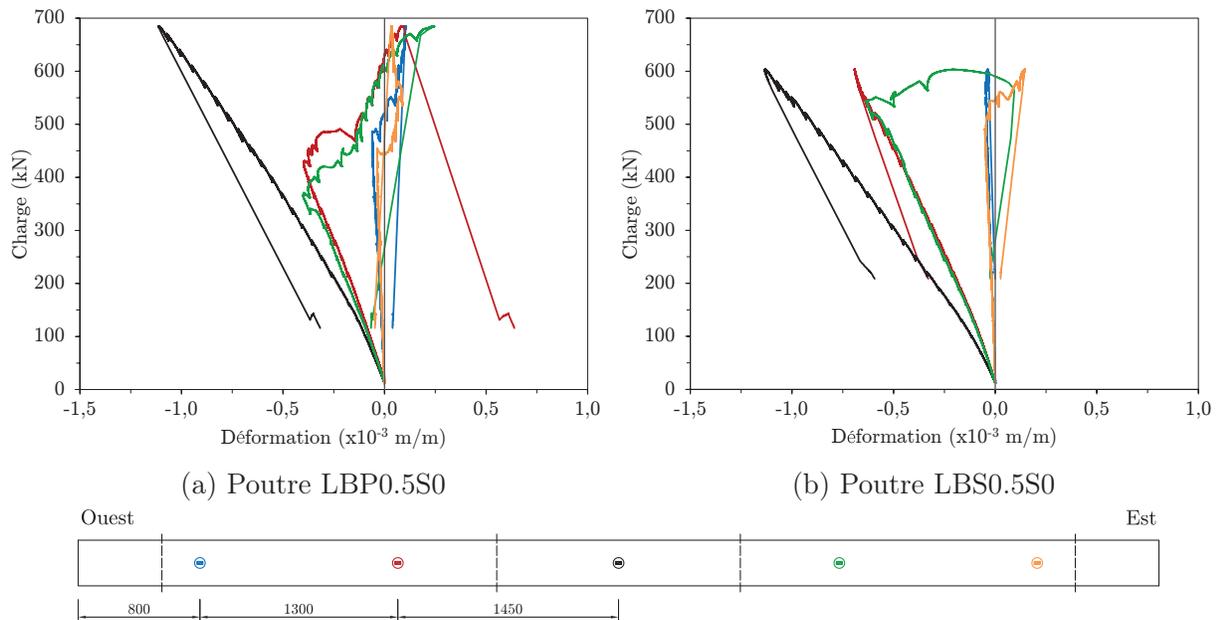


Figure 5.7 Courbes charge-déformation du béton des poutres de grande taille

### 5.1.3 Déformation en cisaillement

La section suivante présente les résultats obtenus au moyen des rosettes de LVDT installées sur la face nord des deux spécimens de grande taille. Les zones couvertes par les rosettes sont des carrés de 560 mm de côté (voir l'annexe F). Ces instruments permettent d'obtenir les déformations verticale  $\epsilon_y$ , horizontale  $\epsilon_x$  et diagonale  $\epsilon_{45}$  du côté est et du côté ouest. Ces déformations peuvent ensuite être utilisées afin d'en déduire une déformation en cisaillement de la façon suivante :

$$\gamma_{xy} = 2\epsilon_{45} - \epsilon_x - \epsilon_y \quad (5.2)$$

La figure 5.8 présente des courbes sous la forme charge-déformation en cisaillement pour chaque côté des poutres. Rappelons que la rupture est survenue du côté est pour les deux poutres. À la rupture de ces deux poutres, la fissure s'est grandement élargie brusquement pour ainsi dépasser la limite des LVDT du côté est. C'est ce qui explique pourquoi les courbes ne montrent pas toute la perte de charge finale.

On peut voir que la déformation en cisaillement du côté est de la poutre LBS0.5S0 était beaucoup plus grande que du côté ouest vers la fin de l'essai, alors que pour la poutre

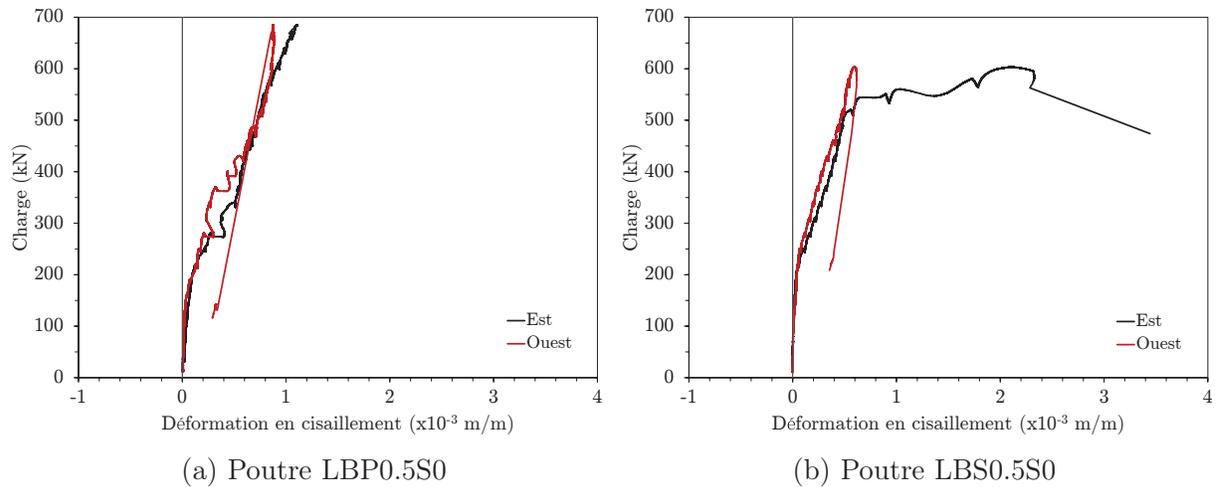


Figure 5.8 Courbes charge-déformation en cisaillement des poutres de grande taille

LBP0.5S0, les déformations des deux côtés sont plutôt semblables. Cela correspond une fois de plus à ce qui a été observé visuellement par la fissuration des poutres durant les essais.

## 5.2 Spécimens de taille intermédiaire

### 5.2.1 Comportement global

Le tableau 5.2 présente les charges et déplacements au centre maximaux de même que les modes de rupture des quatre poutres de tailles intermédiaires. Mentionnons que la perte de lecture du potentiomètre placé au centre des poutres B0S275-2 et BS1.0S0 dans le plateau de plastification a nécessité l'utilisation de la corrélation entre le déplacement enregistré préalablement par ce potentiomètre et le déplacement même de la presse *MTS* afin d'extrapoler le déplacement au centre. La corrélation était toutefois excellente. Rappelons que le déplacement au centre est corrigé par la moyenne d'affaissement des appuis enregistré par les potentiomètres placés à cet effet.

Tableau 5.2 Charges et flèches maximales des poutres de taille intermédiaire

<i>Spécimen</i>	$f'_c$ <i>MPa</i>	<i>Charge maximale</i> <i>kN</i>	<i>Flèche au centre</i> <i>mm</i>	<i>Mode de rupture</i>
BP0.5S0-2	30.5	378.8	17.8	Cisaillement
BS0.5S0	29.0	365.1	12.2	Cisaillement
B0S275-2	38.1	556.0	92.8*	Flexion (éclat. béton)
BS1.0S0	47.2	628.8	348.6*	Flexion (éclat. béton)

\* Ces flèches maximales ont été obtenues par extrapolation.

Les figures 5.9 et 5.10 présentent les courbes charge-déplacement et moment-courbure obtenues pour les poutres de cette taille. L'extrapolation est représentée par une couleur plus claire sur la figure 5.9.

Contrairement aux spécimens de grande taille qui étaient munis de deux lits de barres en traction, les poutres de taille intermédiaire n'en ont qu'un seul. L'équation suivante est donc utilisée pour calculer la courbure tout au long du chargement :

$$\varphi = \frac{\epsilon_s - \epsilon_{cc}}{d} \quad (5.3)$$

où  $\epsilon_s$  est la déformation de l'acier d'armature au centre de la poutre, valeur obtenue par la moyenne des lectures des deux jauges au centre. La déformation du béton  $\epsilon_{cc}$  est également obtenue par la moyenne des deux jauges centrales sur le béton. La distance  $d$  entre le dessus de la poutre et l'acier en traction est de 437.5 mm. Notons que les courbes des poutres B0S275-2 et BS1.0S0 sur la figure 5.10 se terminent avec la perte des jauges ayant subi de trop grandes déformations sur l'acier ou le béton et non avec la fin de l'essai.

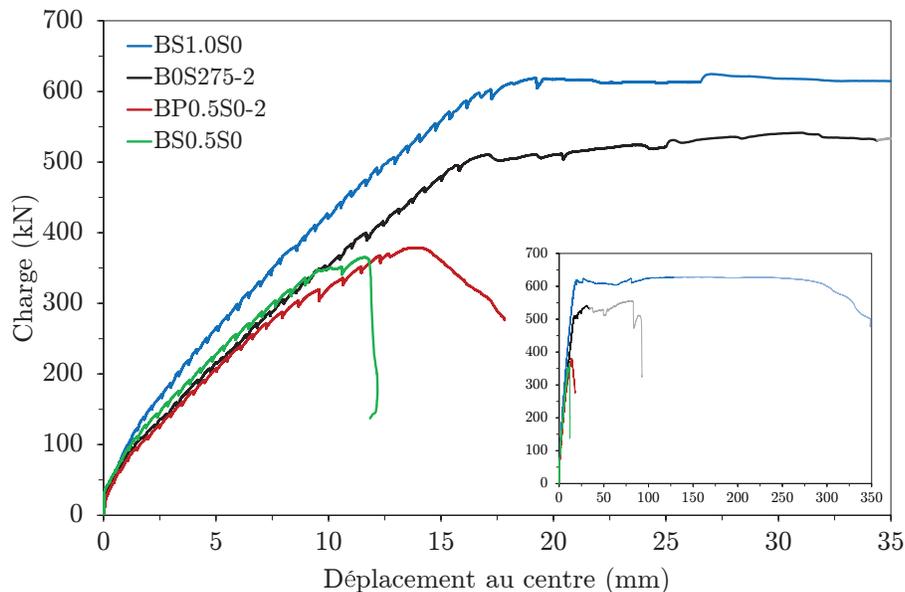


Figure 5.9 Courbes charge-déplacement au centre des poutres de taille intermédiaire

Comme ce fut le cas pour les spécimens de grande taille, les deux poutres avec 0.5% de fibres d'acier ou synthétiques ont présenté un comportement similaire, la poutre BP0.5S0-2 résistant à une charge légèrement supérieure avant la rupture en cisaillement.

La poutre BS1.0S0 avec 1.0% de fibres d'acier ainsi que la poutre B0S275-2 avec étriers ont pour leur part subi une rupture en flexion par éclatement du béton dans la partie supérieure de la poutre. Dans les deux cas, cette rupture s'est produite au bout d'un long plateau provoqué par la plastification de l'acier en traction. Comme on peut le voir à la figure 5.9, la poutre BS1.0S0 a en particulier présenté un comportement très ductile.

Ce qui suit présente les observations faites lors des essais de chacune des quatre poutres de taille intermédiaire.

### BP0.5S0-2

La figure 5.11 présente la progression des fissures de la poutre BP0.5S0-2. Comme pour les grandes poutres, les paliers présentés correspondent environ au tiers et aux deux tiers de la charge maximale ainsi que la veille de la rupture.

De très fines et très courtes fissures de flexion ont d'abord été remarquées au palier L3 (48 kN). Des fissures inclinées se sont propagées de part et d'autre de la poutre pour éventuellement mener à une rupture en cisaillement à une charge totale de 378.8 kN et une flèche de 17.8 mm au terme de l'essai. C'est sans surprise que la rupture est survenue

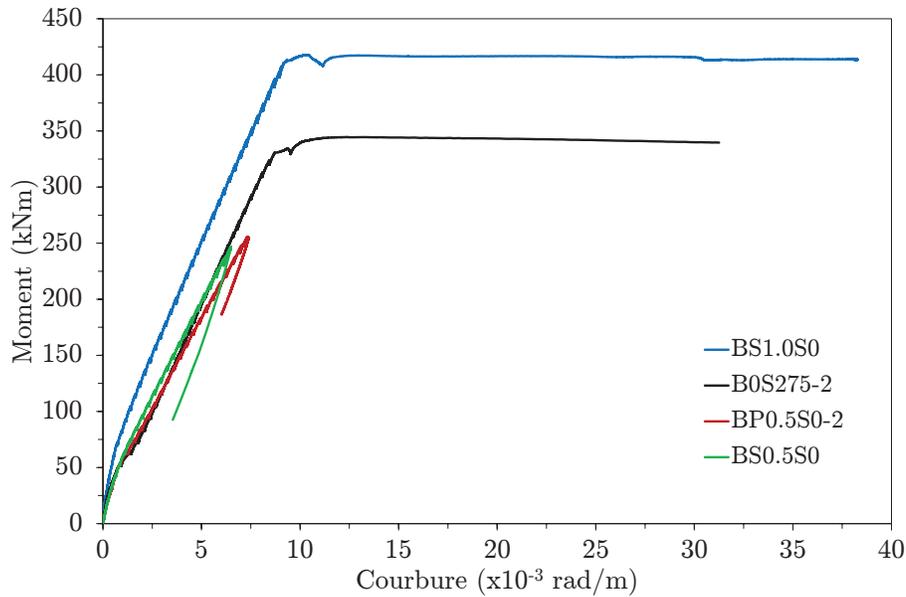


Figure 5.10 Courbes moment-courbure des poutres de taille intermédiaire

du côté est, alors que la fissuration y était plus marquée avec une largeur maximale de fissure inclinée de 2.00 mm au palier L23 (368 kN). L'ouverture maximale de la fissure du côté ouest était alors d'environ 1.00 mm. On peut estimer l'angle moyen de la fissure ayant causé la rupture en cisaillement à environ  $25^\circ$ .

Contrairement au spécimen de grande taille LBP0.5S0, la poutre BP0.5S0-2, contenant le même taux volumique de fibres synthétiques, a présenté une rupture plus ductile sans dégagement d'énergie notable à la rupture.

### BS0.5S0

L'évolution de la fissuration de la poutre BS0.5S0 est présentée à la figure 5.12. Quelques courtes fissures de flexion ont d'abord été tracées au palier L4, correspondant une charge de 64 kN. Comme on peut le voir à la figure 5.12b et c, plusieurs fissures inclinées distinctes de largeur semblable se sont ensuite formées du côté ouest alors que du côté est, les contraintes de cisaillement ont plutôt provoqué une fissure majeure d'une ouverture maximale de 3.00 mm au palier précédent la rupture. Les fissures du côté ouest mesuraient à ce moment 0.30 ou 0.40 mm de largeur maximale.

La rupture en cisaillement s'est produite du côté est à une charge totale de 365.1 kN et avec un angle moyen d'environ  $32^\circ$ . La flèche finale était de 12.2 mm. À l'instar de la poutre BP0.5S0-2, la rupture de la poutre BS0.5S0 s'est faite avec sensiblement moins de dégagement d'énergie que celle de son homologue de grande taille.

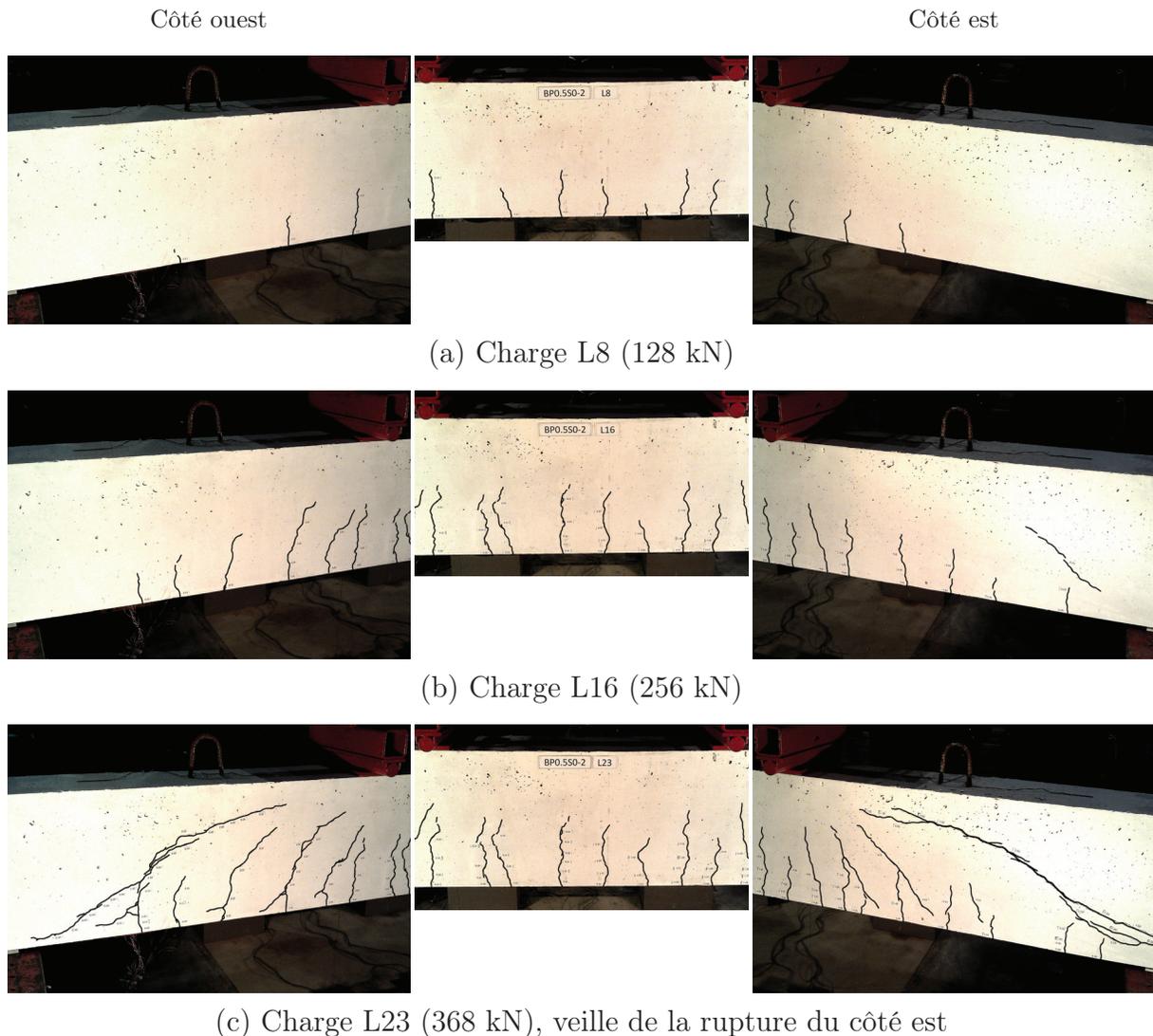


Figure 5.11 Évolution des fissures de la poutre BP0.5S0-2 ( $P_{max} = 378.8$  kN)

### B0S275-2

Puisque la rupture de la poutre B0S275-2 était en flexion par éclatement du béton après un plateau de plastification, quatre paliers sont présentés à la figure 5.13. Ceux-ci correspondent au tiers et aux deux tiers de la charge maximale, au début du plateau de plastification et à la fin de l'essai.

En comparant ces photos à celles présentées aux figures 5.11 et 5.12, on constate que la fissuration en flexion s'est développée beaucoup plus rapidement pour cette poutre contenant seulement des étriers que pour les deux poutres contenant 0.5% de fibres d'acier ou synthétiques. Les premières fissures de la poutre B0S275-2 ont été observées au palier L4 (64 kN), ce qui n'est pas plus tôt que pour les deux poutres présentées précédemment,

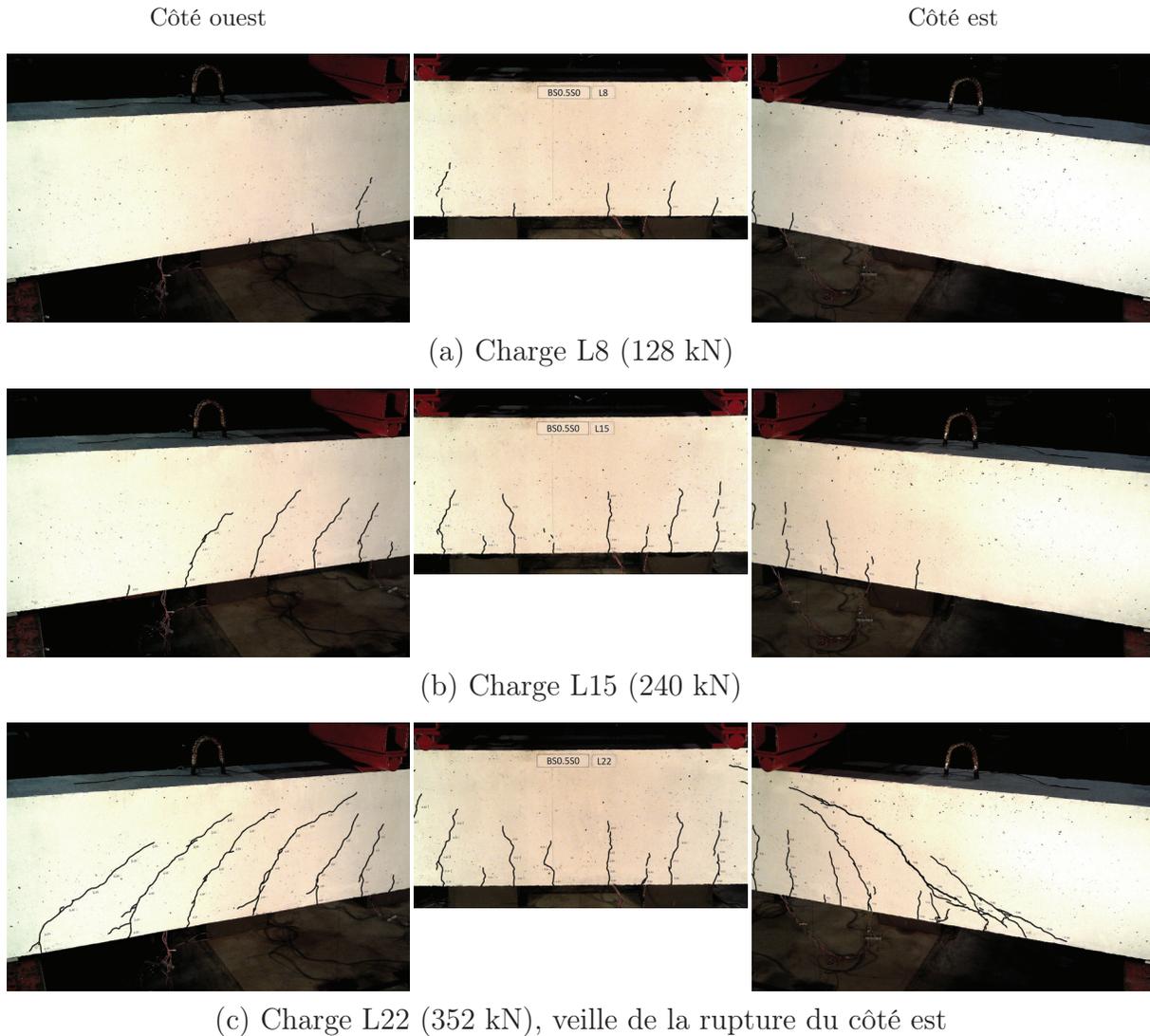


Figure 5.12 Évolution des fissures de la poutre BS0.5S0 ( $P_{max} = 365.1$  kN)

mais les fissures atteignaient déjà les deux tiers de la hauteur de la poutre à une charge de 192 kN.

Juste après la plastification de l'armature longitudinale, la largeur maximale des fissures inclinées du côté ouest faisait 0.60 mm. Du côté est, l'ouverture maximale observée pour les fissures diagonales était de 1.25 mm. Celles-ci sont ensuite demeurées stables alors que seules les fissures dans la zone centrale s'élargissaient en raison de la formation d'une rotule plastique au centre avec l'atteinte de la contrainte de plastification des barres à cet endroit.

La charge maximale enregistrée est de 556.0 kN alors que le déplacement au centre était de 80.6 mm. La poutre a finalement pu atteindre une flèche maximale de 92.8 mm alors

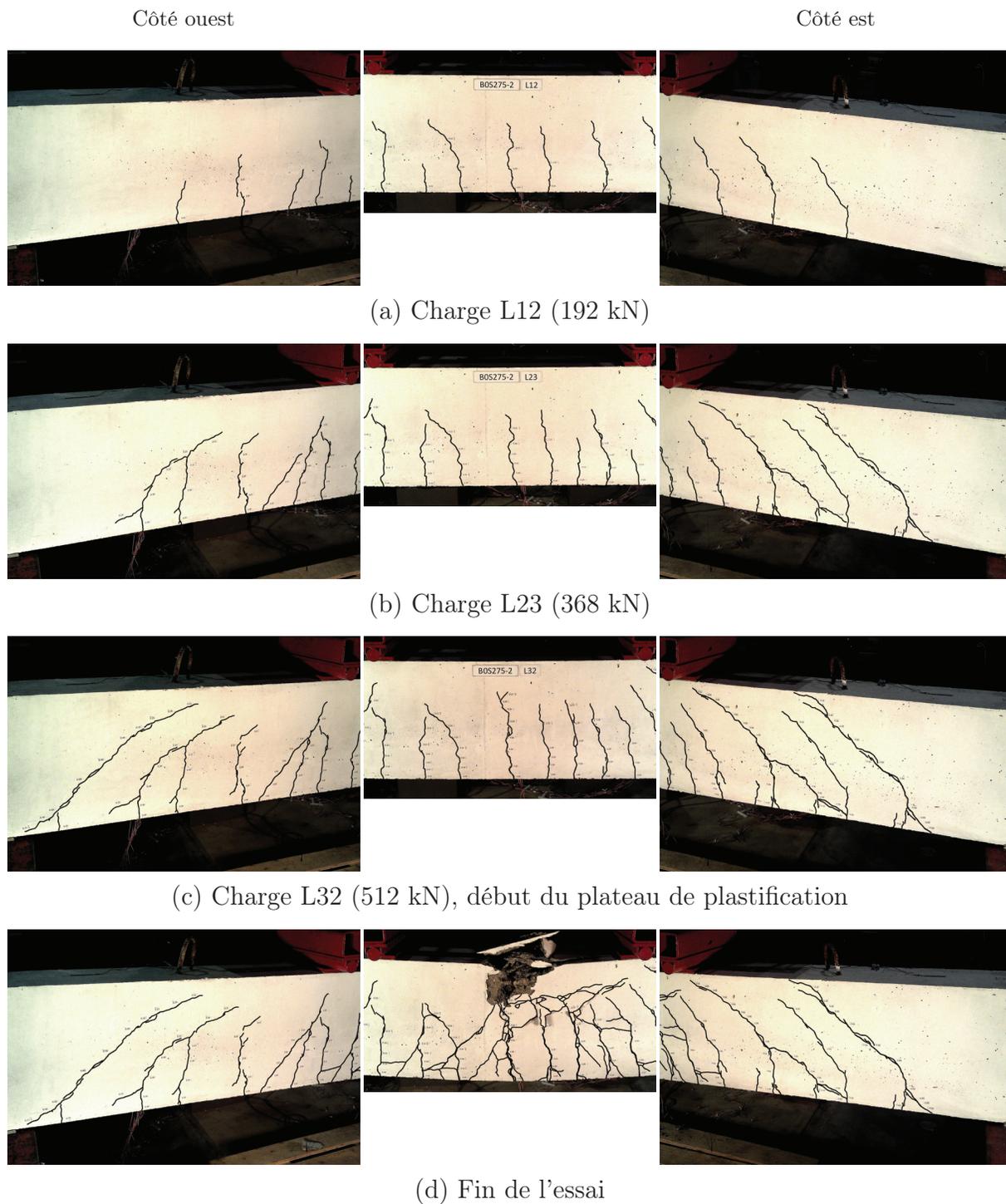


Figure 5.13 Évolution des fissures de la poutre B0S275-2 ( $P_{max} = 556.0$  kN)

que le béton éclaté dans la partie supérieure n'était plus en mesure de reprendre la charge nécessaire.

Puisque les jauges placées sur l'acier et le béton n'ont pu fournir des valeurs jusqu'à la fin de l'essai, il n'est pas possible de calculer la ductilité en courbure de cette poutre. Une ductilité en déplacement peut toutefois être calculée de la façon suivante :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.4)$$

où  $\Delta_u$  et  $\Delta_y$  sont respectivement les déplacements au centre de la poutre à l'ultime et à la plastification. Considérant que  $\Delta_u = 92.8$  mm et que  $\Delta_y = 17.2$  mm, la ductilité en déplacement de cette poutre est de 5.4.

### BS1.0S0

La progression du réseau de fissures développé lors de l'essai à la rupture de la poutre BS1.0S0 est présentée à la figure 5.14.

On note une fissuration bien différente de celle de la poutre B0S275-2 (figure 5.13). Tel que mentionné à la section 4.2.3 du chapitre précédent, la grande quantité de fibres combinée à la résistance élevée de la matrice de béton produit un comportement présentant une phase de raidissement en traction. Les contraintes sont alors bien redistribuées à travers la poutre lorsque celle-ci se fissure, expliquant les nombreuses ramifications et le faible niveau de fissuration à charge égale comparativement à la poutre B0S275-2 sans fibres.

À la plastification de l'armature, la largeur maximale des fissures diagonales du côté est était de 2.00 mm alors que du côté ouest, le maximum mesuré était de 0.80 mm. Le plateau de plastification était particulièrement long, atteignant un déplacement au centre de 348.6 mm au terme de l'essai. La charge maximale atteinte est de 628.8 kN à une flèche de 155.5 mm.

En considérant que les déplacements au centre à la plastification et à l'ultime sont de  $\Delta_y = 17.9$  mm et  $\Delta_u = 348.6$  mm, l'équation 5.4 nous permet de calculer une ductilité en déplacement de 19.5. Cette valeur est donc près de quatre fois supérieure à la ductilité de 5.4 obtenue pour la poutre B0S275-2. La résistance en compression plus élevée de ce béton (47.2 MPa) a nécessairement contribué à cette valeur élevée. La présence des fibres a aussi certainement joué un rôle puisque comme le montre la figure 4.3 du chapitre précédent, les fibres peuvent assurément améliorer la résistance en compression du béton après fissuration en limitant l'éclatement de ce dernier.

---

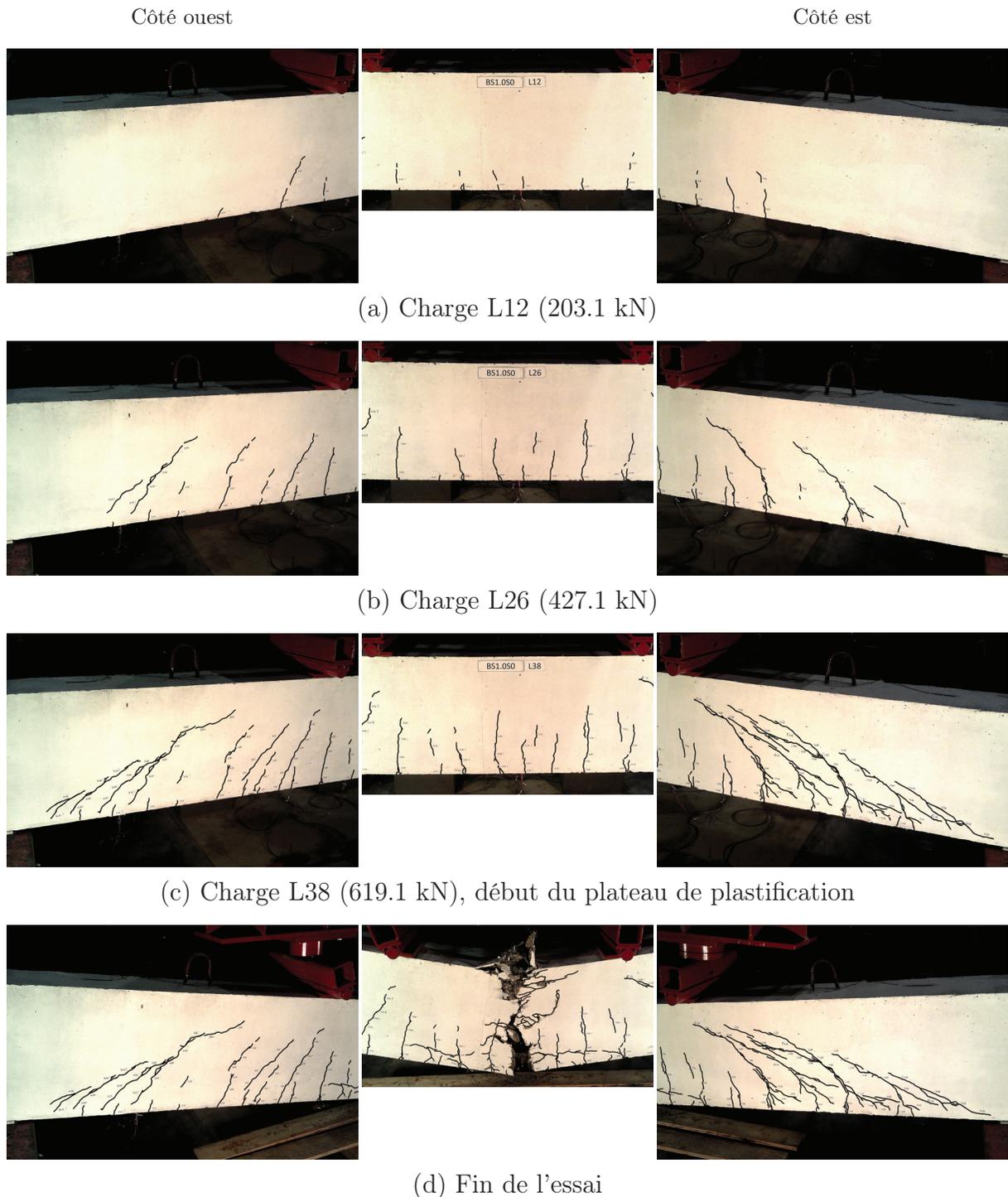


Figure 5.14 Évolution des fissures de la poutre BS1.0S0 ( $P_{max} = 628.8$  kN)

### 5.2.2 Déformation des matériaux

Sur le même principe que pour les grands spécimens, un code de couleurs est utilisé afin d'identifier les courbes correspondant aux jauges placées en différents points sur les barres et le béton des poutres de taille intermédiaire.

## Acier

La figure 5.15 montre les déformations enregistrées en différents endroits des barres d'armature en traction. Il est à noter que certaines jauges des poutres BP0.5S0-2 et BS1.0S0 ont été altérées au cours des essais, entraînant un changement soudain dans la lecture de déformation.

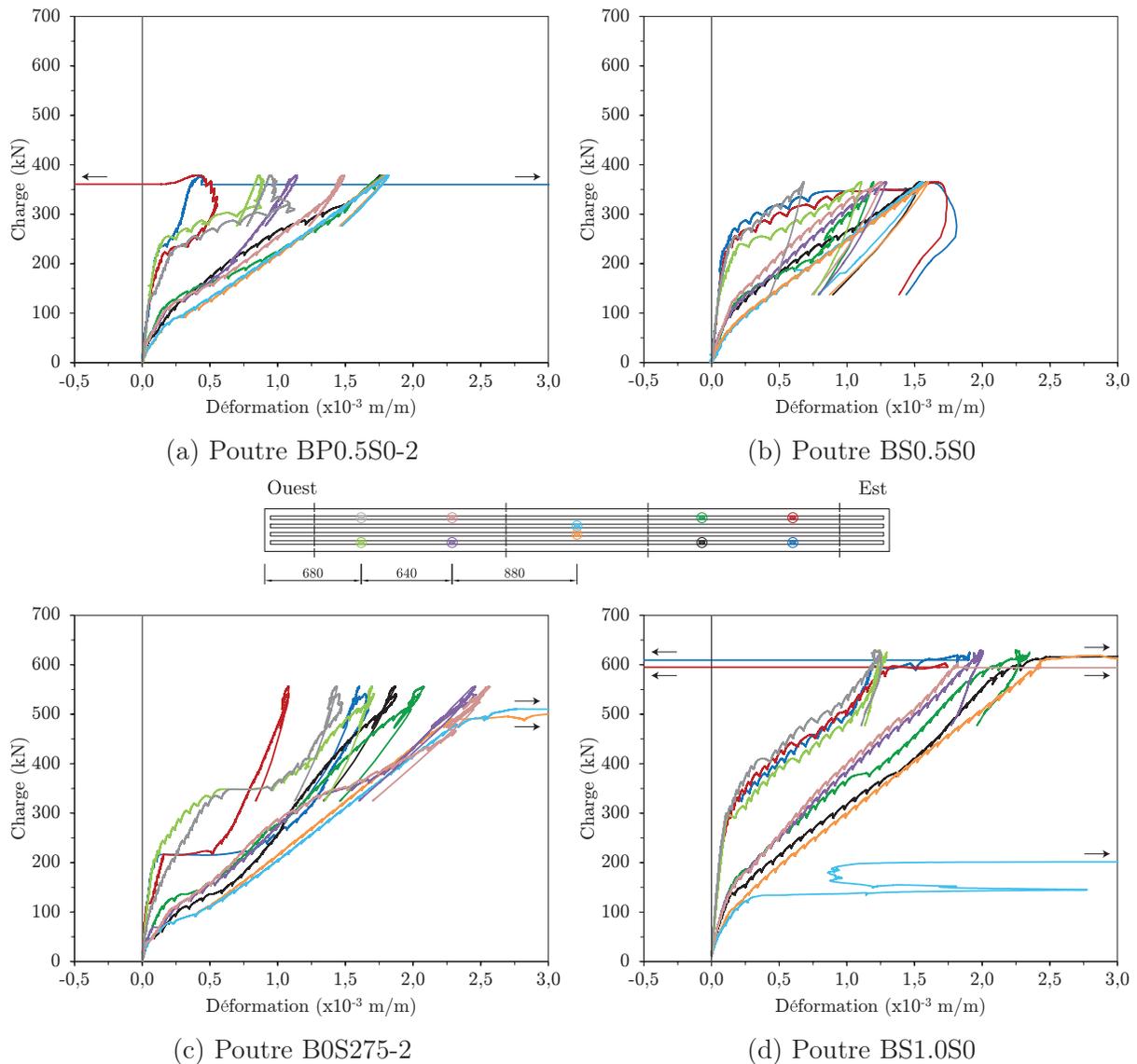


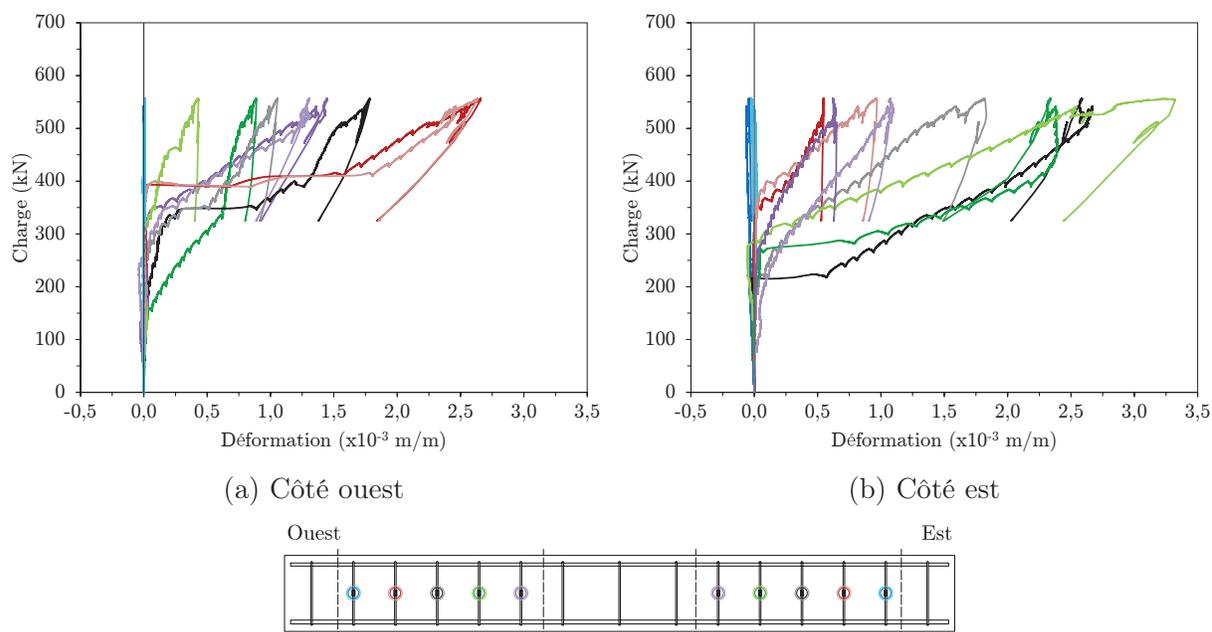
Figure 5.15 Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal des poutres de taille intermédiaire

Comme c'était le cas pour les grandes poutres, on observe dans les courbes un changement de pente qui correspond à la fissuration du béton. De plus, comme pour les poutres LBP0.5S0 et LBS0.5S0, les déformations enregistrées entre les appuis et les points de char-

gement s'accroissent après l'apparition des fissures de cisaillement. C'est particulièrement le cas du côté est où la fissuration s'est davantage développée.

Tel que mentionné précédemment, dans une poutre en BRF sans armature transversale, à mesure que les fissures inclinées s'élargissent, le cisaillement se trouve principalement repris par les fibres et par un effet de goujon amélioré dans les poutres de BRF. Lorsque les fibres ne sont plus en mesure d'en prendre davantage, la traction augmente considérablement dans les barres d'armature longitudinale. Le fait qu'on observe ce phénomène pour la poutre BS1.0S0 alors que la rupture s'est produite en flexion nous laisse croire qu'une rupture en cisaillement était également imminente avant la plastification de l'armature.

La figure 5.16 montre les déformations enregistrées par les jauges placées sur les étriers de la poutre B0S275-2. On peut voir que du côté ouest, l'étrier ayant subi le plus de déformation se situe près de l'appui (courbes rouges) alors que du côté est, c'est plus près de la charge qu'on enregistre les plus hautes valeurs (courbes vertes).



\* Les couleurs claires correspondent aux branches d'étriers du côté nord.

Figure 5.16 Courbes charge-déformation des étriers de la poutre B0S275-2

Les lectures obtenues semblent donc dépendre du fait que les jauges ont été installées au centre des branches des étriers. Il y aura en effet une concentration de déformation au droit d'une fissure. En observant la figure 5.13, on remarque que les fissures inclinées sont plus près de l'appui du côté ouest, alors qu'elles se rapprochent davantage de la charge du côté est.

## Béton

Les déformations enregistrées par les jauges placées en différents endroits sur le béton des poutres intermédiaires sont présentées à la figure 5.17.

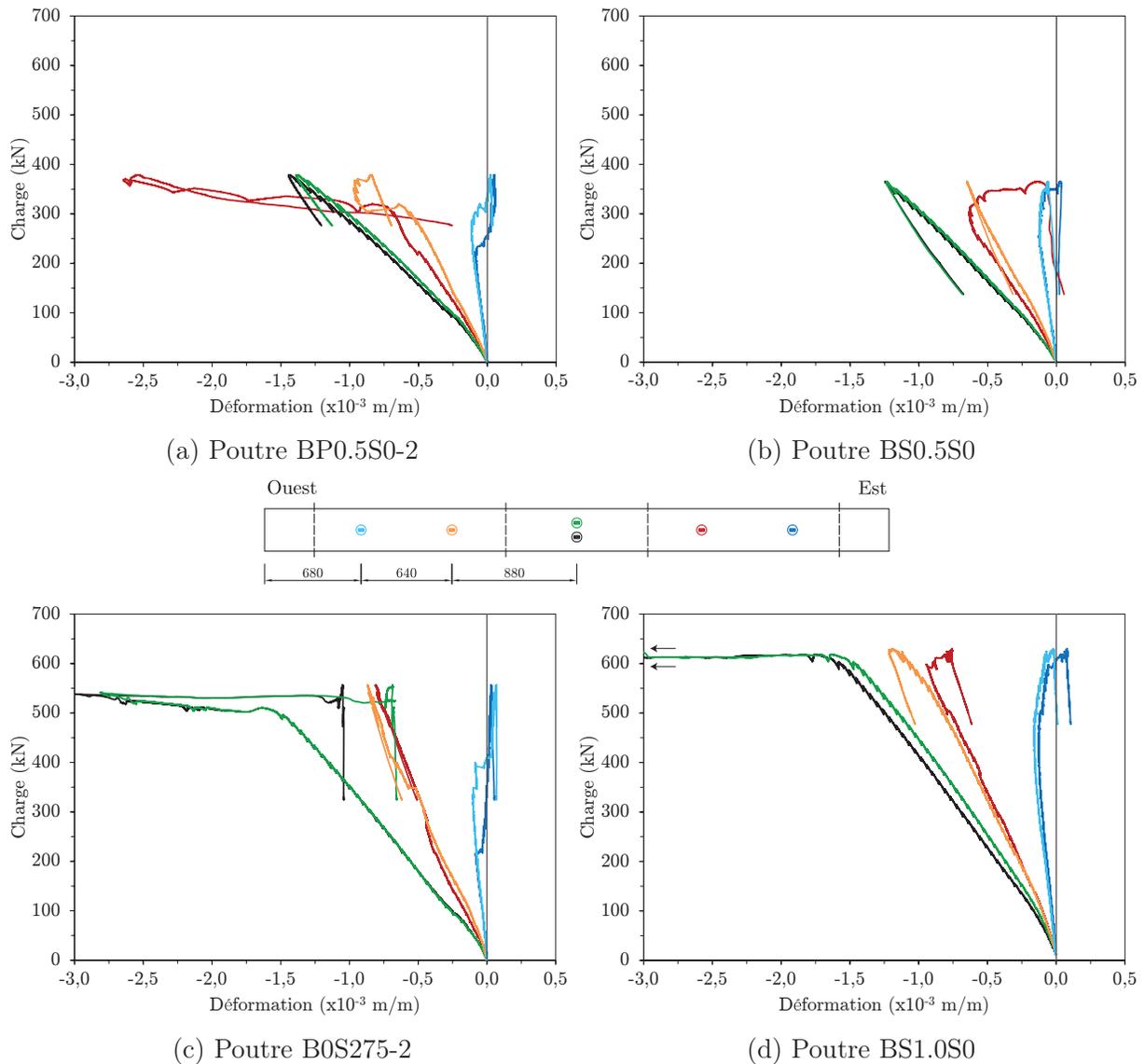


Figure 5.17 Courbes charge-déformation du béton des poutres de taille intermédiaire

Les mêmes observations faites dans le cas des grandes poutres peuvent être faites dans le cas des spécimens de taille intermédiaire. En effet, il semble qu'avec l'apparition des fissures inclinées, la partie de la poutre au-dessus de celles-ci (entre l'appui et le point de charge) contribue de moins en moins à la reprise d'efforts, ce qui explique que les courbes de certaines jauges bifurquent vers la traction.

Notons de plus la soudaine bifurcation vers la traction dans la lecture des jauges centrales de la poutre B0S275-2. Ceci est dû à l'éclatement du béton à cet endroit.

D'autre part, pour la poutre BP0.5S0-2, on observe une augmentation importante de la compression à la position de la jauge près de la charge est (courbe rouge). La figure 5.11c montre que la fissure diagonale ayant mené à la rupture s'est développée plutôt loin de la charge, ce qui a eu pour effet de soumettre la zone où était placée cette jauge à une forte compression avant la rupture.

### 5.2.3 Déformation en cisaillement

La figure 5.18 présente les déformations en cisaillement calculées pour chaque côté des poutres à partir de l'équation 5.2. Les zones couvertes par les rosettes sur les poutres de taille intermédiaire sont des carrés de 350 mm de côté (voir l'annexe F).

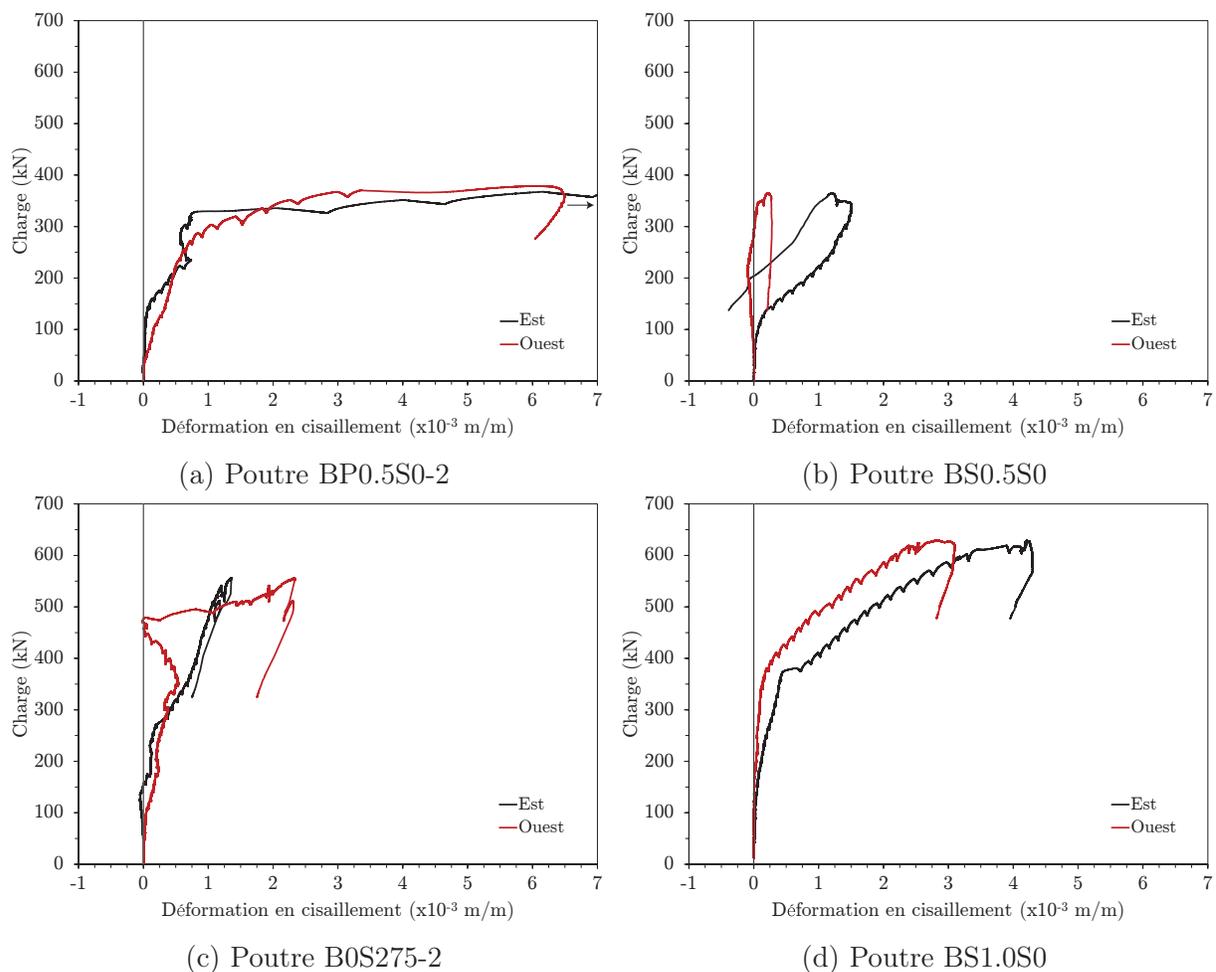


Figure 5.18 Courbes charge-déformation en cisaillement des poutres de taille intermédiaire

Hormis la poutre B0S275-2, on peut voir que la déformation en cisaillement est généralement plus grande du côté est que du côté ouest, ce qui correspond à ce qui a été visuellement observé durant les essais. Il n'y a que pour la poutre B0S275-2 avec étriers où la déformation du côté ouest excède celle du côté est vers la fin de l'essai, bien que des fissures plus larges aient été notées du côté est. Ceci est dû au fait que la rosette de LVDT interceptait un plus grand nombre de fissures de cisaillement du côté ouest.

Mentionnons que la courbe de la rosette côté est de la poutre BP0.5S0-2 est coupée par la taille du graphique dans le but de mieux présenter les autres courbes. La déformation finale calculée est de  $50.2 \times 10^{-3}$  m/m.

---

## 5.3 Spécimens de petite taille

### 5.3.1 Comportement global

Les deux dernières poutres du programme expérimental sont les spécimens SBS0.5 et SBS1.0 de petite taille. La charge maximale reprise par chacune des deux poutres et la flèche maximale au terme de l'essai, corrigée par l'affaissement des appuis, sont présentés au tableau 5.3. Comme ce fut le cas pour les poutres B0S275-2 et BS1.0S0, une extrapolation a été nécessaire en raison de la perte de lecture du potentiomètre central dans le plateau de plastification des deux poutres de petite dimension. La corrélation entre le déplacement au centre et le déplacement même de la presse *MTS* était néanmoins quasi parfaite.

Tableau 5.3 Charges et flèches maximales des poutres de petite taille

<i>Spécimen</i>	$f'_c$ <i>MPa</i>	<i>Charge maximale</i> <i>kN</i>	<i>Flèche au centre</i> <i>mm</i>	<i>Mode de rupture</i>
SBS0.5	30.1	122.6	93.7*	Flexion (éclat. béton)
SBS1.0	47.7	138.4	89.9*	Flexion (rupt. barre)

\* Ces flèches maximales ont été obtenues par extrapolation.

Les courbes charge-flèche au centre et moment-courbure sont respectivement présentées aux figures 5.19 et 5.20. L'extrapolation est représentée par une couleur plus claire sur la figure 5.19.

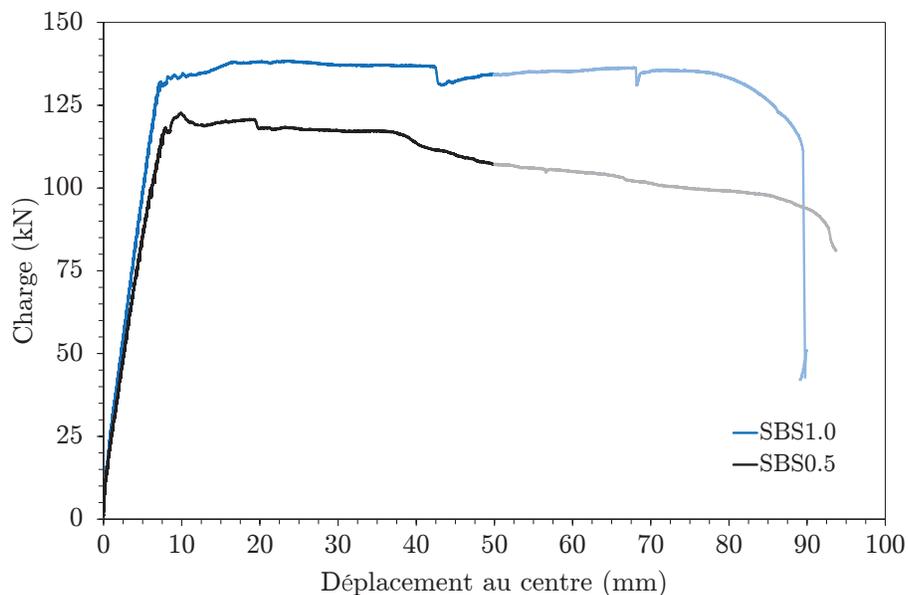


Figure 5.19 Courbes charge-déplacement au centre des poutres de petite taille

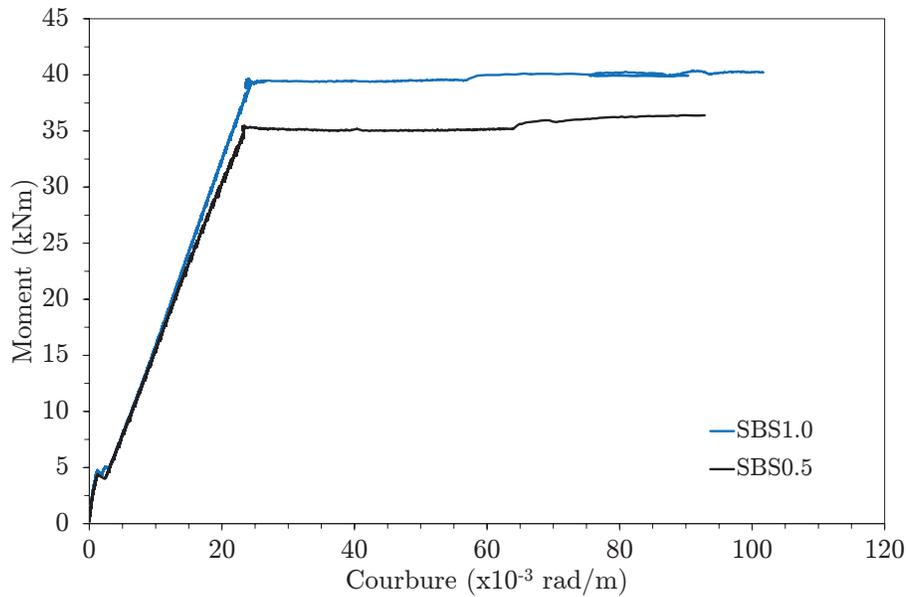


Figure 5.20 Courbes moment-courbure des poutres de petite taille

L'équation 5.3 peut être utilisée pour le calcul de la courbure en considérant que la profondeur effective  $d$  pour cette taille de spécimen est de 202.5 mm. Comme pour les poutres B0S275-2 et BS1.0S0, notons que les courbes de la figure 5.20 prennent fin avec la perte de lecture des jauges en raison de déformations trop élevées.

On peut clairement noter le point de fissuration du béton des poutres sur la figure 5.20, alors qu'on observe une légère perte de charge avant de continuer le chargement en adoptant une pente légèrement moins abrupte. Bien qu'on notait également un changement de pente dans les courbes des poutres de grande et moyenne dimension (figures 5.2 et 5.10), ce point n'était pas aussi bien défini puisqu'on n'observait aucune perte de charge.

La rupture des deux poutres s'est faite par flexion. L'essai s'est toutefois terminé différemment. En effet, à l'instar des poutres B0S275-2 et BS1.0S0 de taille intermédiaire, l'éclatement du béton dans la partie supérieure de la poutre a mis fin à l'essai de la poutre SBS0.5. Cependant, celui de la poutre SBS1.0 s'est terminé alors qu'une barre longitudinale s'est rompue. Ce qui suit présente plus en détail le déroulement de ces essais.

### SBS0.5

L'évolution de la fissuration de la poutre SBS0.5 contenant 0.5% de fibres d'acier est présentée à la figure 5.21. De la même manière que les poutres de taille intermédiaire ayant eu une rupture en flexion, quatre photos y sont présentées : tiers de la charge maximale, deux tiers de la charge maximale, début du plateau et fin de l'essai.

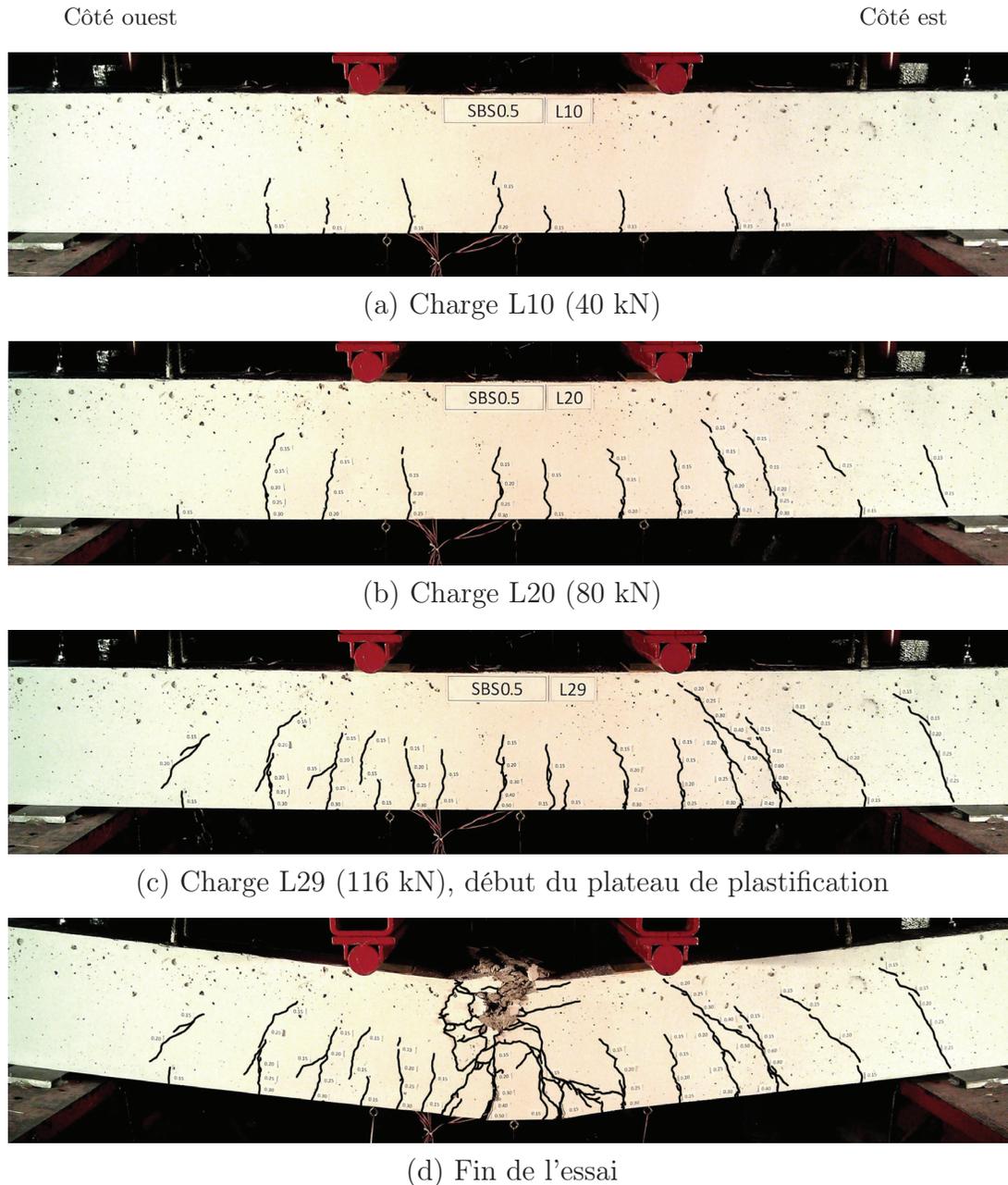


Figure 5.21 Évolution des fissures de la poutre SBS0.5 ( $P_{max} = 122.6$  kN)

Une fine fissure centrale de flexion a d'abord été remarquée au palier L4 (16 kN). Plusieurs fissures de flexion sont ensuite apparues avec un espacement assez régulier.

Au palier de charge L29 (116 kN), c'est-à-dire juste avant la plastification des barres longitudinales, la fissure diagonale du côté ouest faisait 0.20 mm d'ouverture maximale tandis que du côté est, la largeur maximale notée était de 0.80 mm. Une fois les barres plastifiées, de larges fissures se sont développées au centre de la poutre et l'éclatement du

béton a mis fin à l'essai après un déplacement au centre de 93.7 mm. La charge maximale enregistrée est de 122.6 kN alors que la flèche au centre était de 9.9 mm.

En considérant que  $\Delta_y = 8.0$  mm et que  $\Delta_u = 93.7$  mm, la ductilité en déplacement de cette poutre, calculée par l'équation 5.4, est de 11.7, c'est-à-dire une valeur située entre les ductilités en déplacement de 5.4 et 19.5 obtenues respectivement pour les poutres B0S275-2 et BS1.0S0.

### SBS1.0

La progression des fissures de la poutre SBS1.0, dernière du programme expérimental, est présentée à la figure 5.22.

Après l'apparition de la première fissure de flexion à une charge de 12 kN, on constate qu'il s'est développé un réseau de fissures semblable à celui de la poutre SBS0.5. La fissuration diagonale était toutefois très faible et même pratiquement inexistante du côté ouest à la plastification de l'armature. Les quelques fissures de cisaillement du côté est étaient alors d'une ouverture plus petite que 0.15 mm, soit le minimum mesurable avec l'outil de mesure. Ce faible réseau de fissures diagonales indique donc qu'une grande réserve de résistance en cisaillement était toujours présente dans la poutre au moment où les barres longitudinales ont atteint leur contrainte de plastification.

Une charge maximale de 138.4 kN a été atteinte lorsque la flèche était de 24.0 mm. Le chargement s'est alors poursuivi jusqu'à ce qu'une barre atteigne sa contrainte ultime et se rompe lorsque le déplacement au centre était de 89.9 mm.

Avec l'équation 5.4 et en considérant que  $\Delta_y = 7.1$  mm et que  $\Delta_u = 89.9$  mm, on calcule une ductilité en déplacement de 12.7 pour la poutre SBS1.0. Cette valeur est donc dans le même ordre de grandeur que la ductilité de 11.7 calculée pour la poutre SBS0.5 alors qu'une ductilité en déplacement de 19.5 avait été obtenue avec la poutre BS1.0S0 faite du même BRF (1.0% de fibres d'acier). Rappelons cependant que dans le cas présent, la rupture est survenue par la rupture d'une barre. C'est donc dire que si les barres avaient été plus résistantes et que la rupture s'était fait par éclatement du béton, la ductilité de la poutre aurait été supérieure à 12.7.

### 5.3.2 Déformation des matériaux

Toujours sur le même principe, la section suivante présente les déformations enregistrées par les jauges installées sur le béton et sur l'acier des poutres SBS0.5 et SBS1.0 en suivant un code de couleurs indiqué sur chaque figure.

---

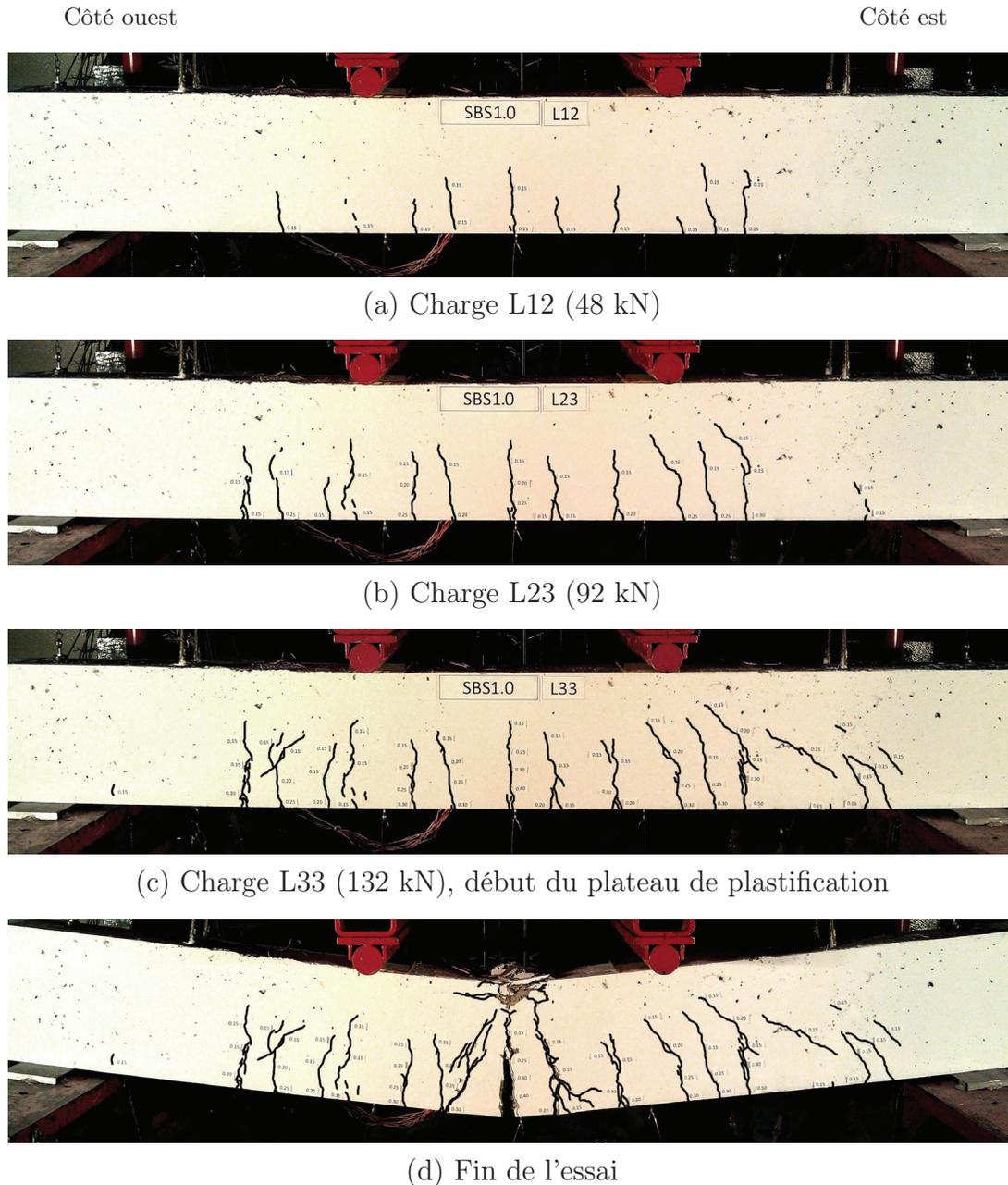


Figure 5.22 Évolution des fissures de la poutre SBS1.0 ( $P_{max} = 138.4$  kN)

### Acier

La figure 5.23 présente en premier lieu les courbes charge-déformation obtenues en divers endroits sur les barres longitudinales.

À noter qu'une des deux jauges du centre de la poutre SBS1.0 était hors d'usage avant le début de l'essai. C'était aussi le cas pour trois jauges de la poutre SBS0.5, soient une

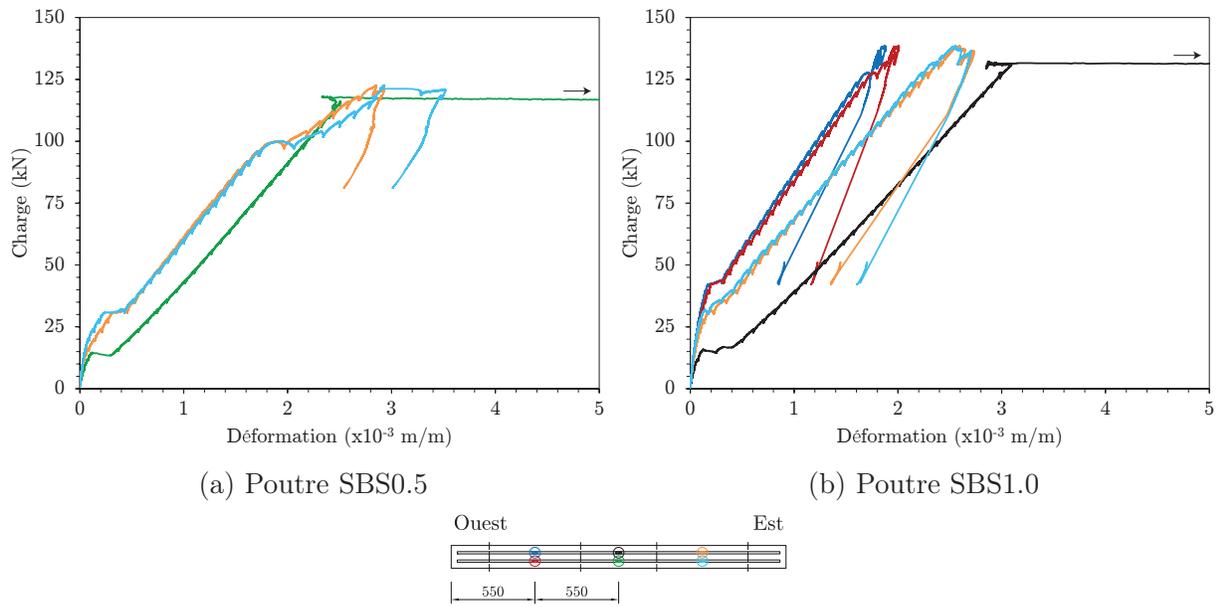


Figure 5.23 Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal des poutres de petite taille

jauge du centre et les deux jauges côté ouest. Lors de l'installation de la rosette de LVDT de ce côté, la perceuse a sans doute malencontreusement sectionné la gaine contenant les fils de ces trois jauges.

On note d'abord un changement de pente marqué lorsque le béton se fissure sous l'effort de traction. On peut voir que ce changement survient plus tôt au centre, endroit où les premières fissures apparaissent.

Le même phénomène observé pour les deux autres tailles de spécimen est observé pour la poutre SBS0.5, à savoir l'augmentation soudaine de la déformation lorsque des fissures diagonales se développent. On ne note pas vraiment ce phénomène pour la poutre SBS1.0. Cela correspond à ce qui a été observé visuellement lors de l'essai, c'est-à-dire que très peu de fissures inclinées se sont développées.

## Béton

La figure 5.24 présente les lectures de déformation des jauges placées sur le béton des poutres SBS0.5 et SBS1.0.

Comme on peut le voir, la bifurcation vers la traction observée pour les autres tailles de poutres n'est pas aussi évidente pour ces deux petits spécimens. On ne le remarque pas pour la poutre SBS1.0 et on l'observe à peine pour les jauges de la poutre SBS0.5 placées

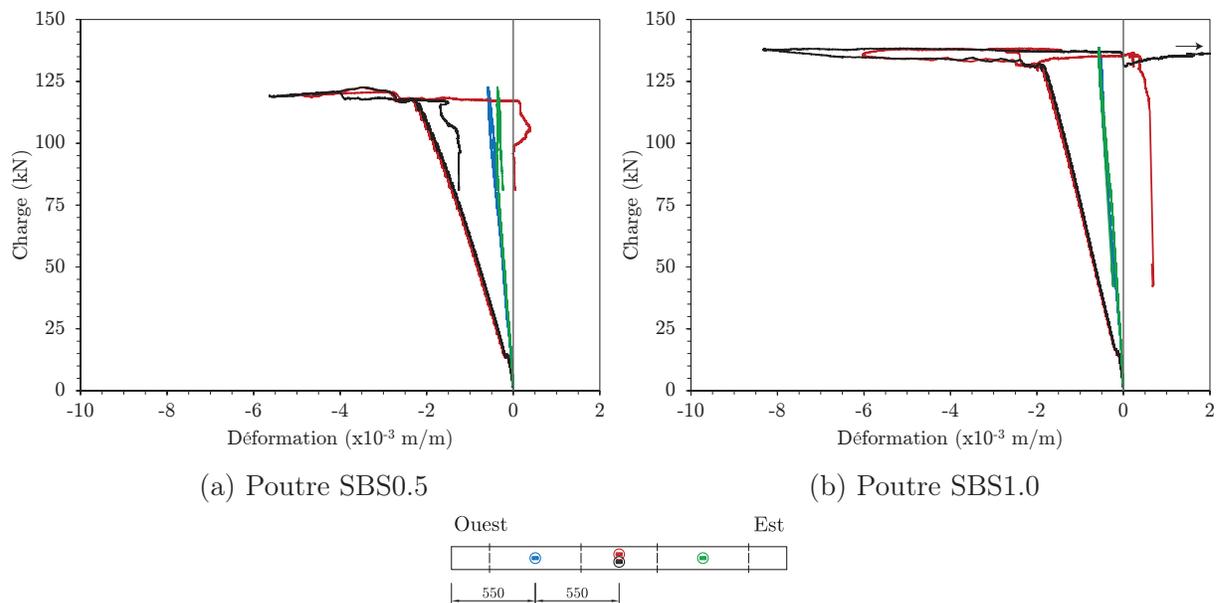


Figure 5.24 Courbes charge-déformation du béton des poutres de petite taille

entre les charges et les appuis. Ceci peut être expliqué par l'assez faible fissuration en cisaillement mentionnée plus tôt, particulièrement pour la poutre SBS1.0.

Mentionnons que comme pour la poutre B0S275-2, la soudaine bifurcation vers la traction dans la lecture des jauges centrales est due à l'éclatement du béton dans cette zone.

### 5.3.3 Déformation en cisaillement

La figure 5.25 présente les courbes charge-déformation en cisaillement obtenues par l'équation 5.2. Les zones couvertes par les rosettes sur les poutres de petite taille sont des carrés de 150 mm de côté (voir l'annexe F).

Comme pour le cas de la poutre B0S275-2, le côté ouest a présenté une déformation en cisaillement plus grande pour les deux poutres de petites taille. Encore ici, ceci est dû à la position des rosettes qui faisait en sorte que, pour ces deux poutres, davantage de fissures ont été interceptées du côté ouest.

## 5.4 Résumé des résultats

Le tableau 5.4 fait un récapitulatif des principaux résultats obtenus lors des essais à la rupture des huit poutres du programme expérimental.

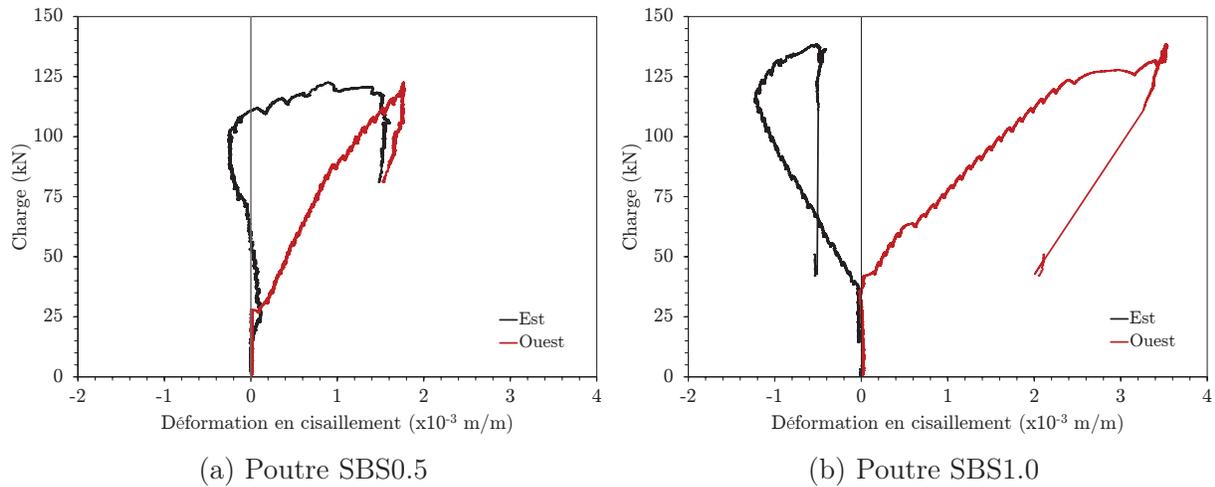


Figure 5.25 Courbes charge-déformation en cisaillement des poutres de petite taille

Tableau 5.4 Résumé des principaux résultats obtenus lors des essais à la rupture du programme expérimental

<i>Spécimen</i>	$f'_c$ <i>MPa</i>	<i>Charge maximale</i> <i>kN</i>	<i>Flèche maximale</i> <i>mm</i>	<i>Mode de rupture</i>	<i>Angle rupture</i> $^\circ$	$\mu_\Delta$
LBP0.5S0	33.1	684.9	26.3	Cisaillement	24	-
LBS0.5S0	29.9	603.3	20.0	Cisaillement	28	-
BP0.5S0-2	30.5	378.8	17.8	Cisaillement	25	-
BS0.5S0	29.0	365.1	12.2	Cisaillement	32	-
BOS275-2	38.1	556.0	92.8*	Flexion I	-	5.4
BS1.0S0	47.2	628.8	348.6*	Flexion I	-	19.5
SBS0.5	30.1	122.6	93.7*	Flexion I	-	11.7
SBS1.0	47.7	138.4	89.9*	Flexion III	-	12.7

*Modes de rupture en flexion* : I - éclatement du béton, III - rupture de barre

\* Ces flèches maximales ont été obtenues par extrapolation.

# CHAPITRE 6

## Analyse et discussion

Le chapitre qui suit présente une analyse des résultats obtenus avec les poutres testées dans le cadre du présent projet de même que ceux de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]. Se référer au tableau 4.1 pour voir l'ensemble des poutres des études.

On débute par une discussion sur les réseaux de fissures qui se sont développés durant les essais à la rupture. On analyse ensuite la résistance de chacune des poutres au cisaillement normalisé. S'appuyant sur les résultats obtenus, l'effet d'échelle est après quoi étudié et discuté. Une discussion sur la relation entre les essais effectués conformément à la norme ASTM C1609/C1609M-10 et les résultats obtenus avec les poutres du programme expérimental est par la suite présentée. Enfin, des estimations de la résistance en cisaillement des poutres testées en laboratoire sont calculées en se basant sur une équation de la littérature et comparées aux valeurs obtenues expérimentalement.

### 6.1 Fissuration

Les figures 6.1 à 6.4 présentent des photos prises suite aux essais expérimentaux permettant d'observer le réseau de fissures final développé par chacun des huit spécimens du programme expérimental.



Figure 6.1 Poutres LBP0.5S0 (haut) et LBS0.5S0 (bas) après les essais à la rupture

Se référer à l'annexe D pour les photos des poutres de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] suite à leurs essais.

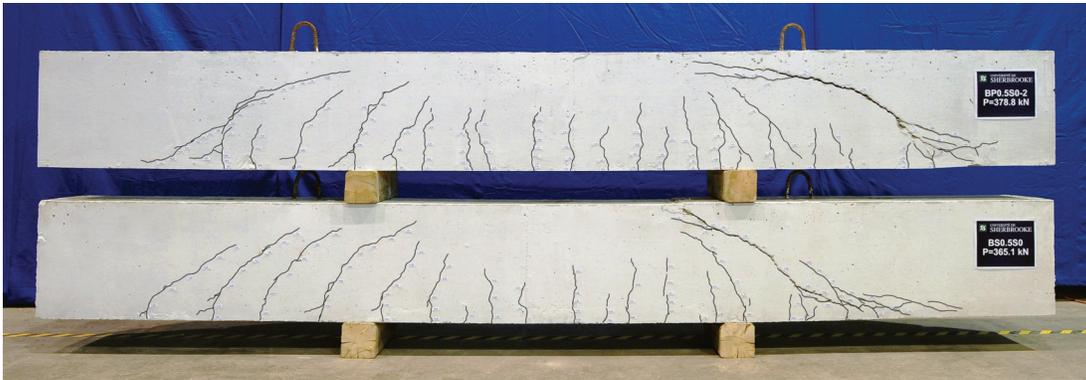


Figure 6.2 Poutres BP0.5S0-2 (haut) et BS0.5S0 (bas) après les essais à la rupture



Figure 6.3 Poutres BS1.0S0 (haut) et B0S275-2 (bas) après les essais à la rupture

La figure 6.1 permet de noter en premier lieu la similitude de la fissuration des poutres de grande taille avec 0.5% de fibres de chaque type (LBP0.5S0 et LBS0.5S0). On voit également que la fissuration diagonale était plus équilibrée de part et d'autre du spécimen dans le cas de la poutre LBP0.5S0.

Pour ce qui est des poutres de taille intermédiaire, on remarque aussi les réseaux de fissures très semblables des poutres BP0.5S0-2 et BS0.5S0 (figure 6.2). D'autre part, la figure 6.3 permet de remarquer la différence dans la fissuration des poutres BS1.0S0 et B0S275-2 alors que la présence des fibres a permis à la poutre BS1.0S0 de développer un grand nombre de ramifications en redistribuant les contraintes dans l'élément.

Enfin, la figure 6.4 permet notamment de voir la faible fissuration diagonale développée par les poutres SBS1.0 et SBS0.5 avant la rupture en flexion des spécimens.



Figure 6.4 Poutres SBS1.0 (haut) et SBS0.5 (bas) après les essais à la rupture

Tel que mentionné au chapitre précédent, l'angle moyen des fissures ayant mené à la rupture en cisaillement des poutres LBP0.5S0, LBS0.5S0, BP0.5S0-2 et BS0.5S0 se situait entre  $24^\circ$  et  $32^\circ$ .

La figure 6.5 montre pour sa part des courbes lissées représentant la contrainte de cisaillement normalisée (divisée par  $\sqrt{f'_c}$ ) en fonction de l'ouverture de fissure maximale des fissures de cisaillement notée à chaque palier des essais. Les poutres sans renfort en cisaillement, avec le minimum d'étriers selon la norme et avec 0.5% et 1.0% de fibres y sont présentées. Pour les courbes obtenues pour les autres poutres testées à l'Université de Sherbrooke, se référer à l'annexe G.

On observe d'abord clairement avec la figure 6.5 le caractère fragile de la rupture en cisaillement des poutres sans renfort (courbes bleu clair). Les fibres, qu'elles soient d'acier ou synthétiques, permettent au contraire des fissures de cisaillement beaucoup plus larges. On observe en effet un plateau à la veille de la rupture pour les poutres en BRF se traduisant par une ouverture de fissure importante indiquant que la rupture est imminente. De plus, on peut voir que l'ouverture maximale des fissures inclinées augmente avec la profondeur des spécimens.

D'autre part, la présence des fibres permet de retarder l'apparition des fissures de cisaillement. On note aussi que l'ouverture maximale des fissures inclinées des poutres munies de fibres est en règle générale inférieure à celle des poutres sans renfort lorsque soumises au même effort tranchant.

Enfin, dans le cas des spécimens de grande taille, les fibres synthétiques ont permis des ouvertures de fissure plus grandes que les fibres d'acier. Cette tendance n'a toutefois pas été observée pour les poutres de moyenne taille alors que les spécimens en BRF ont présenté des ouvertures de fissures dans le même ordre de grandeur, la poutre BS0.5S0 allant même

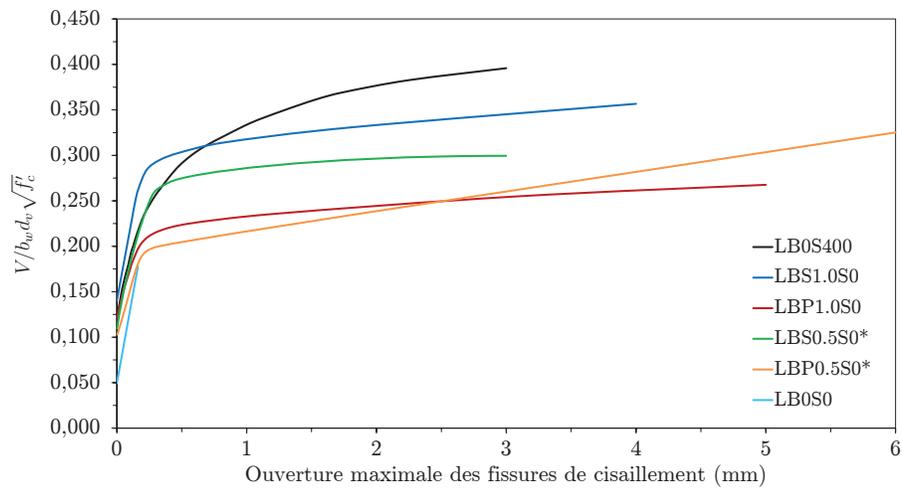
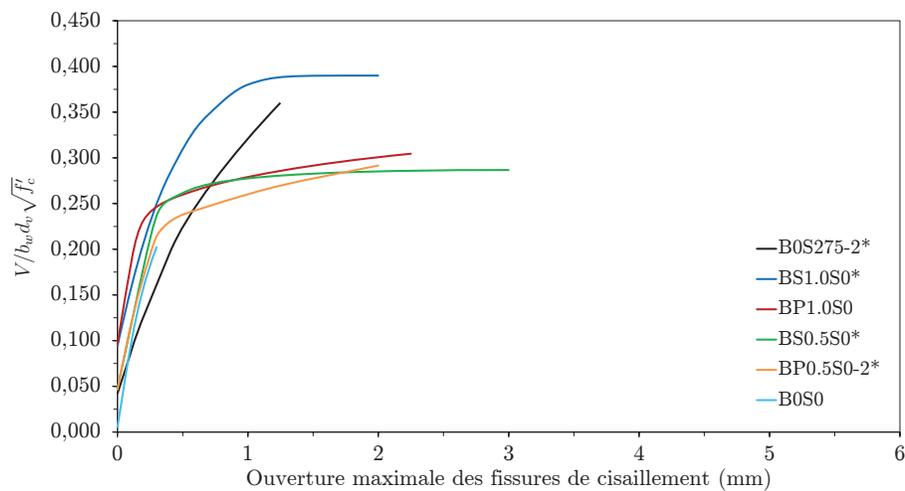
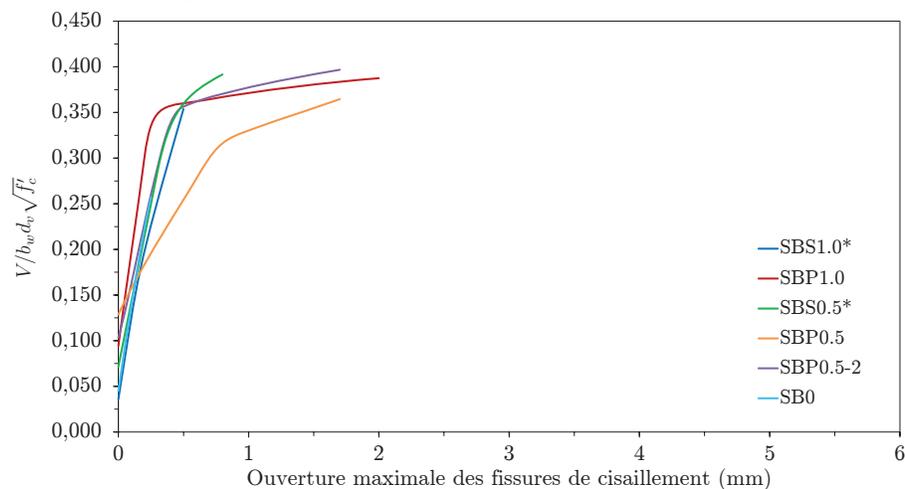
(a) Poutres de 800 mm de hauteur (série *LB*)(b) Poutres de 500 mm de hauteur (série *B*)(c) Poutres de 250 mm de hauteur (série *SB*)

Figure 6.5 Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour les poutres sans renfort, avec étriers et avec 0.5% et 1.0% de fibres (\* poutres de ce projet)

jusqu'à 3 mm de largeur de fissure. Pour ce qui est des spécimens de petite taille, bien que les poutres avec fibres synthétiques ont permis des fissures plus larges, il est important de rappeler que les poutres SBS0.5 et SBS1.0 avec fibres d'acier ont subi une rupture par éclatement du béton et rupture de barre. Les poutres SBP0.5, SBP0.5-2 et SBP1.0 ont quant à elles toutes subi une rupture en flexion-cisaillement se traduisant par une rupture en cisaillement alors que la capacité en flexion avait été atteinte.

## 6.2 Résistance au cisaillement

Afin d'évaluer et de comparer la résistance en cisaillement des spécimens du programme expérimental et des autres spécimens de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010], il est intéressant de normaliser les résultats obtenus en divisant les valeurs par  $\sqrt{f'_c}$  puisque la résistance en compression des bétons diverge parfois d'une poutre à l'autre. Par conséquent, le tableau 6.1 présente non seulement la force de cisaillement auquel chacune des poutres a résisté, mais également la contrainte de cisaillement normalisée (divisée par  $\sqrt{f'_c}$ ). À noter que l'effet du poids propre des poutres a été ajouté au cisaillement résistant obtenu pour chaque poutre. Rappelons par ailleurs que le diamètre maximal du gros granulat de la plupart des poutres est considéré comme étant de 14 mm. Il n'y a que les poutres sans fibres et les poutres de grande taille avec fibres d'acier pour lesquelles le diamètre maximal est de 20 mm.

En guise de comparaison, les résultats des spécimens testés par Aoude *et al.* [2012], décrits à la section 2.3.6, sont présentés au tableau 6.2. Rappelons que la résistance en compression se situait autour de 20 MPa et que la série A d'Aoude *et al.* [2012] correspond à la série SB alors que les poutres de leurs séries B et BF ont les mêmes caractéristiques que les poutres de taille intermédiaire testées à l'Université de Sherbrooke (série B). Les spécimens de la série BF contiennent des étriers espacés à 275 mm. Le poids propre des poutres a aussi été ajouté aux valeurs données par Aoude *et al.* [2012].

Les tableaux 6.1 et 6.2 indiquent également les modes de rupture observés au terme des essais. On constate que tous les spécimens de petite taille testés à l'Université de Sherbrooke ont subi une rupture en flexion (ou flexion-cisaillement), hormis la poutre sans renfort en cisaillement, et que tous les spécimens de grande taille ont subi une rupture en cisaillement. Tel que mentionné par Aoude *et al.* [2012], ceci peut en partie s'expliquer par la différence entre les ratios de la résistance en cisaillement correspondant à une rupture de flexion sur celle correspondant à une rupture en cisaillement d'une poutre sans fibres ( $V_{flex}/V_{0\%}$ ). En effet, en utilisant les logiciels *MNPhi* et *Response2000* afin d'obtenir res-

Tableau 6.1 Résistance en cisaillement des poutres des études

<i>Spécimen</i>	<i>Renfort en cisaillement</i>	$f'_c$ MPa	$V_r^*$ kN	$\frac{V_r}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$	<i>Type de rupture</i>
LB0S0	-	45.3	224.7	0.178	Cisaillement
<b>LBP0.5S0</b>	0.5% S	33.1	359.0	0.333	Cisaillement
LBP1.0S0	1.0% S	29.5	275.3	0.270	Cisaillement
<b>LBS0.5S0</b>	0.5% AC	29.9	318.0	0.310	Cisaillement
LBS1.0S0	1.0% AC	26.8	355.5	0.366	Cisaillement
LBS2.0S0	2.0% AC	32.1	416.4	0.392	Cisaillement
LB0S400	Étriers	37.0	457.2	0.401	Cisaillement
B0S0	-	31.8	137.3	0.206	Cisaillement
BP0.5S0**	0.5% S	38.3	150.4	0.206	Cisaillement
<b>BP0.5S0-2</b>	0.5% S	30.5	195.6	0.300	Cisaillement
BP1.0S0	1.0% S	38.2	225.1	0.308	Cisaillement
<b>BS0.5S0</b>	0.5% AC	29.0	188.9	0.297	Cisaillement
<b>BS1.0S0</b>	1.0% AC	47.2	321.2	0.396	Flexion I
B0S275†	Étriers	36.3	266.6	0.375	Flexion I
<b>B0S275-2</b>	Étriers	38.1	284.6	0.390	Flexion I
B0S140†	Étriers	30.1	268.6	0.414	Flexion I
BP1.0S275†	Étriers, 1.0% S	37.9	300.5	0.413	Flexion I
SB0	-	30.3	40.1	0.266	Cisaillement
SBP0.5	0.5% S	34.7	61.3	0.381	Flexion II
SBP0.5-2	0.5% S	27.1	56.4	0.397	Flexion II
SBP1.0	1.0% S	32.4	60.3	0.387	Flexion II
<b>SBS0.5</b>	0.5% AC	30.1	62.0	0.413	Flexion I
<b>SBS1.0</b>	1.0% AC	47.7	70.0	0.371	Flexion III
SBSC0.5	0.5% AO	36.5	61.6	0.373	Flexion II
SBSC1.0	1.0% AO	31.0	59.5	0.391	Flexion I

*Renfort avec fibres* :  $\rho_f$  suivi de AC (crochetée en acier), AO (ondulée en acier) ou S (synthétique)

*Modes de rupture en flexion* : I - éclatement du béton, II - flexion-cisaillement (rupture en cisaillement bien que la capacité en flexion a été atteinte), III - rupture de barre

$d_v = 0.9d$

\* Ces valeurs tiennent compte du poids propre des poutres.

\*\* Les résultats de cette poutre semblent être faussés.

† Les étriers utilisés pour ces poutres ont une limite élastique plus faible (325 MPa).

Tableau 6.2 Résistance en cisaillement des essais d'Aoude *et al.* [2012]

<i>Spécimen</i>	<i>Renfort en cisaillement</i>	$f'_c$ MPa	$V_r^*$ kN	$\frac{V_r}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$	<i>Type de rupture</i>
B0%	-	23.3	131.7	0.231	Cisaillement
B0.5%	0.5% AC	21.3	160.9	0.295	Cisaillement
B1%	1.0% AC	19.6	204.5	0.391	Cisaillement
BF0%	Étriers	23.3	251.6	0.441	Flexion
BF0.5%	Étriers, 0.5% AC	21.3	250.6	0.460	Flexion
BF1.0%	Étriers, 1.0% AC	19.6	250.8	0.480	Flexion
A0%	-	23.3	37.2	0.282	Cisaillement
A0.5%	0.5% AC	21.3	48.2	0.382	Cisaillement
A1%	1.0% AC	19.6	57.2	0.473	Flexion

*Renfort en cisaillement (fibres) :  $\rho_f$  suivi de AC (crochetée en acier)*

$d_v = 0.9d$

\* Le poids propre des poutres a été ajouté à la résistance donnée par Aoude *et al.* [2012].

pectivement  $V_{flex}$  et  $V_{0\%}$  de façon théorique pour un béton de 30 MPa, les ratios sont de 1.47, 2.01 et 2.56 pour les poutres de petite, moyenne et grande taille. En d'autres mots, il est plus ardu de passer à une rupture en flexion pour les grandes poutres que pour les petites.

Il est important de souligner qu'une rupture en flexion signifie que le plein potentiel en cisaillement n'a pas été atteint. Par exemple, tel que mentionné à la section 5.3, tout semble indiquer que la poutre SBS1.0 possédait encore une grande réserve de résistance en cisaillement à la plastification de l'armature. Toutefois, cette réserve peut dans certains cas être mince, comme c'est le cas pour la poutre BS1.0S0, tel qu'expliqué à la section 5.2.2.

La figure 6.6 présente des courbes du cisaillement normalisé en fonction du déplacement au centre pour les poutres sans renfort en cisaillement, avec le minimum d'étriers selon la norme et avec 0.5% et 1.0% de fibres.

On remarque en premier lieu que les fibres, par leur effet de couture des fissures, permettent d'accroître la rigidité des poutres. En d'autres mots, lorsque soumises à un cisaillement normalisé donné, les poutres sans renfort en cisaillement (courbes bleu clair) présentent une flèche plus grande que leurs homologues contenant des fibres d'acier ou synthétiques. Rappelons qu'en raison d'une défektivité des potentiomètres aux appuis de la poutre SB0, sa flèche est très légèrement surévaluée. La différence serait toutefois minime.

Dans le même ordre d'idée, on constate également que la rigidité des poutres faites de BRF est similaire ou supérieure à celle des poutres avec étriers (courbes noires).

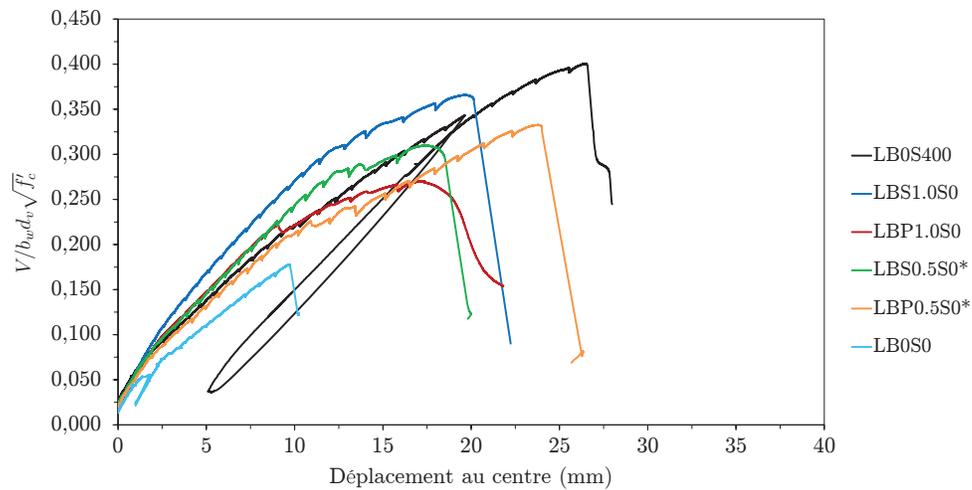
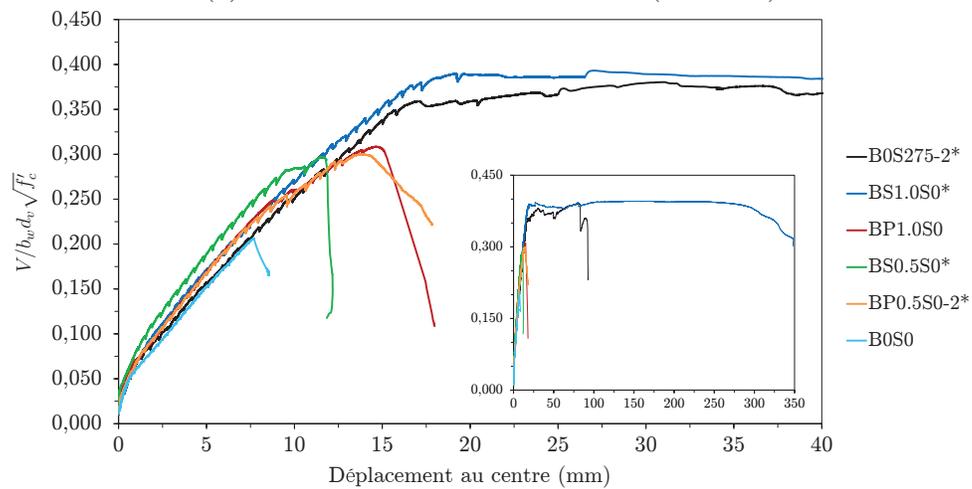
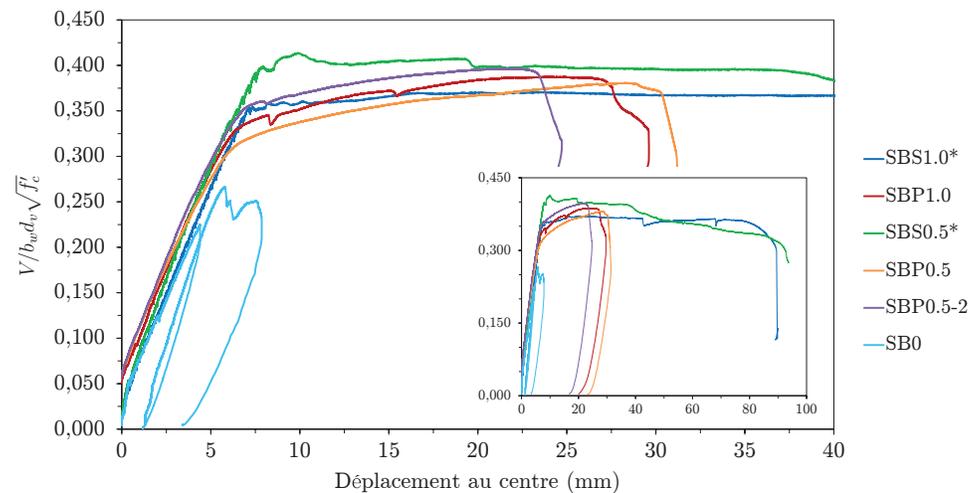
(a) Poutres de 800 mm de hauteur (série *LB*)(b) Poutres de 500 mm de hauteur (série *B*)(c) Poutres de 250 mm de hauteur (série *SB*)

Figure 6.6 Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour les poutres sans renfort, avec étriers et avec 0.5% et 1.0% de fibres (\* *poutres de projet*)

## 6.3 Effet d'échelle

Dans le but d'analyser l'influence de la taille de la poutre sur la résistance à l'effort tranchant, la figure 6.7 présente la contrainte de cisaillement normalisée (donnée au tableau 6.1) en fonction de la hauteur effective  $d$  de la poutre. Les poutres testées dans le cadre du présent projet de recherche sont indiquées par des points rouges alors que les points noirs correspondent à celles de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010]. Les résultats obtenus par Aoude *et al.* [2012] (tableau 6.2) sont également présentés sous forme de points gris à titre comparatif. De plus, les ruptures en flexion sont indiquées par des points vides. Une borne supérieure formée par les poutres munies du minimum d'étriers selon la norme (courbe bleue formée de tirets) et une borne inférieure formée par les spécimens sans renfort (courbe bleue pointillée) permet de situer l'apport des fibres à la résistance en cisaillement.

Plusieurs observations peuvent être faites à l'aide de cette figure. Tout d'abord, en considérant que les poutres ayant subi une rupture en flexion n'ont pas atteint leur plein potentiel en cisaillement, on note que les fibres ne semblent pas être en mesure d'éliminer complètement l'effet d'échelle. En effet, comme pour la courbe de référence des poutres sans renfort en cisaillement (bleue en pointillée), on voit une tendance descendante à mesure qu'on augmente la taille du spécimen.

En observant la figure 6.7c, on constate toutefois que la résistance des poutres de grande dimension avec 0.5% de fibres est légèrement supérieure à la taille intermédiaire. Tel que suggéré par Minelli *et al.* [2011] (voir section 2.3.5), une meilleure distribution des contraintes et donc une fissuration plus étendue pourrait peut-être expliquer ce phénomène. Le taux d'armature longitudinale plus grand pour la grande dimension de poutre a également pu jouer un rôle ( $\rho = 2.0\%$  pour la grande taille contre 1.5% pour la moyenne). L'effet de goujon engendré par ce plus haut taux d'armature, d'ailleurs disposé en deux lits, a effectivement pu augmenter la résistance à l'effort tranchant.

Toujours avec la figure 6.7c, on remarque que lorsqu'utilisées à un pourcentage volumique de 0.5%, les fibres d'acier et synthétiques utilisées dans cette étude donnent des résultats semblables. Les fibres synthétiques ont même apporté une résistance légèrement supérieure pour la grande taille. Au terme des essais ASTM C1609/C1609M-10, à un déplacement de 2 mm au centre de l'échantillon, les fibres d'acier semblaient pourtant donner une meilleure résistance. Cet aspect sera discuté à la section suivante.

La figure 6.7a indique toutefois que l'emploi de 1.0% de fibres synthétiques n'a pas eu d'effet notable comparativement à 0.5%. Un taux de 0.5% de ce type de fibres synthétiques semble

\* Les points vides indiquent une rupture en flexion.

Noir - Nguyen, Tran ou Lavictoire / Rouge - ce projet / Gris - Aoude et al. [2012]

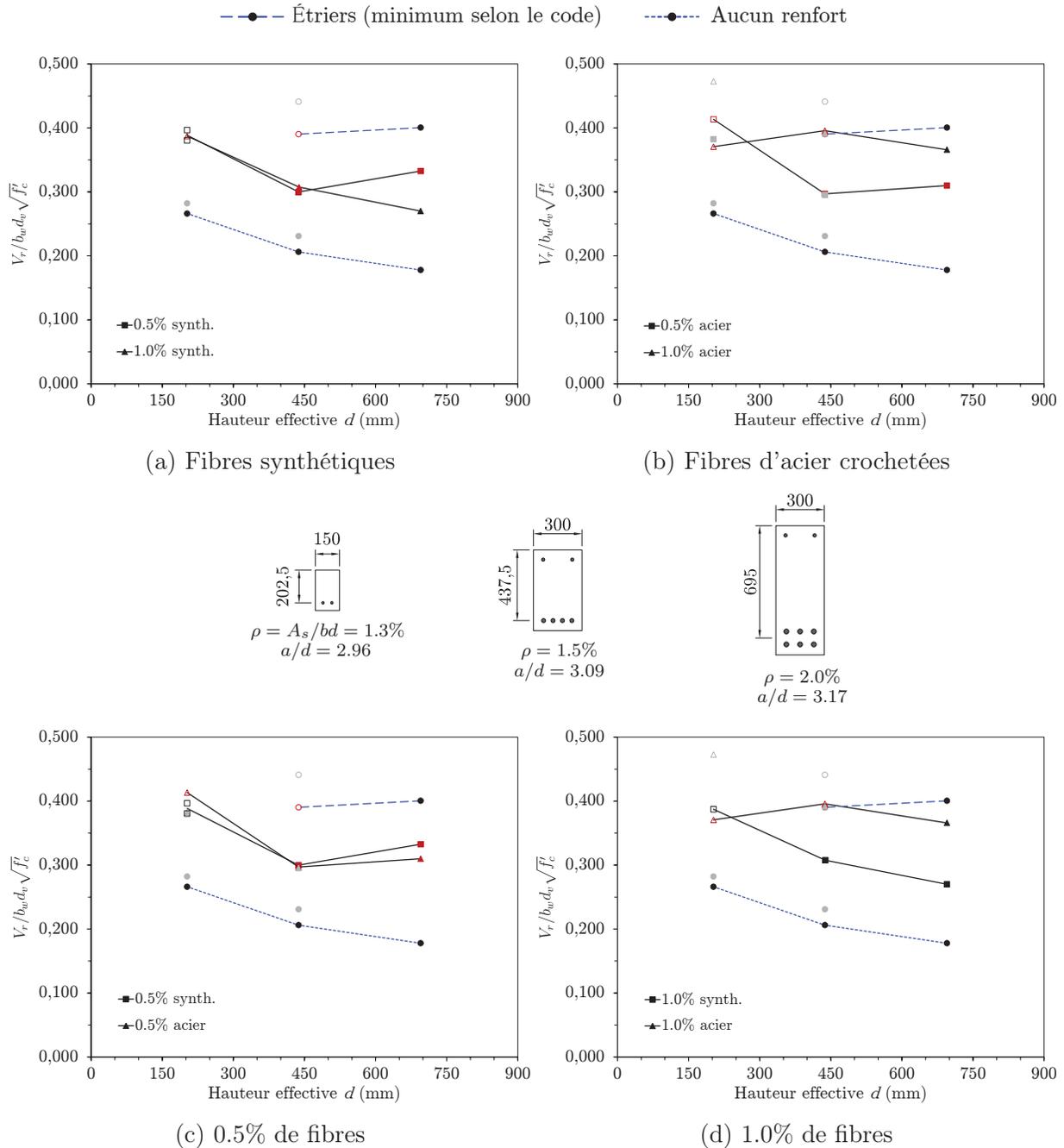


Figure 6.7 Analyse de l'influence de la profondeur effective sur la résistance en cisaillement des poutres testées

donc être un taux optimal. La grande poutre avec 0.5% (LBP0.5S0) a même étonnamment donné un meilleur résultat que la poutre LBP1.0S0 avec 1.0% de fibres testée par Lavictoire [2010]. Ce résultat inattendu peut être discuté en analysant la fissuration des poutres. Tel que mentionné à la section 5.1.1, la poutre LBP0.5S0 présentait des fissures de cisaillement semblables des deux côtés (6.00 mm au palier avant la rupture), ce qui indique une bonne répartition des forces dans la poutre. Aux dires de Lavictoire [2010], la poutre LBP1.0S0 présentait quant à elle une largeur de fissure maximale de 5.00 mm du côté ouest et de 1.75 mm du côté est avant la rupture.

À l'opposé, la figure 6.7b montre qu'augmenter à 1.0% le taux de fibres d'acier a permis d'obtenir des résistances se rapprochant des spécimens avec le minimum d'étriers prescrit par la norme CSA A23.3-04 (courbe bleue formée de tirets), en particulier pour la taille intermédiaire. Rappelons aussi que l'apparente augmentation de résistance en passant de la petite à la moyenne taille est due à la rupture en flexion de la poutre SBS1.0 alors qu'une réserve de résistance à l'effort tranchant était toujours présente. Si la résistance en cisaillement avait été pleinement atteinte, le point se rapprocherait du point d'Aoude *et al.* [2012].

Il est important de mentionner que la résistance en compression des BRP des poutres SBS1.0 et BS1.0S0 était plus élevée que prévu (47.7 et 47.2 MPa). On constate néanmoins sur la figure 6.7d que les résultats des poutres BS1.0S0 et B1% de moyenne dimension s'accordent fort bien malgré la résistance en compression de 19.6 MPa de la poutre B1% d'Aoude *et al.* [2012].

On remarque d'ailleurs avec la figure 6.7 une très bonne cohérence entre les résultats obtenus à l'Université de Sherbrooke et ceux d'Aoude *et al.* [2012]. L'écart obtenu entre les poutres A1% et SBS1.0 ainsi que BF0% et B0S275-2 est dû à la rupture en flexion et à la résistance en compression plus faible (environ 20 MPa) des poutres d'Aoude *et al.* [2012].

Il est très intéressant de comparer les résultats de cette étude à ceux obtenus par Minelli *et al.* [2011] (troisième série de poutres abordée à la section 2.3.5). Ceux-ci sont présentés au tableau 6.3. Encore ici, le poids propre des poutres a été ajouté aux valeurs données. La largeur des spécimens était de 250 mm et la hauteur était de 500 mm (H500,  $d = 440$ ), 1000 mm (H1000,  $d = 940$ ) ou 1500 mm (H1500,  $d = 1440$ ). De plus, le rapport  $a/d$  était de 3.0 et le taux d'armature longitudinale  $\rho$  d'environ 1.0%.

La figure 6.8 superpose les résultats pour 1.0% de fibres d'acier crochetées obtenus à l'Université de Sherbrooke, par Aoude *et al.* [2012] et par Minelli *et al.* [2011].

Tableau 6.3 Résistance en cisaillement des essais de Minelli *et al.* [2011]

<i>Spécimen</i>	<i>Renfort en cisaillement</i>	$f'_c$ <i>MPa</i>	$V_r^*$ <i>kN</i>	$\frac{V_r}{b_w d_v \sqrt{f'_c}}$	<i>Type de rupture</i>
H1500 PC	-	38.7	248.4	0.123	Cisaillement
H1500 FRC75	1.0% AC	33.1	591.4	0.317	Cisaillement
H1000 PC	-	38.7	204.3	0.155	Cisaillement
H1000 FRC75	1.0% AC	33.1	367.3	0.302	Cisaillement
H500 PC	-	38.7	119.8	0.195	Cisaillement
H500 FRC75	1.0% AC	33.1	238.8	0.419	Flexion <sup>†</sup>

*Renfort en cisaillement (fibres) :  $\rho_f$  suivi de AC (crochetée en acier)*

$d_v = 0.9d$

\* Le poids propre des poutres a été ajouté à la résistance donnée par Minelli *et al.* [2011].

† Flexion-cisaillement (rupture en cisaillement bien que la capacité en flexion a été atteinte).

Il est d'abord important de souligner que, dans l'étude de Minelli *et al.* [2011], les fibres d'acier crochetées qui ont été utilisées sont plus longues que celles du présent projet (50 mm contre 30 mm respectivement). Toutefois, le rapport  $L/D$  des fibres est assez semblable (63 et 55 respectivement).

Malgré tout, comme on peut le voir sur la figure 6.8, les résultats pour des profondeurs effectives de 437.5 mm et 440 mm concordent assez bien, ce qui indique que la comparaison est valable.

On constate donc ici aussi que la résistance en cisaillement des poutres contenant 1.0% de fibres d'acier diminue en augmentant la hauteur effective avec une tendance semblable aux poutres sans renfort.

## 6.4 Relation entre les essais ASTM C1609 et les essais expérimentaux

Le comportement post-fissuration des BRF a pu être déterminé à l'aide de l'essai en flexion quatre points ASTM C1609/C1609M-10 tel que présenté à la section 4.2.3. Cet essai permet en fait d'évaluer indirectement la résistance post-fissuration en traction dans le but de faire un lien avec la résistance en cisaillement des poutres de taille réelle.

En effet, la capacité d'un BRF à produire un effet de couture des fissures aura un impact direct sur la résistance en cisaillement d'une poutre faite avec ce BRF. De ce fait, l'allure des courbes obtenues par les essais ASTM C1609/C1609M-10 semblait donner l'avantage

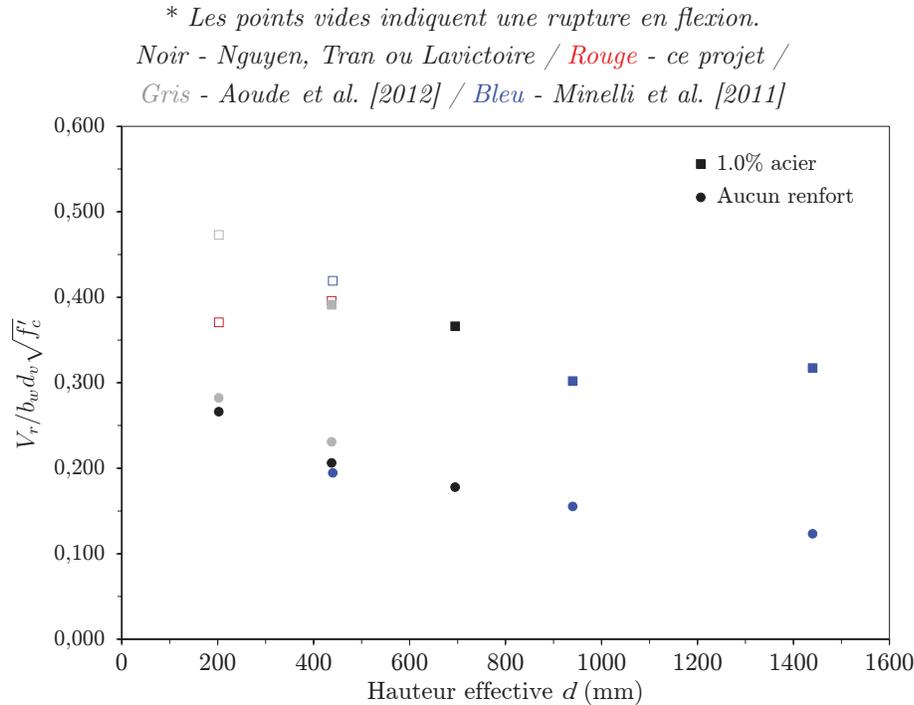


Figure 6.8 Effet d'échelle observé avec 1.0% de fibres d'acier crochetées en combinant les résultats à ceux d'Aoude *et al.* [2012] et Minelli *et al.* [2011]

au béton muni de 1.0% de fibres d'acier suivi dans l'ordre de ceux avec 0.5% de fibres d'acier et avec 0.5% de fibres synthétiques.

Or, tel que précisé à la section précédente, les poutres avec 0.5% de fibres synthétiques avaient une résistance à l'effort tranchant légèrement supérieure à celle des poutres avec 0.5% de fibres d'acier. De ce fait, afin de faire un lien avec la résistance des poutres de taille réelle, il aurait été intéressant de poursuivre les essais ASTM C1609/C1609M-10 au-delà de 2 mm de flèche au centre puisque la résistance des bétons avec les fibres d'acier descendait beaucoup plus rapidement que celle des bétons avec fibres synthétiques. En d'autres mots, le plateau post-fissuration des fibres synthétiques était beaucoup plus stable que celui des fibres d'acier. La longueur des fibres, de 50 mm pour les fibres synthétiques et de 30 mm pour les fibres d'acier, a sans doute pu jouer un rôle sur ce point, tel que le montre la figure 2.3c du chapitre 2. Néanmoins, la fibre synthétique utilisée par Parmentier *et al.* [2012] a aussi permis d'obtenir un plateau plus stable à l'essai EN 14651 qu'avec des fibres d'acier de même longueur. Ceci laisse donc croire que les fibres synthétiques permettent de maintenir une résistance post-fissuration plus constante.

La figure 6.9 montre que si les essais avaient été prolongés, les courbes se seraient fort probablement croisées pour une flèche plus grande (autour de 4 mm). Bien entendu, ces

extrapolations ont été faites en supposant que les courbes se seraient poursuivies en suivant les mêmes pentes.

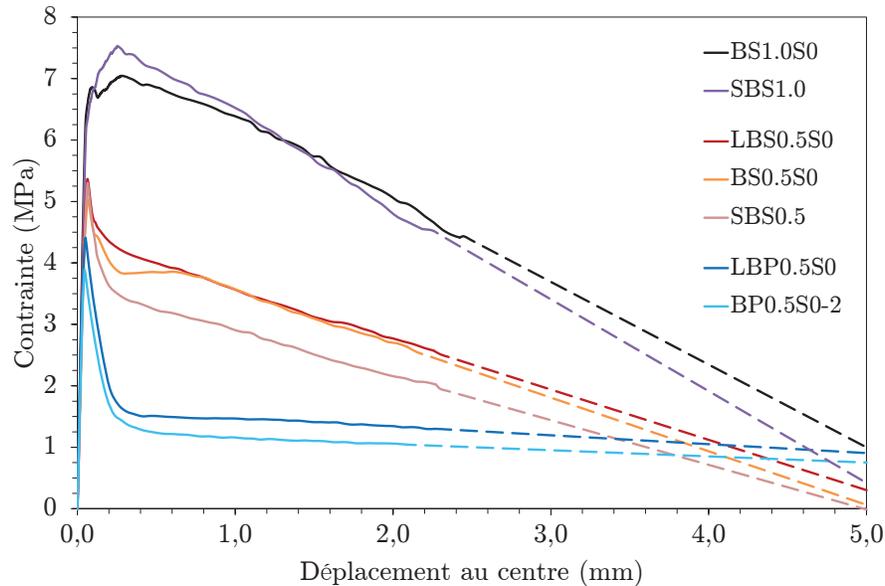


Figure 6.9 Extrapolation des courbes moyennes des BRF obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 les jours de test

## 6.5 Adaptation du commentaire du *fib* Model Code 2010

Tel que mentionné dans l'état de l'art (section 2.2), plusieurs essais sont proposés dans la littérature afin de caractériser le comportement post-fissuration des BRF. L'essai ASTM C1609/C1609M-10 a été choisi puisqu'il est simple à réaliser et que les échantillons sont faciles à manipuler et ne nécessitent presque aucune préparation. De plus, cet essai avait déjà été réalisé à l'Université de Sherbrooke.

Un essai sur poutre entaillée, comme l'essai RILEM TC 162-TDF [2002a] aurait également été très intéressant à réaliser puisqu'il permet d'obtenir directement une ouverture de fissure. De plus, certaines lignes directrices pour le dimensionnement en cisaillement des poutres en BRF utilisent un facteur tiré d'un tel essai (voir la section 2.3.9).

Néanmoins, une résistance post-fissuration basée sur l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pourrait aussi en principe servir à faire le lien entre l'essai de caractérisation et la résistance à l'effort tranchant des poutres de dimension réelle. On serait alors en mesure d'estimer la résistance en cisaillement des spécimens du programme expérimental avec une équation faisant usage de cette résistance résiduelle.

Tel que mentionné à la section 2.3.9 de l'état de l'art, l'équation 2.33 proposée par Foster [2010] et qu'on retrouve dans le commentaire du *fib* Model Code 2010 est particulièrement cohérente avec la norme CSA A23.3-04 puisqu'elle se base sur la théorie du champ de compression modifiée. Afin de la rendre conforme à la norme canadienne, reformulons cette équation de la manière suivante :

$$V_{brf} = \phi_c \lambda \left( \beta \sqrt{f'_c} + k_f f_{Ftu} \cot \theta \right) b_w d_v \quad (6.1)$$

où  $k_f$  est, rappelons-le, un facteur tenant compte de la dispersion des fibres et prenant la valeur de 0.8. Le terme  $\phi_c$  est un coefficient de sécurité sur le béton et  $\lambda$  est un paramètre tenant compte de la masse volumique du béton. Suivant un modèle plastique rigide (figure 2.16), le *fib* Model Code 2010 considère la résistance résiduelle de traction ultime  $f_{Ftu}$  égale à  $f_{R3}/3$ , où  $f_{R3}$  est la contrainte résiduelle de flexion (obtenue par l'essai EN 14651 sur poutre entaillée de dimensions 150 x 150 x 550 mm et testée sur une portée de 500 mm) à une ouverture d'extrémité de fissure ( $CMOD_3$ ) de 2.5 mm ou un déplacement au centre de 2.15 mm.

Un déplacement au centre de 2.15 mm équivaut environ à  $l/233$  dans le cas de l'essai EN 14651. Pour l'essai ASTM C1609/C1609M-10 avec poutre de section 100 x 100 mm et de portée de 300 mm, cela correspond à une flèche au centre d'environ 1.3 mm. Or, la section précédente a montré qu'en fonction des résultats obtenus avec les poutres du programme expérimental, il aurait été pertinent d'utiliser une résistance correspondant à un déplacement au centre beaucoup plus grand. Les valeurs extrapolées pour un déplacement au centre de 4.0 mm (ou  $l/75$ ) seraient appropriées puisque cette flèche correspond approximativement au point pour lequel les courbes extrapolées des BRF avec 0.5% de fibres d'acier et synthétiques se croisent.

Le tableau 6.4 présente donc les résultats obtenus avec l'équation 6.1 ( $V_{rth}$ ) pour chaque poutre en BRF du programme expérimental en utilisant des résistances résiduelles correspondant à des déplacements au centre de 1.3 mm ( $f_{233}^D$ ) et 4.0 mm ( $f_{75}^D$ ). Les termes  $\beta$  et  $\theta$  ont été déterminés par la méthode générale proposée par la norme CSA A23.3-04 (section B.5 de l'annexe B). Notons que la poutre LBS0.5S0 est la seule pour laquelle le diamètre maximal des granulats utilisé dans le calcul du terme  $s_{ze}$  est de 20 mm (voir l'annexe B). Il est de 14 mm pour les autres poutres. Les termes  $\phi_c$  et  $\lambda$  de l'équation 6.1 sont fixés à 1 pour les fins de la comparaison.

Pour produire ces résultats, une hypothèse similaire à celle adoptée par le *fib* Model Code 2010 a été utilisée, c'est-à-dire que selon un modèle plastique rigide, la résistance résiduelle

Tableau 6.4 Estimation des résistances en cisaillement par l'équation 6.1 avec  $f_{233}^D$  et  $f_{75}^D$  (méthode générale)

Spécimen	$f'_c$	$V_r$	$\delta = 1.3 \text{ mm}$			$\delta = 4.0 \text{ mm}$			Type de rupture
			$f_{233}^D$	$V_{rth}$	$V_{rth}/V_r$	$f_{75}^{D*}$	$V_{rth}$	$V_{rth}/V_r$	
	MPa	kN	MPa	kN		MPa	kN		
LBP0.5S0	33.1	359.0	1.44	255.6	<b>0.712</b>	1.05	234.8	<b>0.654</b>	Cisaillement
LBS0.5S0	29.9	318.0	3.31	353.6	<b>1.112</b>	1.12	241.4	<b>0.778</b>	Cisaillement
BP0.5S0-2	30.5	195.6	1.12	160.9	<b>0.823</b>	0.85	152.2	<b>0.759</b>	Cisaillement
BS0.5S0	29.0	188.9	3.27	225.1	<b>1.192</b>	0.94	152.9	<b>0.810</b>	Cisaillement
BS1.0S0	47.2	321.2	6.00	314.7	<b>0.980</b>	2.34	215.0	<b>0.669</b>	Flexion I
SBS0.5	30.1	62.0	2.70	48.4	<b>0.780</b>	0.71	35.2	<b>0.567</b>	Flexion I
SBS1.0	47.7	70.0	6.12	71.7	<b>1.024</b>	1.91	47.4	<b>0.677</b>	Flexion III
Moyenne					0.946			0.702	
Écart type					0.179			0.085	

Modes de rupture en flexion : I - éclatement du béton, III - rupture de barre

\* Ces résistances résiduelles ont été obtenues par extrapolation.

de traction ultime  $f_{Ftu}$  vaut  $f_i^D/3$ , où  $f_i^D$  est la contrainte résiduelle de flexion obtenue par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 à un déplacement au centre de  $l/i$ . Mentionnons également que le poids propre des poutres a ici aussi été pris en compte.

À titre comparatif, le tableau 6.5 donne les résistances en cisaillement théoriques calculées selon la méthode générale en ne tenant compte d'aucun apport des fibres. Rappelons que le terme  $s_{ze}$  est fixé à 300 mm dans le cas de la poutre B0S275-2 selon la méthode générale (voir l'annexe B).

Tableau 6.5 Estimation des résistances en cisaillement par la méthode générale

Spécimen	$f'_c$	$V_r$	$V_{rth}$	$V_{rth}/V_r$	Type de rupture
LBP0.5S0	33.1	359.0	178.0	<b>0.496</b>	Cisaillement
LBS0.5S0	29.9	318.0	181.3	<b>0.570</b>	Cisaillement
BP0.5S0-2	30.5	195.6	124.9	<b>0.639</b>	Cisaillement
BS0.5S0	29.0	188.9	122.8	<b>0.650</b>	Cisaillement
BS1.0S0	47.2	321.2	144.5	<b>0.450</b>	Flexion I
B0S275-2	38.1	284.6	276.4	<b>0.971</b>	Flexion I
SBS0.5	30.1	62.0	30.3	<b>0.488</b>	Flexion I
SBS1.0	47.7	70.0	35.1	<b>0.501</b>	Flexion III
Moyenne				0.542*	
Écart type				0.078*	

Modes de rupture en flexion : I - éclat. béton, III - rupt. barre

\* La poutre B0S275-2 n'est pas incluse dans ces calculs.

On note donc en premier lieu que les résultats obtenus pour le paramètre  $f_{233}^D$  ( $\delta = 1.3$  mm) surestiment généralement la résistance des poutres avec fibres d'acier alors qu'ils sous-estiment celle des poutres avec fibres synthétiques. Lorsqu'on utilise plutôt le paramètre  $f_{75}^D$  ( $\delta = 4.0$  mm), les résultats obtenus sont plus homogènes comme le démontre l'écart type de  $V_{rth}/V_r$  deux fois plus petit (0.085 contre 0.179), mais sous-estime la résistance obtenue expérimentalement avec une moyenne du rapport  $V_{rth}/V_r$  de 0.702.

Les résistances obtenues pour des déplacements au centre de  $l/150$  ou 2.0 mm ( $f_{150}^D$ ), correspondant à la fin de l'essai selon la norme, et de  $l/100$  ou 3.0 mm ( $f_{100}^D$ ) ont donc également été utilisées afin d'étudier différentes possibilités. On retrouve les résultats obtenus au tableau 6.6.

Tableau 6.6 Estimation des résistances en cisaillement par l'équation 6.1 avec  $f_{150}^D$  et  $f_{100}^D$  (méthode générale)

Spécimen	$f'_c$	$V_r$	$\delta = 2.0$ mm			$\delta = 3.0$ mm			Type de rupture
			$f_{150}^D$	$V_{rth}$	$V_{rth}/V_r$	$f_{100}^D$ *	$V_{rth}$	$V_{rth}/V_r$	
	MPa	kN	MPa	kN		MPa	kN		
LBP0.5S0	33.1	359.0	1.34	250.4	<b>0.697</b>	1.19	242.5	<b>0.675</b>	Cisaillement
LBS0.5S0	29.9	318.0	2.77	326.8	<b>1.028</b>	1.94	284.4	<b>0.894</b>	Cisaillement
BP0.5S0-2	30.5	195.6	1.06	158.9	<b>0.812</b>	0.95	155.4	<b>0.795</b>	Cisaillement
BS0.5S0	29.0	188.9	2.70	208.0	<b>1.101</b>	1.81	180.6	<b>0.956</b>	Cisaillement
BS1.0S0	47.2	321.2	5.06	290.4	<b>0.904</b>	3.69	253.4	<b>0.789</b>	Flexion I
SBS0.5	30.1	62.0	2.16	44.8	<b>0.723</b>	1.44	40.1	<b>0.646</b>	Flexion I
SBS1.0	47.7	70.0	4.80	64.5	<b>0.922</b>	3.41	56.5	<b>0.807</b>	Flexion III
Moyenne					0.884			0.795	
Écart type					0.150			0.110	

Modes de rupture en flexion : I - éclatement du béton, III - rupture de barre

\* Ces résistances résiduelles ont été obtenues par extrapolation.

On note que le paramètre  $f_{150}^D$  ( $\delta = 2.0$  mm, fin de l'essai) donnent des résultats qui surévaluent encore la résistance à l'effort tranchant dans le cas des poutres avec fibres d'acier. L'écart type de  $V_{rth}/V_r$  demeure élevé avec 0.150. L'utilisation du paramètre  $f_{100}^D$  ( $\delta = 3.0$  mm) permet d'obtenir une moyenne du rapport  $V_{rth}/V_r$  de 0.795 et un écart type de 0.110.

Vu le peu de données disponibles avec ce projet, davantage de recherches sont nécessaires afin de déterminer, d'une part, la forme de l'équation qui servira au dimensionnement des poutres en BRF et, d'autre part, la résistance post-fissuration appropriée à utiliser comme paramètre dans l'équation.

Il n'en demeure pas moins que l'utilisation d'une résistance post-fissuration déterminée par un essai de caractérisation est une avenue particulièrement intéressante puisque cela

permet de quantifier l'efficacité de l'effet de couture des fibres qui influence directement la résistance en cisaillement de la poutre de taille réelle. Il faut alors déterminer si l'essai ASTM C1609/C1609M-10, au même titre que l'essai EN 14651 employé par le *fib* Model Code 2010, peut être utilisé afin de trouver cette résistance.

Pour ce qui est de la forme de l'équation de design, l'équation 6.1 propose une formulation simple et basée sur la SMCFT. Toutefois, un modèle analytique où on incorpore la contribution des fibres en modifiant les paramètres  $\beta$  et  $\theta$  de la SMCFT à l'aide d'une résistance post-fissuration du BRF, comme le proposent Minelli et Plizzari [2010] (voir la section 2.3.5), semble particulièrement prometteur. De plus, cette approche permettrait de prendre en compte l'effet d'échelle par l'entremise des paramètres  $\beta$  et  $\theta$ .

---

# CHAPITRE 7

## Conclusions et recommandations

Suite aux recherches effectuées par trois étudiants gradués de l'Université de Sherbrooke sur le comportement à l'effort tranchant des poutres de béton renforcé de fibres, certains éléments manquaient ou biaisaient les résultats. Un programme expérimental basé sur la construction et l'essai à la rupture de huit poutres supplémentaires a ainsi permis d'analyser l'apport des fibres à la résistance en cisaillement des poutres en BRF et d'étudier l'effet d'échelle en combinant les résultats obtenus à ceux des études de Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010].

Par l'essai à la rupture de deux spécimens additionnels de grande taille, de quatre de taille intermédiaire et de deux de petite taille, l'objectif était de posséder des résultats complets en vue d'analyser et comparer les renforts en cisaillement suivants : aucun renfort, minimum d'étriers selon la norme CSA A23.3-04, taux volumiques de 0.5% et 1.0% de fibres d'acier et synthétiques. À la lumière des résultats obtenus, certaines conclusions peuvent être formulées.

Tout d'abord, les résultats montrent que l'effet d'échelle, un phénomène connu pour les poutres en béton armé sans renfort en cisaillement, est toujours présent chez les poutres en BRF malgré la présence des fibres. Alors que la taille des étriers peut être augmentée en fonction de la dimension de l'élément, le taux volumique de fibres est limité puisqu'en grande quantité, les fibres peuvent entraîner la formation d'amas et une perte d'ouvrabilité. C'est donc dire qu'au-delà d'une certaine hauteur de poutre, les fibres utilisées seules ne sont plus suffisantes pour assurer une résistance en cisaillement adéquate en raison de l'effet d'échelle. Une combinaison des étriers et des fibres peut alors s'avérer une avenue intéressante pour les poutres de plus grande taille. Des études analysant spécifiquement cette possibilité seraient d'ailleurs pertinentes à réaliser.

Néanmoins, pour les caractéristiques et dimensions des poutres utilisées dans cette étude, les fibres d'acier *Dramix ZP305*, utilisées à un taux volumique de 1.0%, ont permis d'obtenir des résistances en cisaillement s'approchant des résistances obtenues avec les poutres munies du minimum d'étriers prescrits par la norme CSA A23.3-04. Les fibres d'acier ont donc le potentiel d'être utilisées à titre de renfort en cisaillement minimum pour les poutres de tailles raisonnables.

Les résultats ont toutefois montré que, malgré un apport notable des fibres synthétiques *Tuf-Strand SF* sur la résistance à l'effort tranchant, celles-ci n'ont pas été en mesure de fournir des résistances comparables aux poutres avec le minimum d'étriers. L'utilisation d'un taux de 1.0% de ce type de fibre n'a d'ailleurs pas permis d'obtenir de gain additionnel comparativement à un taux de 0.5%. Lorsqu'utilisées à un taux volumique de 0.5%, les fibres d'acier et synthétiques utilisées ont fourni aux spécimens des résistances en cisaillement semblables.

Les fibres ont également eu un effet sur la rigidité des poutres, alors que les poutres en BRF ont présenté une rigidité accrue en comparaison aux poutres sans renfort. Lorsque comparée à celle des poutres avec étriers, la rigidité était similaire ou supérieure.

Une analyse de la fissuration des spécimens a permis d'observer, en présence de fibres, des ouvertures de fissures diagonales réduites sous chargement équivalent. L'apparition de la fissuration diagonale est également retardée par les fibres. La largeur des fissures était en outre beaucoup plus grande à la rupture en comparaison aux poutres sans renfort, ce qui permet de fournir un avertissement de rupture imminente. À la rupture, les ouvertures des fissures inclinées en présence de fibres étaient égales ou supérieures à celles des poutres avec étriers.

Une autre part importante de la campagne expérimentale consistait à caractériser le comportement post-fissuration des BRF utilisés. La résistance post-fissuration en traction a ainsi été évaluée indirectement par l'essai de flexion ASTM C1609/C1609M-10 sur prisme de section 100 x 100 mm testé en quatre points sur une portée de 300 mm. L'objectif était de quantifier l'effet de couture provoqué par les fibres afin de tenter d'établir une relation avec les résistances à l'effort tranchant des poutres de l'étude.

Des tentatives d'estimation de la résistance en cisaillement des sept poutres en BRF du programme expérimental ont été réalisées en utilisant des résistances post-fissuration obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 correspondant à quatre valeurs différentes de déplacement au centre. Une équation simple proposée dans le commentaire du *fib* Model Code 2010 a été adaptée afin d'utiliser les résultats de l'essai ASTM C1609/C1609M-10 plutôt que ceux de l'essai EN 14651 demandé par ce code. Les résultats sous-estiment ou surestiment cependant les valeurs obtenues expérimentalement. Les données récoltées avec ce projet étant insuffisantes, davantage de recherches sont nécessaires afin de déterminer une équation adaptée aux poutres de BRF et un paramètre de résistance post-fissuration adéquat.

---

---

L'utilisation d'un tel paramètre, tiré d'un essai de caractérisation des BRF comme l'essai ASTM C1609/C1609M-10, est une option particulièrement intéressante pour formuler une équation de dimensionnement à l'effort tranchant des poutres en BRF. C'est d'ailleurs l'avenue choisie par bon nombre de lignes directrices (voir la section 2.3.9), dont le *fib* Model Code 2010. Il serait particulièrement intéressant de comparer les résultats obtenus pour différents BRF avec divers essais de caractérisation utilisés par ces lignes directrices. Par exemple, une comparaison pourrait être faite en déterminant des résistances conformément aux essais ASTM C1609/C1609M-10 et RILEM TC 162-TDF (ou EN 14651) avec différentes tailles de prismes.

Compte tenu de l'effet d'échelle observé, on pourrait également étudier la possibilité de choisir une résistance post-fissuration qui dépendrait de la profondeur de l'élément. Le modèle analytique de Minelli et Plizzari [2010] (voir la section 2.3.5) est également prometteur en modifiant entre autres les paramètres  $\beta$  et  $\theta$  de la SMCFT, qui tiennent déjà compte de l'effet d'échelle, à l'aide d'une résistance post-fissuration.

En se servant d'une résistance post-fissuration comme paramètre d'une équation de design, il serait alors possible d'instaurer des classes de performance pour les BRF. Ainsi, l'ingénieur concepteur n'aurait qu'à choisir une classe afin de réaliser son dimensionnement et ce serait ensuite le rôle du fournisseur de produire un BRF respectant la classe demandée.

Enfin, il serait pertinent de réaliser des essais à la rupture avec des poutres identiques afin d'analyser la variabilité des résultats obtenus. Il serait également intéressant d'étudier le comportement de poutres de section en T comme on retrouve régulièrement dans la pratique.

Ce projet de recherche a donc en premier lieu permis de confirmer le potentiel des fibres, en particulier les fibres d'acier crochéées, en tant que renfort structural en cisaillement alternatif dans les poutres en béton armé. Il a également permis d'approfondir les connaissances par rapport au comportement global des poutres en BRF soumises à des efforts tranchants, notamment en ce qui a trait à l'effet d'échelle.

---



# ANNEXE A

## Rappel théorique sur le béton armé

Cette annexe fait un rappel théorique général sur les efforts de cisaillement présents dans une poutre en béton armé longitudinalement. On y décrit sommairement les différents mécanismes engendrés par les forces appliquées à la face supérieure d'une poutre avec et sans armature transversale, aussi appelée armature de cisaillement. Enfin, une emphase est faite sur l'effet d'échelle dans les poutres en béton armé.

Bien entendu, cette revue théorique se veut un court sommaire de certains concepts généraux de la théorie concernant le cisaillement des poutres en béton armé. Plusieurs ouvrages, utilisés pour faire ce rappel, exposent bien davantage les principes. Pour n'en citer que quelques-uns, les livres de Park et Paulay [1975], Wight et MacGregor [2011], Collins et Mitchell [1997], Wang *et al.* [2007] et Paultre [2011] sont de très bonnes sources d'information.

### A.1 Cisaillement dans une poutre en béton armé

Les charges appliquées à des poutres engendrent généralement des contraintes de flexion et de cisaillement principalement. Ces efforts interagissent ensemble pour former un état de contraintes biaxiales. Celles-ci changent selon la position sur le long de la poutre et la position verticale sur la section transversale. La contrainte de cisaillement est maximale à l'axe neutre de la poutre et sera toujours nulle aux fibres extrêmes situées le plus loin de l'axe neutre, et ce, pour tout type de section. La contrainte de flexion, pour une poutre faite d'un matériau homogène, est la suivante :

$$f_x = \frac{My}{I} \quad (\text{A.1})$$

où  $M$  est le moment de flexion à la section analysée,  $y$  est la distance par rapport à l'axe neutre et  $I$  est le moment d'inertie. La contrainte de cisaillement, quant à elle, est :

$$v = \frac{VQ}{Ib} \quad (\text{A.2})$$

où  $V$  est l'effort tranchant à la section analysée,  $Q$  est le moment statique à la distance  $y$  de l'axe neutre, où on calcule la contrainte de cisaillement, et  $b$  est la largeur de la section. Ce réseau de contrainte peut être réorienté en contraintes principales de traction  $f_1$  et de compression  $f_2$ . La figure A.1 présente ce schéma de contraintes sur une poutre de section rectangulaire simplement appuyée.

Puisque la résistance en traction du béton est faible, lorsque les charges augmentent, des fissures perpendiculaires aux contraintes principales de traction se forment progressivement sur la partie inférieure de la poutre, soit dans la zone où le moment de flexion est le plus

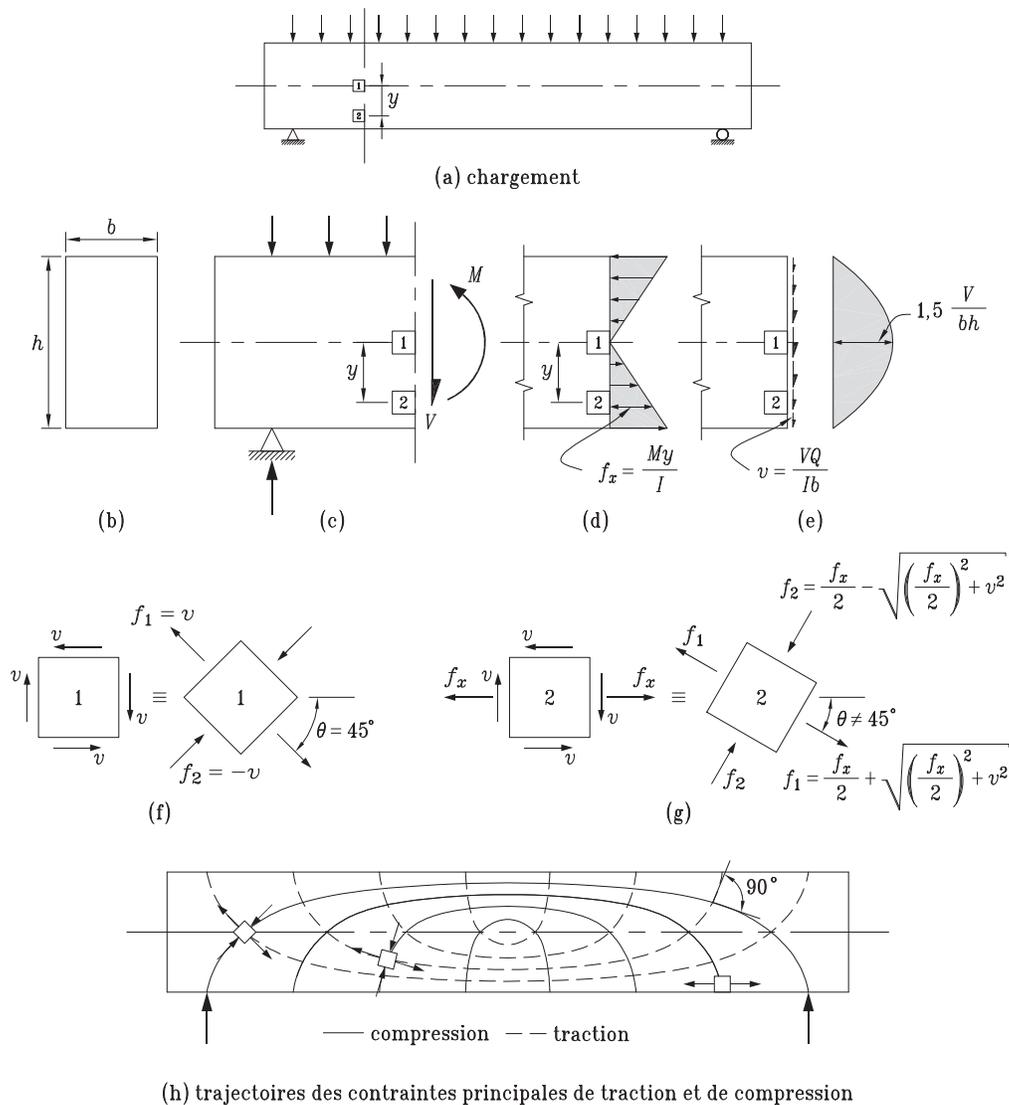


Figure A.1 Contraintes internes de flexion et de cisaillement dans une poutre, tiré de Paultre [2011]

élevé. Les fissures dites de cisaillement se forment avec une inclinaison d'environ  $45^\circ$  et sont souvent un prolongement des fissures de flexion. La formation de fissures contribue à augmenter la déformée de la poutre et ainsi changer l'orientation des contraintes, ce qui aura pour effet d'accroître la déformation.

Une rupture en cisaillement est dite fragile, c'est-à-dire qu'elle se produit de façon brusque en dégageant beaucoup d'énergie. Une rupture en flexion, à l'inverse, est ductile, ce qui donne des signes précurseurs et est donc préférable. On recherche en effet un mode de rupture présentant des signes de rupture imminente afin d'avoir le temps, dans la pratique, de réagir lorsque cela survient.

### A.1.1 Résistance d'une poutre non armée en cisaillement

Lorsqu'une poutre chargée se fissure, différentes forces internes permettent de reprendre la charge et de maintenir la poutre en équilibre. Ces forces sont présentées à la figure A.2 et sont les suivantes :

1. une force de compression  $C$  formée par le bloc de compression du béton non fissuré dans la partie supérieure et une force  $T$  fournie par l'armature longitudinale dans le bas de la poutre ;
2. une force de frottement située au niveau de la fissure dont la composante verticale est  $V_c$  et qui est due aux contraintes  $v_c$  provoquées par l'engrènement des granulats (de l'anglais *aggregate interlock*) ;
3. une force due à l'effet de goujon (*dowel action* en anglais)  $V_d$  amené par la présence de l'armature longitudinale ; et
4. une force de cisaillement  $V_{cc}$  produite par le béton non fissuré dans la partie supérieure de la poutre.

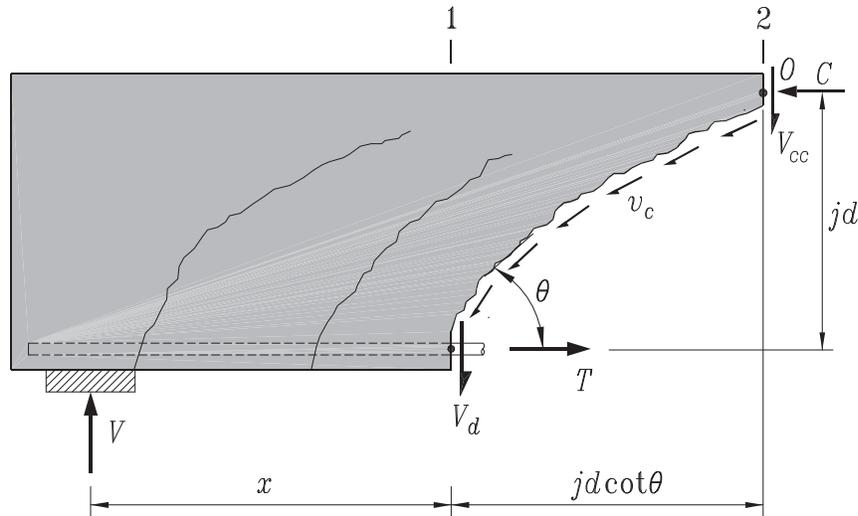


Figure A.2 Mécanismes pour la reprise du cisaillement après fissuration, adapté de Paultre [2011]

Ainsi, le moment par rapport au point O est :

$$M = Tjd + V_d jd \cot \theta \quad (\text{A.3})$$

où  $\theta$  est l'angle d'inclinaison des fissures et  $jd$  est le bras de levier interne entre  $T$  et  $C$  ( $d$  est la hauteur effective de la section). En négligeant le second terme, soit l'effet de goujon (il est négligeable particulièrement pour les poutres sans armature de cisaillement), on peut exprimer le cisaillement par la dérivée du moment :

$$V = \frac{d}{dx}(Tjd) = \frac{d(T)}{dx}jd + \frac{d(jd)}{dx}T \quad (\text{A.4})$$

Le cisaillement peut donc être exprimé par la somme de deux termes. Le premier correspond au mécanisme appelé l'action de poutre (*beam action* en anglais) où  $d(T)/dx$  est le flux de cisaillement dans l'armature longitudinale agissant à une distance  $jd$  par rapport au point O. Le principe du mécanisme est détaillé un peu plus loin. Le second terme représente l'action de cintrage (*arch action* en anglais). Ce mécanisme survient en ayant une traction constante dans l'armature longitudinale lorsque, par exemple, l'ancrage entre les barres et le béton n'est plus présent. Les bases de ce phénomène sont également vues un peu plus loin. Les deux types de mécanismes sont notamment très bien détaillés dans le livre de Park et Paulay [1975].

Les poutres en béton armé résistent habituellement à l'effort tranchant par une combinaison de ces deux phénomènes, le mécanisme prédominant étant contrôlé par le rapport  $a/d$  de la poutre. Ce rapport est en fait la division de la portée de cisaillement  $a$  par la profondeur effective en flexion  $d$  de la poutre. Ces dimensions sont présentées à la figure A.3. La portée de cisaillement n'est une dimension physique que pour une poutre chargée ponctuellement par une ou deux charges. Autrement, on peut tout de même l'exprimer en fonction du moment de la façon suivante :

$$\frac{a}{d} = \frac{Va}{Vd} = \frac{M}{Vd} \quad (\text{A.5})$$

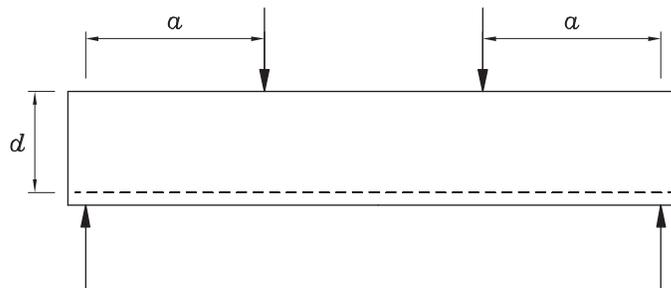


Figure A.3 Dimensions du rapport  $a/d$ , tiré de Lavictoire [2010]

Ce rapport nous permet de définir si une poutre est profonde, lorsque  $a/d$  est bas, ou élancée, lorsque  $a/d$  est élevé. Une poutre profonde résistera surtout au cisaillement grâce à l'action de cintrage alors que pour une poutre élancée, l'action de poutre sera prédominante. Il y a un certain désaccord dans la littérature par rapport à la valeur frontière entre les deux types de poutre, et donc entre la valeur  $a/d$  où on passe à une poutre qui résiste davantage en action de poutre qu'en action de cintrage. Cette valeur varie généralement entre 2 et 3, donc environ 2.5.

Les poutres profondes sont plus sujettes à des ruptures en cisaillement que les poutres élancées. Ceci est notamment dû au fait que les poutres avec  $a/d$  élevé résistent à des efforts de flexion plus grands. Suivant la valeur de  $a/d$ , on peut regrouper en quatre catégories les modes de ruptures des poutres sans renfort transversal. Ceux-ci sont présentés au tableau A.1. La rupture des poutres élancées se fait de façon plus violente et est causée par la progression d'une fissure diagonale prédominante. On retrouve plus de détails dans les ouvrages présentés en début de chapitre, tel que celui de Wang *et al.* [2007].

Tableau A.1 Rapport  $a/d$  et type de rupture selon le type de poutre, adapté de Bentur et Mindess [2001]

Type de poutre	Caractéristique	Type de rupture
Poutre très profonde	$a/d < 1$	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou écrasement du béton
Poutre profonde	$1 < a/d < 2.5$	Écrasement ou éclatement du béton dans la zone comprimée
Poutre élancée	$2.5 < a/d < 6$	Rupture en cisaillement-flexion par progression des fissures inclinées
Poutre très élancée	$a/d > 6$	Rupture en flexion

### Action de poutre

Tel que mentionné, ce mécanisme est présent principalement dans les poutres élancées. Il est basé sur le cheminement des efforts à travers des *dents* limitées par les fissures dans la poutre. Celles-ci peuvent être comparées à une poutre en porte-à-faux dont l'encastrement est la partie située dans le haut de la poutre, donc dans la zone où le béton n'est pas fissuré. La figure A.4 illustre les forces en présence pour une de ces dents. L'efficacité du mécanisme dépend principalement de l'adhérence entre les barres d'armature longitudinales et le béton afin de permettre un bon transfert des efforts.

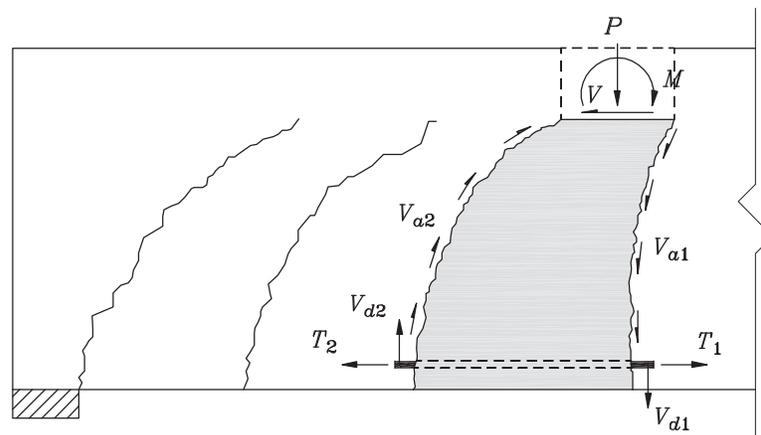


Figure A.4 Forces en présence dans une dent formant l'action de poutre, tiré de Lavictoire [2010]

### Action de cintrage

La base de l'action de cintrage réside dans la formation de bielles de compression entre l'application de la charge et l'appui. Il se crée un système de bielles et tirants présenté à la figure A.5 où les tirants sont les barres d'armatures longitudinales et relient les appuis. Ce mécanisme est plus présent dans les poutres profondes et au voisinage de l'application des charges. Son efficacité dépend entre autres de l'inclinaison des bielles de compression

et de l'ancrage des barres longitudinales aux appuis. L'action de cintrage permet la reprise d'efforts tranchants plus importants que l'action de poutre.

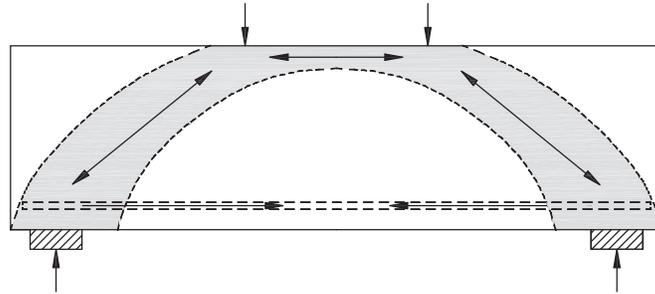


Figure A.5 Système de bielles et tirants de l'action de cintrage, tiré de Lavictoire [2010]

### A.1.2 Résistance d'une poutre avec armature de cisaillement

La méthode la plus répandue pour armer une poutre transversalement est sans aucun doute d'installer des étriers verticaux à intervalles réguliers entourant l'armature longitudinale. Ce renfort en cisaillement permet d'ajouter une composante  $V_s$  à la résistance globale en cisaillement de la poutre, de restreindre la progression des fissures et d'ainsi améliorer la force de frottement entre les granulats et d'augmenter l'effet de goujon en soutenant les barres d'armature longitudinale. De plus, l'armature transversale rend la rupture de la poutre plus ductile.

Le modèle le plus répandu de comportement en cisaillement d'une poutre armée en cisaillement est le modèle de treillis composé de diagonales de béton comprimé et où les membrures verticales sont représentées par les étriers. La figure A.6 illustre cette analogie au treillis.

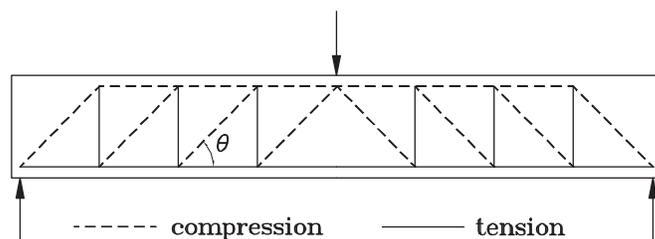


Figure A.6 Modèle du treillis pour une poutre armée en cisaillement, tiré de Lavictoire [2010]

### A.1.3 Effet du cisaillement sur l'armature de flexion

Une partie de l'effort tranchant présent dans une poutre chargée est repris en traction dans les barres longitudinales. Ceci se démontre avec le système de forces présenté à la figure A.7. On néglige l'effet de goujon, puisque sa valeur est bien inférieure aux autres forces, de même que la rotation des contraintes tangentielles de l'engrènement des granulats, ce qui veut

dire qu'on suppose que la résultante de ces contraintes passe par le point O. Les forces maintenant l'équilibre sont donc la réaction à l'appui  $V$ , la résultante des contraintes d'engrènement des granulats  $V_c$ , la résultante amenée par l'armature transversale  $V_s$  et finalement les forces de compression et de traction respectivement dans le haut et le bas de la poutre, formant ainsi un couple. Le moment par rapport au point O est donc :

$$V \cdot (x + jd \cot \theta) - T_1 \cdot jd - V_s \cdot 0.5jd \cot \theta = 0 \quad (\text{A.6})$$

où  $x$  est la distance entre la section 1 et l'appui. Sachant que  $Vx = M_1$  et en isolant la traction dans l'armature longitudinale, on obtient :

$$T_1 = \frac{M_1}{jd} + (V - 0.5V_s) \cot \theta \quad (\text{A.7})$$

Si aucune armature de cisaillement n'est présente dans la poutre, le terme  $V_s$  disparaît, ce qui implique qu'il y aura davantage de traction dans l'armature de flexion.

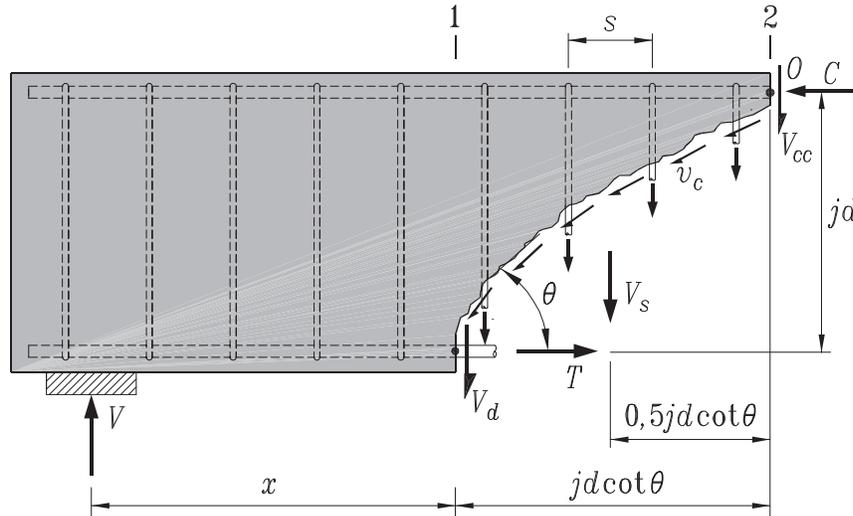


Figure A.7 Système de forces présent dans une poutre armée en cisaillement, adapté de Paultre [2011]

## A.2 Théorie du champ de compression modifiée

Contrairement à la théorie du champ de compression (CFT pour *Compression Field Theory*), la théorie modifiée (MCFT pour *Modified Compression Field Theory*) tient compte des contraintes présentes dans le béton fissuré. De plus, cette dernière permet d'utiliser cette méthode avec les poutres sans armature transversale aussi bien qu'avec armature transversale. Elle utilise les contraintes et déformations en présence dans le béton fissuré afin d'obtenir une prédiction de la résistance en cisaillement d'une poutre. Ainsi, si on suppose, comme mentionné à la section A.1, que  $f_1$  et  $f_2$  sont respectivement les contraintes moyennes de traction et de compression, on peut formuler des équations d'équilibre. D'après le cercle de Mohr à la figure A.8(c), la contrainte principale de com-

pression sera :

$$f_2 = v(\tan \theta + \cot \theta) - f_1 \quad (\text{A.8})$$

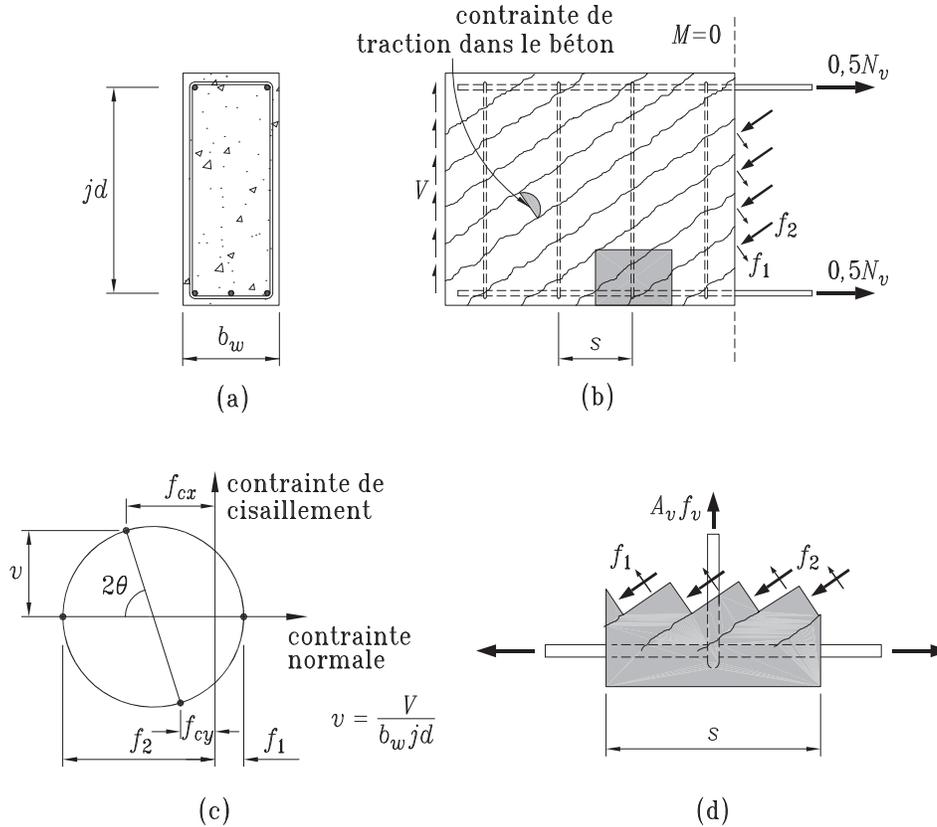


Figure A.8 Équilibre de la théorie du champ de compression modifiée, tiré de Paultre [2011]

où  $v$  est la contrainte nominale de cisaillement qui est définie par  $v = V/b_w jd$  où  $b_w$  est la largeur effective de l'âme. D'autre part, Vecchio et Collins [1986] ont proposé des équations pour déterminer la contrainte moyenne de traction  $f_1$  en fonction de la déformation moyenne de traction  $\epsilon_1$ . En effet, la contrainte sera différente lorsque le béton n'est pas fissuré et lorsqu'il a atteint sa résistance en traction  $f_{ct}$  et la déformation correspondante  $\epsilon_{ct}$  :

$$f_1 = \begin{cases} E_{ct}\epsilon_1 & \text{si } \epsilon_1 \leq \epsilon_{ct} \\ \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{ct}}{1 + \sqrt{500}\epsilon_1} & \text{si } \epsilon_1 > \epsilon_{ct} \end{cases} \quad (\text{A.9})$$

où  $E_{ct}$  est le module d'élasticité tangent du béton,  $f_{ct} = 0,33\sqrt{f'_c}$  où  $f'_c$  est la résistance en compression du béton et  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont des facteurs qui dépendent respectivement de l'ancrage de l'armature et du type de chargement de la poutre. Ces facteurs sont présentés entre autres dans le livre de Paultre [2011]. Le module d'élasticité tangent peut être estimé par  $1,1E_c$  où  $E_c$  est le module d'élasticité sécant du béton pouvant être calculé

par l'équation suivante :

$$E_c = \left( 3300\sqrt{f'_c} + 6900 \right) \left( \frac{\lambda_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (\text{A.10})$$

où  $\lambda_c$  est la masse volumique du béton. L'équilibre des forces verticales à la figure A.8(d) est décrit par l'équation suivante :

$$A_v f_v + f_1 b_w s \cos^2 \theta = f_2 b_w s \sin^2 \theta \quad (\text{A.11})$$

où  $s$  est l'espacement horizontal entre les étriers,  $A_v$  est la section transversale d'acier et  $f_v$  est la contrainte de traction dans l'étrier. En substituant  $f_2$  par l'équation déterminée plus haut, on trouve la résistance en cisaillement de la section :

$$V_r = f_1 b_w j d \cot \theta + \frac{A_v f_v}{s} j d \cot \theta \quad (\text{A.12})$$

Le premier terme représente la résistance en cisaillement du béton et le second, celle qu'amène l'armature de cisaillement.

La figure A.9 montre deux plans parallèles, soient un premier plan situé entre deux fissures et présentant les contraintes moyennes et un second présentant les contraintes au droit d'une fissure. La somme des forces de chaque plan se doit d'être égale afin d'assurer l'équilibre. On a donc :

$$A_v f_{vcr} \frac{j d}{s \tan \theta} + v_{ci} b_w j d = A_v f_v \frac{j d}{s \tan \theta} + f_1 \frac{b_w j d}{\sin \theta} \cos \theta \quad (\text{A.13})$$

où  $v_{ci}$  est la contrainte de cisaillement fournie par les granulats dans la fissure et  $f_{vcr}$  et  $f_v$  sont respectivement la contrainte de traction au droit de la fissure et la contrainte de traction moyenne, toutes deux dans les étriers. En isolant  $f_1$ , on trouve :

$$f_1 = v_{ci} \tan \theta + \frac{A_v}{b_w s} (f_{vcr} - f_v) \quad (\text{A.14})$$

Sachant que la contrainte dans les étriers ne peut dépasser la résistance élastique de l'acier  $f_{vy}$ , on obtient :

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{ct}}{1 + \sqrt{500} \epsilon_1} \leq v_{ci} \tan \theta + \frac{A_v}{b_w s} (f_{vy} - f_v) \quad (\text{A.15})$$

Après que Walraven [1981] ait déterminé que la largeur des fissures  $w$  et la taille maximale des granulats  $a_g$  jouaient un rôle important dans la contrainte de cisaillement  $v_{ci}$ , Vecchio et Collins [1986] ont proposé la formule suivante :

$$v_{ci} = \frac{0.18 \sqrt{f'_c}}{0.3 + 24w / (a_g + 16)} \quad (\text{A.16})$$

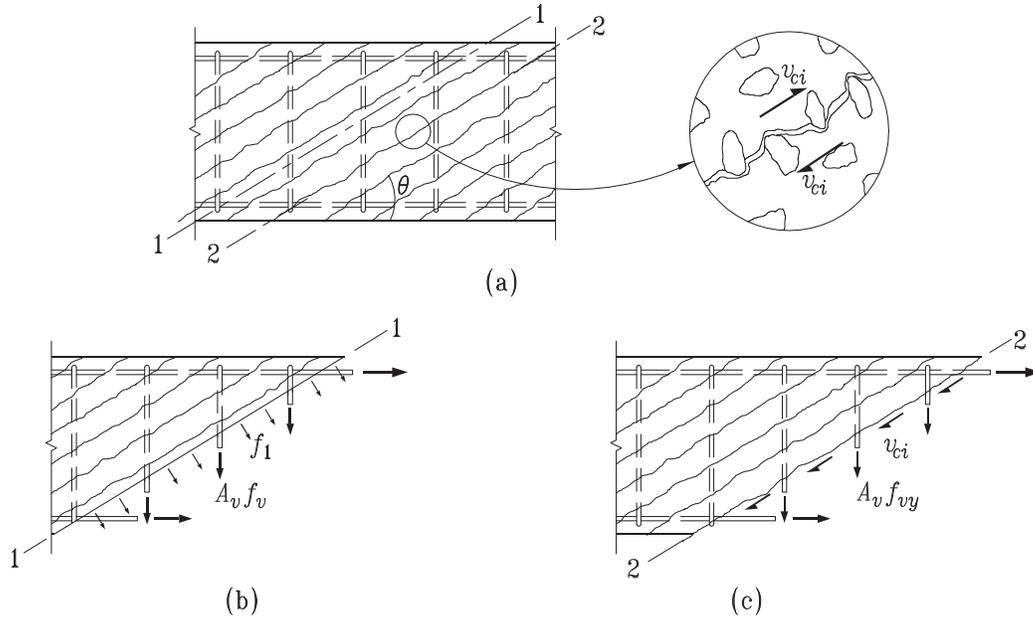


Figure A.9 Contraintes dans une fissure et contraintes moyennes entre deux fissures, tiré de Paultre [2011]

Ainsi, on voit par cette équation que la largeur des fissures a une influence significative sur la résistance du béton. En effet, l'ouverture des fissures détermine la capacité à transmettre les contraintes locales de cisaillement à l'endroit de la fissure. Elle peut être obtenue de l'équation  $w = \epsilon_1 s_{m\theta}$  où  $s_{m\theta}$  est l'espacement moyen des fissures diagonales. Ce dernier est donné par l'équation suivante :

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{mx}} + \frac{\cos \theta}{s_{mv}}} \quad (\text{A.17})$$

où  $s_{mx}$  et  $s_{mv}$  sont respectivement l'espacement moyen qu'on obtiendrait en appliquant, dans le premier cas, une charge de traction dans la direction longitudinale et dans le second cas, pour une charge de traction dans la direction transversale.

Pour obtenir davantage d'information sur la théorie du champ de compression modifiée, se référer au texte de Vecchio et Collins [1986] ou à des ouvrages tels que ceux de Paultre [2011] et de Collins et Mitchell [1997]. Une simplification de cette théorie est proposée par Bentz *et al.* [2006]. Les équations de la norme canadienne CSA A23.3-04 présentées à l'annexe B sont d'ailleurs basées sur cette simplification (Bentz et Collins [2006]).

Le modèle du champ de contraintes perturbé (de l'anglais *Disturbed Stress Field Model* ou DSFM) est en quelque sorte une version améliorée de la MCFT pour l'analyse des éléments fissurés en béton armé (Vecchio [2000], Vecchio [2001] et Vecchio *et al.* [2001]). Le modèle tient compte de la perturbation dans les champs de contraintes créée par la présence de fissures et inclut entre autres le glissement en cisaillement au droit des fissures dans les équations de compatibilité des déformations. La DSFM découple également l'orientation des champs de contraintes et déformations principales.

Ces modèles s'inscrivent dans une école de pensée où l'engrènement des granulats prédomine dans la résistance à l'effort tranchant. À l'opposé, certains chercheurs, comme Bresler et Pister [1958], sont d'avis que la résistance d'une poutre en cisaillement se fait principalement par la reprise d'effort tranchant dans la zone de compression.

### A.3 L'effet d'échelle dans les poutres en béton armé

L'effet d'échelle est en fait le principe que la résistance au cisaillement d'une poutre diminue en augmentant sa taille. En effet, suite aux conclusions de Kani [1967] affirmant qu'en augmentant la hauteur  $h$  d'une poutre de 150 mm à 1200 mm, on diminuait de façon significative sa résistance en cisaillement, d'autres chercheurs ont étudié le phénomène.

Suite à des tests sur des poutres de petites à très grandes dimensions, les résultats de Shioya *et al.* [1990] ont montrés une réduction, au niveau de la résistance en cisaillement, pouvant tourner autour de 65% en passant d'une hauteur effective  $d$  de 100 mm à 3000 mm. On peut d'ailleurs observer la tendance obtenue avec les résultats à la figure A.10. De plus, les conclusions de Tan *et al.* [2005] affirment que les poutres profondes seraient plus affectées par l'effet d'échelle que les poutres élancées.

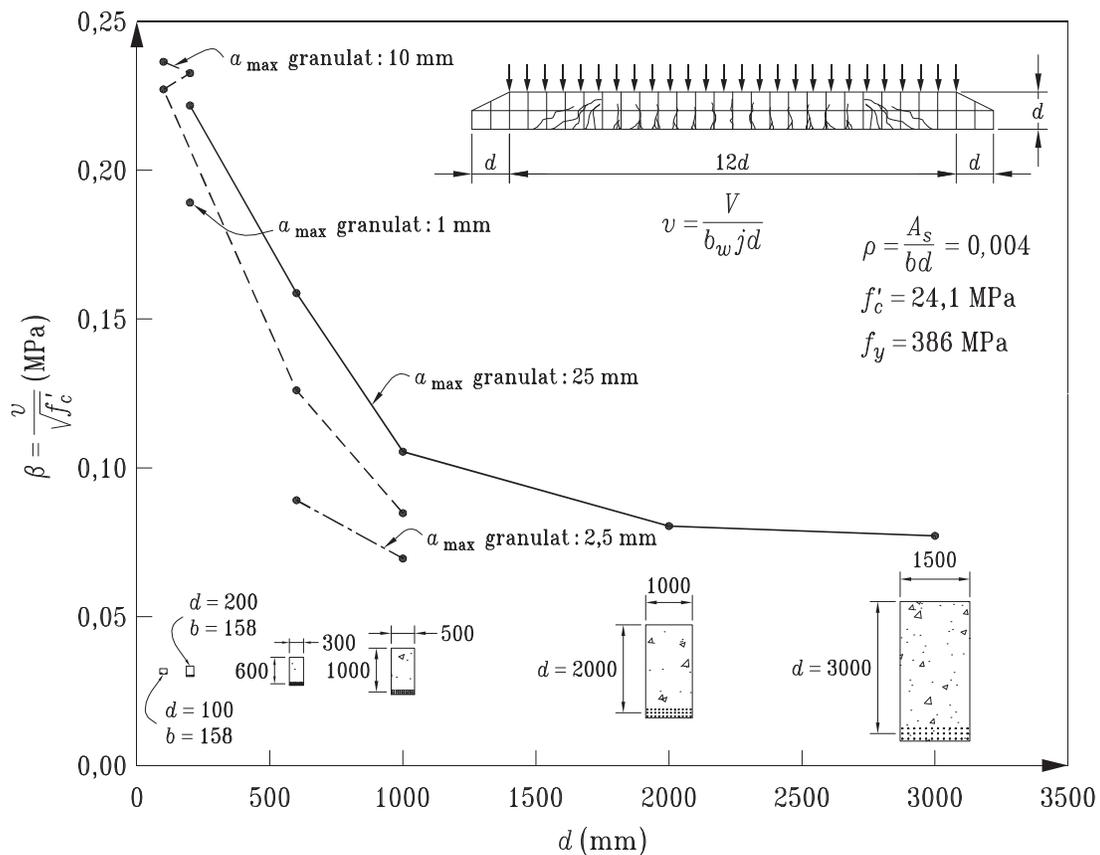


Figure A.10 Effet d'échelle obtenu par les tests de Shioya *et al.*, tiré de Paultre [2011]

L'explication proposée pour justifier ce phénomène repose principalement sur la capacité à reprendre la contrainte de cisaillement appliquée par l'entremise de l'engrènement des granulats. Effectivement, les observations de Shioya *et al.* [1990] et de Sherwood *et al.* [2007] ont aussi démontré que la largeur des fissures augmentait quasiment linéairement avec la taille des spécimens. Ce faisant, la friction entre les granulats est nécessairement réduite. Or, les contraintes reprises par l'engrènement des granulats seraient responsables d'environ 70% de la résistance à l'effort tranchant total selon les résultats de Fenwick et Paulay [1964].

Ainsi, une poutre de grande dimension résistera à une contrainte de cisaillement moins élevée qu'une poutre de même géométrie en version réduite. L'armature transversale permet de réduire l'espacement des fissures et ainsi limiter de façon significative l'effet d'échelle. Une taille de granulats plus grande peut également avoir un effet bénéfique.

La norme CSA A23.3-04 tient compte de l'effet d'échelle de plusieurs manières. Premièrement, dans le calcul de la contribution du béton  $V_c$  à la résistance en cisaillement de la poutre, la norme utilise le facteur d'effet d'échelle  $\gamma$  qu'on retrouve dans le paramètre  $\beta$ . D'autre part, c'est pour tenir compte de l'effet d'échelle dans les poutres que la norme exige une section d'armature de cisaillement minimale pour les poutres dont la hauteur est supérieure à 750 mm. En imposant également un espacement maximum, la largeur des fissures est limitée et l'effet d'échelle est notablement diminué. Les principales équations proposées par la norme se trouvent à l'annexe B.

# ANNEXE B

## Équations de la norme CSA A23.3-04

Cette annexe présente les principales équations de dimensionnement proposées par la norme de béton, la CSA A23.3-04. Étant basé sur la théorie du champ de compression modifiée, ce cadre réglementaire est connu pour être l'un des plus précis au monde.

### B.1 Résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé

Commençons par définir la hauteur effective en cisaillement  $d_v$ . Dans la norme, cette hauteur remplace le bras de levier interne  $jd$  utilisé dans les équations présentées à l'annexe A (voir la figure A.2). Celle-ci prend la valeur la plus élevée entre  $0.9d$  et  $0.72h$ .

Par rapport à la résistance au cisaillement, la norme est basée sur le principe que la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé vient de la contribution du béton  $V_c$ , de celle l'acier placé transversalement  $V_s$  et, s'il y en a, de la contribution des forces de précontrainte  $V_p$  dans la direction de l'effort tranchant :

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad (\text{B.1})$$

On ignorera tout apport des forces de précontrainte. La contribution du béton est calculée de la façon suivante :

$$V_c = \varphi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (\text{B.2})$$

où  $\varphi_c$  est un coefficient de sécurité sur la résistance du béton ayant pour valeur 0.65,  $\beta$  est un coefficient tenant compte de la résistance au cisaillement du béton fissuré et  $\lambda$  est un coefficient qui tient compte de la masse volumique du béton :

$$\lambda = \begin{cases} 0.75 & \text{Béton léger} \\ 0.85 & \text{Béton semi-léger} \\ 1.00 & \text{Béton normal} \end{cases} \quad (\text{B.3})$$

Pour ce qui est de la contribution de l'armature transversale, on la calcule de la façon suivante :

$$V_s = \frac{\varphi_s A_v f_{vy} d_v}{s \tan \theta} \quad (\text{B.4})$$

où  $\varphi_s$  est un coefficient de sécurité pour l'acier ayant pour valeur 0.85,  $f_{vy}$  est la limite élastique de l'acier et  $\theta$  est l'inclinaison des contraintes de compression. Selon la norme, il faut installer un renfort d'acier transversal lorsque la hauteur de notre poutre est plus grande que 750 mm ou lorsque l'effort tranchant pondéré est supérieur à la résistance en cisaillement du béton ( $V_f \geq V_c$ ).

La norme prévoit également une résistance en cisaillement totale ne doit pas dépasser. Cette valeur maximum a été établie afin d'obtenir une plastification de l'acier d'armature avant que ne survienne une rupture par éclatement du béton. Effectivement, ce type de rupture est considéré comme fragile et est donc à éviter. La valeur limite est donc :

$$V_{r \max} = 0.25\varphi_c f'_c b_w d_v \quad (\text{B.5})$$

Dans le cas des poutres, les termes  $\beta$  et  $\theta$  peuvent prendre des valeurs de  $\beta = 0,21$  et  $\theta = 42^\circ$  lorsqu'une des conditions suivantes est respectée :

- la poutre possède une hauteur totale de moins de 250 mm ;
- la poutre est coulée de façon monolithique avec la dalle et sa hauteur au-dessous de celle-ci ne dépasse pas la moitié de la largeur de l'âme ou 350 mm.

On peut également déterminer les valeurs de ces termes avec la méthode générale ou la méthode simplifiée, toutes deux présentées dans la norme CSA A23.3-04. Les bases de la méthode simplifiée et de la méthode générale sont respectivement présentées aux sections B.4 et B.5.

De plus, la norme propose une seconde méthode de calcul de la résistance à l'effort tranchant basée sur le modèle de bielles et tirants. Celle-ci n'est pas présentée ici, donc se référer à la norme pour plus de détails. Cette méthode est plus complexe et son utilisation n'est pas justifiée pour les poutres simples et de rapport  $a/d$  autour de 3 comme c'est le cas dans la présente recherche. Cependant, pour des poutres profondes où l'action de cintrage est très présente, il peut être plus adéquat d'appliquer cette procédure. Son utilisation est également conseillée pour les poutres, dont l'hypothèse de Navier-Bernoulli, voulant que les sections planes restent planes après déformation, ne s'applique plus ainsi qu'aux voisinages des discontinuités. La figure B.1 montre un exemple où les deux méthodes sont utilisées pour prédire la résistance en cisaillement de poutres de différents rapport  $a/d$ . Les clauses font référence à la norme CSA A23.3-04.

## B.2 Exigences relatives à l'armature transversale

Selon la norme, il faut prévoir un minimum d'armature transversale lorsque le cisaillement pondéré est supérieur à  $V_c$  et lorsque la poutre possède une hauteur totale supérieure à 750 mm. La section minimum est :

$$A_{v \min} = 0.06 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{vy}} \quad (\text{B.6})$$

Une limite d'espacement entre les étriers est également prescrite :

$$s \leq \begin{cases} \min(600 \text{ mm}, 0.7d_v) & \text{pour } V_f \leq 0.125\varphi_c \lambda f'_c b_w d_v \\ \min(300 \text{ mm}, 0.35d_v) & \text{pour } V_f > 0.125\varphi_c \lambda f'_c b_w d_v \end{cases} \quad (\text{B.7})$$

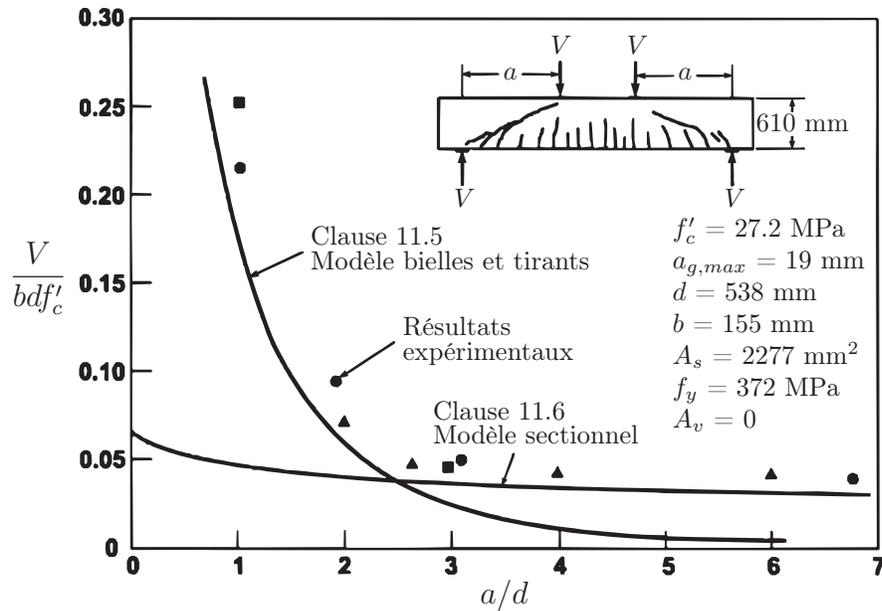


Figure B.1 Prédiction par Collins et Mitchell [1997] de la résistance à l'effort tranchant pour différents rapports  $a/d$ , adapté de Minelli [2005]

### B.3 Vérification de l'armature longitudinale

Il faut également vérifier la résistance de l'armature transversale. En effet, tel que discuté à la section A.1.3, une traction supplémentaire est induite dans l'armature de flexion. Ainsi, si on considère la possibilité qu'une charge normale  $N_f$  soit appliquée sur la section, la résistance pondérée de l'armature de flexion placée dans la partie en traction de la poutre devra être supérieure à :

$$F_{lt} = \frac{M_f}{d_v} + 0.5N_f + (V_f - 0.5V_s) \cot \theta \quad (\text{B.8})$$

où  $M_f$  et  $V_f$  sont définis positifs et  $N_f$  est positif en traction et négatif en compression. De plus, si une armature longitudinale est placée du côté comprimé de la poutre et que  $M_f/d_v < 0.5N_f + (V_f - 0.5V_s) \cot \theta$ , celle-ci subira un effort de traction. Dans ce cas, sa résistance pondérée devra être supérieure à la force suivante :

$$F_{lc} = 0.5N_f + (V_f - 0.5V_s) \cot \theta - \frac{M_f}{d_v} \quad (\text{B.9})$$

### B.4 Détermination de $\beta$ et $\theta$ par la méthode simplifiée

On peut utiliser la méthode simplifiée lorsque la limite élastique  $f_{vy}$  de l'acier utilisé ne dépasse pas 400 MPa et que la résistance en compression du béton  $f'_c$  ne dépasse pas 60 MPa. On fixe  $\theta$  à 35° et  $\beta$  est déterminé ainsi :

- $\beta$  prend la valeur de 0.18 si on utilise au moins l'armature de cisaillement minimale.

- Lorsque l'armature minimale n'est pas présente et la grosseur maximale des granulats est supérieure à 20 mm,  $\beta$  prendra la valeur de :

$$\beta = \frac{230}{1000 + d_v} \quad (\text{B.10})$$

Pour toute grosseur de granulats, on peut utiliser la formule suivante :

$$\beta = \frac{230}{1000 + s_{ze}} \quad (\text{B.11})$$

où  $s_{ze}$  est le paramètre équivalent d'espacement des fissures qui se définit comme suit :

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g} \not\leq 0.85s_z \quad (\text{B.12})$$

où  $s_z$  est le paramètre d'espacement des fissures qui doit être égal à la valeur la plus faible entre  $d_v$  et la distance maximale entre des lits d'armature longitudinale répartis sur la hauteur de l'élément tel que présenté à la figure B.2.

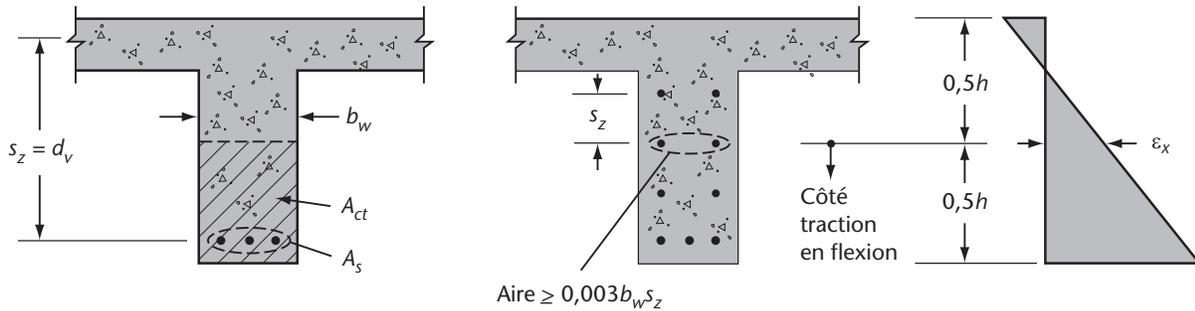


Figure B.2 Détermination du paramètre d'espacement des fissures  $s_z$  selon la norme, tiré de CSA A23.3-04

## B.5 Détermination de $\beta$ et $\theta$ par la méthode générale

La méthode générale de la norme propose des équations basées sur la fissuration et la déformation de la poutre et qui proviennent de la théorie du champ de compression modifiée. Selon cette méthode, le paramètre  $\beta$  doit être calculé par l'équation suivante :

$$\beta = \gamma \left( \frac{0.4}{1 + 1500\epsilon_x} \right) = \left( \frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right) \left( \frac{0.4}{1 + 1500\epsilon_x} \right) \quad (\text{B.13})$$

où  $\gamma$  est le facteur d'effet d'échelle,  $\epsilon_x$  est la déformation longitudinale à mi-hauteur de la section. L'effet de la quantité d'armature longitudinale sur la résistance à l'effort tranchant est donc pris en compte par l'intermédiaire de cette déformation à mi-hauteur. Le paramètre équivalent d'espacement des fissures  $s_{ze}$  doit être fixé à 300 mm lorsque la section renferme au moins l'armature transversale minimale et doit être calculé par l'équation (B.12) dans les autres cas. Dans l'équation (B.12), pour les bétons de haute-performance de  $f'_c$  supérieur à 70 MPa, le terme  $a_g$  doit être nul, car dans un tel cas, les

fissures passent souvent au travers des granulats. Si  $f'_c$  se situe entre 60 et 70 MPa,  $a_g$  doit être ramené linéairement à zéro. Le paramètre  $\theta$ , soit l'angle d'inclinaison des contraintes de compression diagonales, est calculé par l'équation suivante :

$$\theta = 29 + 7000\epsilon_x \quad (\text{B.14})$$

Dans le cas où il n'y a pas d'effort de précontrainte, le paramètre  $\epsilon_x$  est calculé comme suit :

$$\epsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0.5N_f}{2E_sA_s} \not\geq 3.0 \times 10^{-3} \quad (\text{B.15})$$

où  $E_s$  et  $A_s$  sont respectivement le module d'élasticité et l'aire de l'armature longitudinale du côté de la fibre tendue. Certaines conditions s'appliquent à cette équation :

- $V_f$  et  $M_f$  doivent être des quantités positives et  $M_f$  ne doit pas être inférieur à  $V_f d_v$ .
- L'aire des barres  $A_s$  doit être réduite de façon proportionnelle dans le cas où la longueur d'ancrage disponible n'est pas suffisante.
- Si la valeur de  $\epsilon_x$  obtenue est négative, elle doit être considérée nulle ou être calculée à nouveau en remplaçant le dénominateur par  $2(E_sA_s + E_cA_{ct})$  où  $A_{ct}$  est l'aire de béton tendu sur la section de la poutre. La valeur obtenue ne doit pas être inférieure à  $-0.20 \times 10^{-3}$ .
- Pour les sections à moins de  $d_v$  de la face de l'appui, la valeur de  $\epsilon_x$  calculée à  $d_v$  de la face de l'appui peut être utilisée pour le calcul de  $\beta$  et  $\theta$ .
- Si la traction axiale est suffisamment élevée pour entraîner la fissuration de la face comprimée en flexion de la section, l'augmentation de  $\epsilon_x$  doit être prise en compte. Au lieu de calculs plus précis, la valeur obtenue par l'équation B.15 doit être doublée.
- On peut calculer  $\beta$  et  $\theta$  avec une valeur de  $\epsilon_x$  plus élevée que celle obtenue par l'équation B.15 sans que celle-ci n'excède  $3.0 \times 10^{-3}$ .



# ANNEXE C

## Nomenclature de Nguyen, Tran et Lavictoire

Les noms donnés aux poutres par Nguyen [2006] et Tran [2009] dans leur mémoire sont légèrement différents de ceux utilisés dans ce document. En effet, certaines poutres ont été rebaptisées dans le but d'uniformiser la nomenclature des poutres d'un projet à l'autre. Le tableau C.1 donne la correspondance entre les noms donnés par Nguyen [2006], Tran [2009] et Lavictoire [2010] et ceux utilisés dans le document.

Tableau C.1 Correspondance entre les noms des poutres des études

<i>Étudiant</i>	<i>Nom dans ce document</i>	<i>Nom donné par l'étudiant</i>
Lavictoire (300x800)	LB0S0	LB0S0
	LB0S400	LB0S400
	LBS1.0S0	LBS1.0S0
	LBP1.0S0	LBP1.0S0
	LBS2.0S0	LBS2.0S0
Nguyen (300x500)	B0S0	BP0S0
	BP0.5S0	BP0.5S0
	BP1.0S0	BP1.0S0
	B0S275	BP0S275
	B0S140	BP0S140
	BP1.0S275	BP1.0S275
Tran (150x250)	SB0	SB0
	SBSC0.5	SBS05
	SBP0.5	SBP05(1)
	SBP05-2	SBP05(2)
	SBSC1.0	SBS1
	SBP1.0	SBP1



## ANNEXE D

### Photos des poutres des étudiants de l'Université de Sherbrooke

Les figures D.1, D.2 et D.3 présentent des photos des spécimens testés par Lavictoire [2010], Nguyen [2006] et Tran [2009]. On retrouve dans l'ordre les poutres de grande taille de Lavictoire [2010] (figure D.1), de taille intermédiaire de Nguyen [2006] (figure D.2) et de petite taille de Tran [2009] (figure D.3).



Figure D.1 Rupture des poutres LB0S400, LBS2,0S0, LBS1,0S0, LBP1,0S0 et LB0S0 (de haut en bas)



Figure D.2 Rupture des poutres BP1.0S275, B0S140, B0S275, BP1.0S0, BP0.5S0 et B0S0 (de haut en bas)

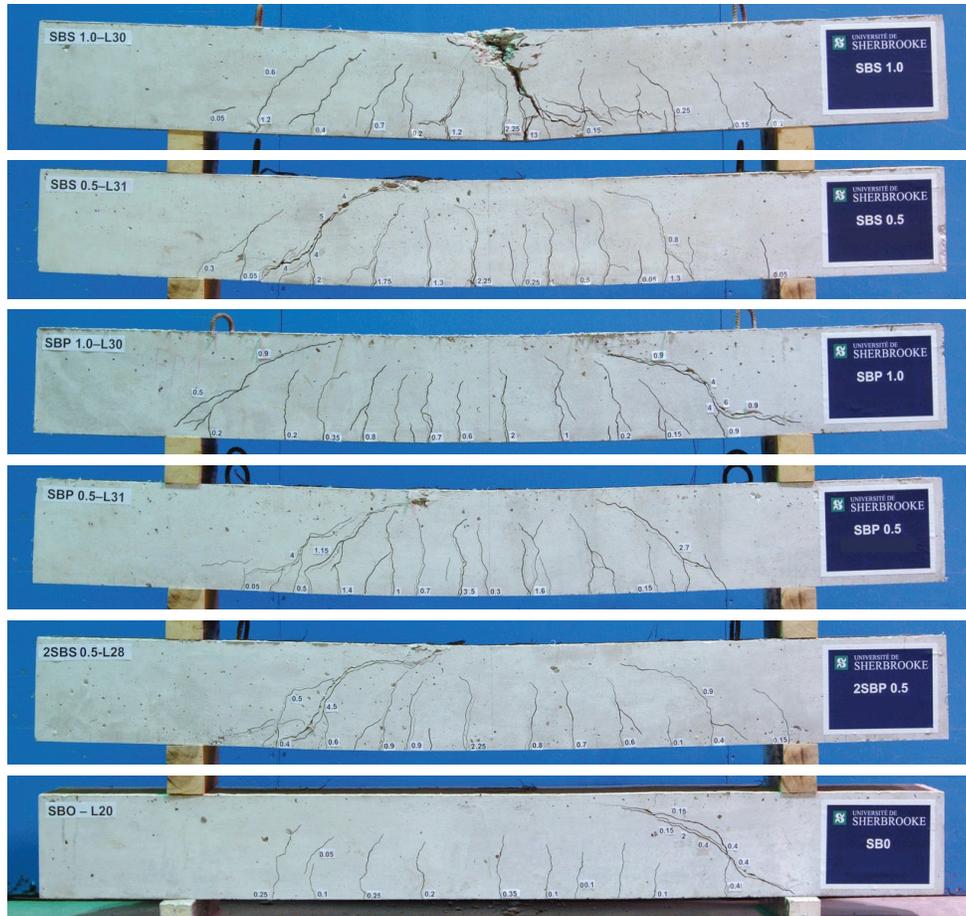


Figure D.3 Rupture des poutres SBSC1.0, SBSC0.5, SBP1.0, SBP0.5, SBP0.5-2 et SB0 (de haut en bas)



# ANNEXE E

## Résultats complets des essais ASTM C1609

L'annexe qui suit présente en détail les résultats obtenus aux essais ASTM C1609/C1609M-10 réalisés à 28 jours et les jours de test. Pour la procédure permettant d'obtenir la courbe moyenne, se référer à la section 4.2.3. Les courbes moyennes sont représentées par un trait pointillé noir sur les figures E.1 à E.9.

La figure E.1 présente les courbes obtenues pour le béton de la poutre B0S275-2 tandis que la figure E.2 donne les courbes corrigées de la manière expliquée à la section 4.2.3.

Dans le cas du béton renforcé de 1.0% de fibres d'acier, la phase de raidissement en traction juste après la fissuration implique que la contrainte maximale  $f_P$  est supérieure à la contrainte de première fissuration  $f_1$ . La contrainte moyenne de première fissuration  $f_{1moy}$  est représentée par un point noir sur les figures E.8 et E.9.

Les figures E.10 et E.11 présentent les courbes moyennes respectivement obtenues à 28 jours et les jours de test.

Rappelons que la contrainte est déterminée par l'équation suivante :

$$f = \frac{Pl}{bh^2} \quad (4.1)$$

La distance entre les appuis  $l$  était de 300 mm. La largeur  $b$  et la profondeur  $h$  de la section, toutes deux d'environ 100 mm, étaient mesurées à l'endroit de la fissure une fois l'essai terminé.

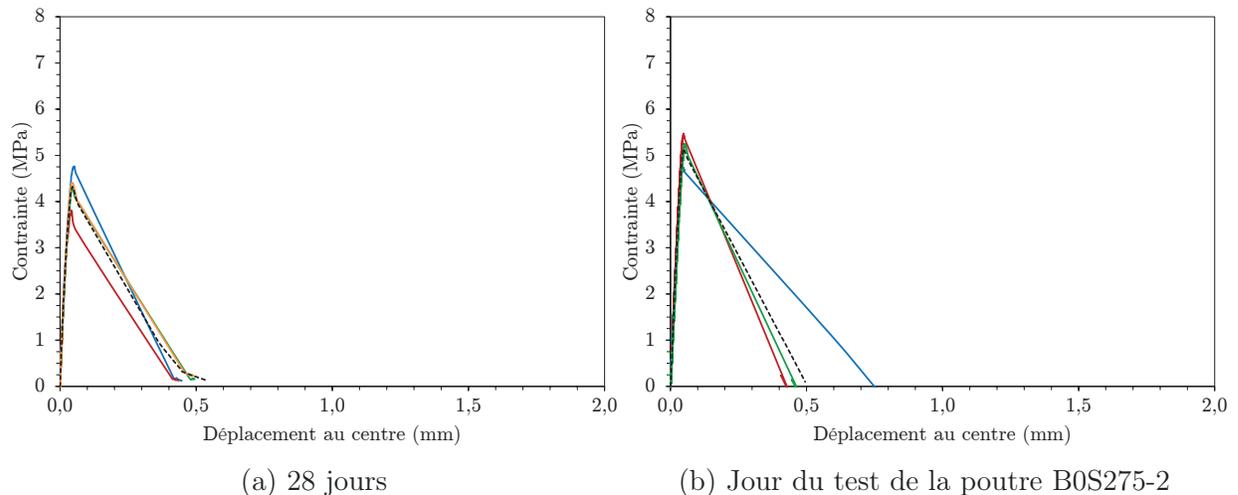


Figure E.1 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre B0S275-2 (aucune fibre)

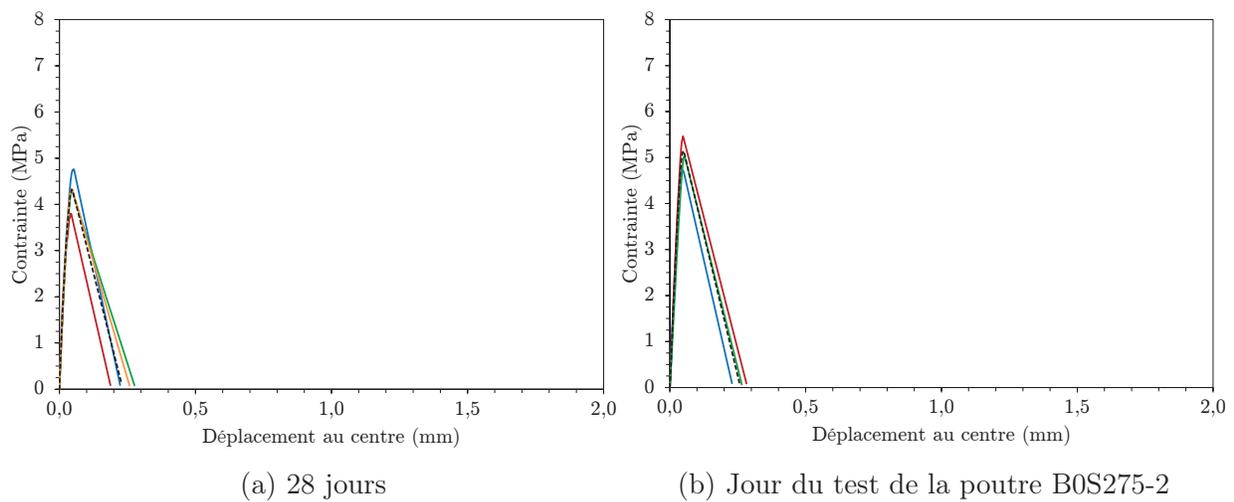


Figure E.2 Courbes corrigées à partir de celles obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre B0S275-2 (aucune fibre)

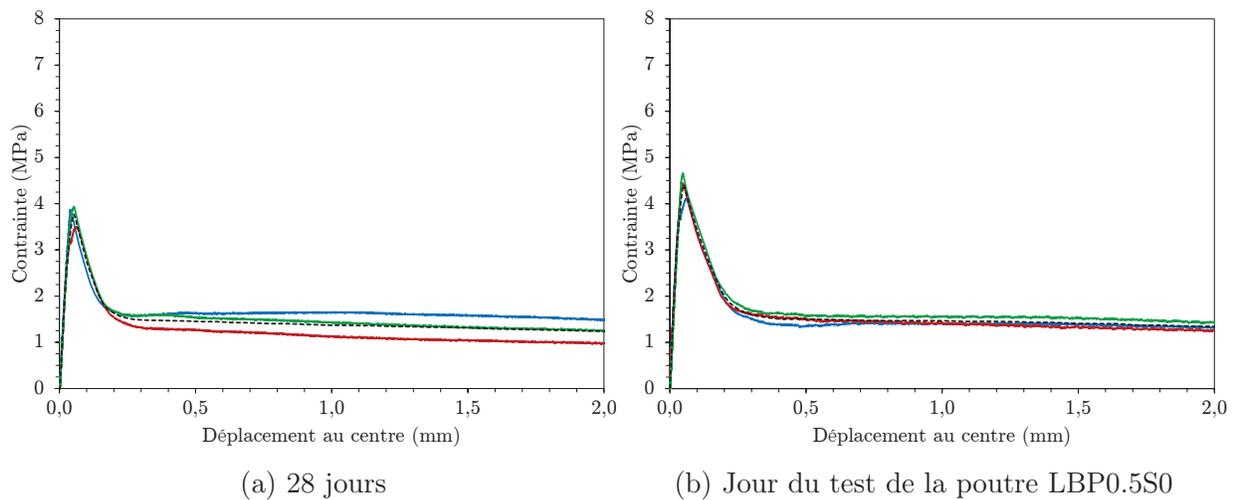


Figure E.3 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre LBP0.5S0 (0.5% de fibres synthétiques)

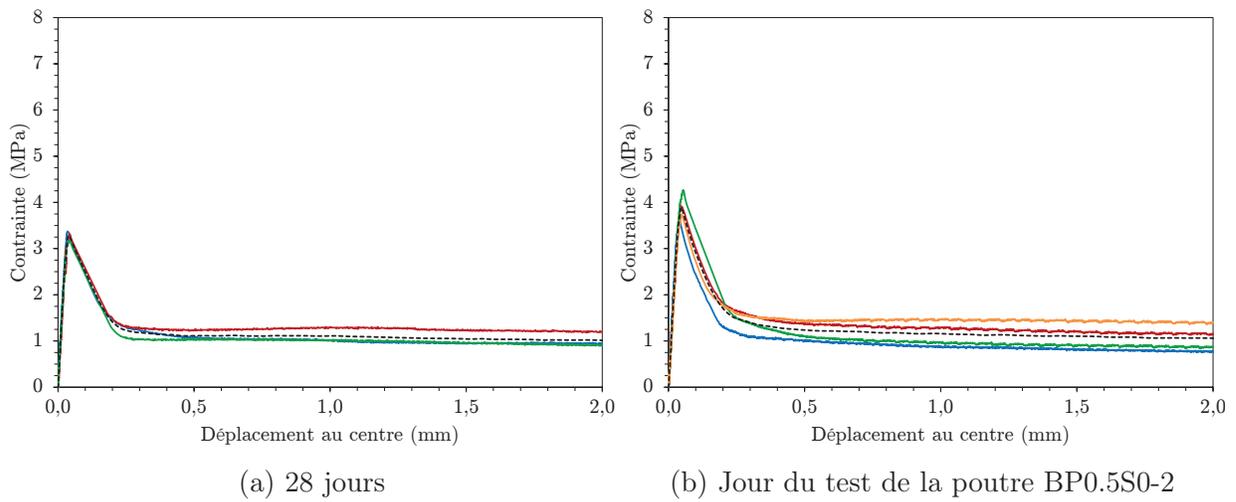


Figure E.4 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre BP0.5S0-2 (0.5% de fibres synthétiques)

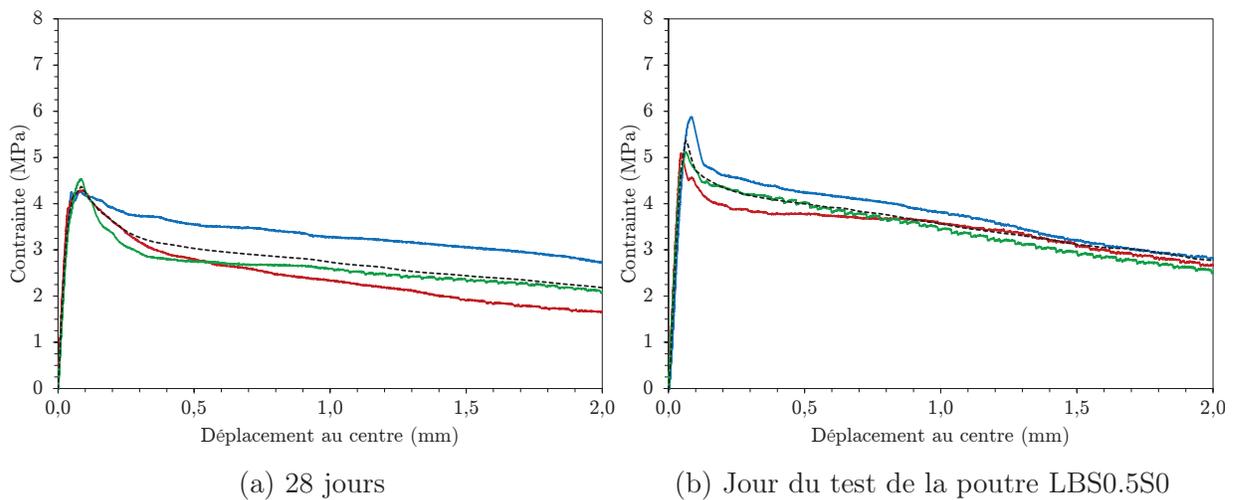


Figure E.5 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre LBS0.5S0 (0.5% de fibres d'acier)

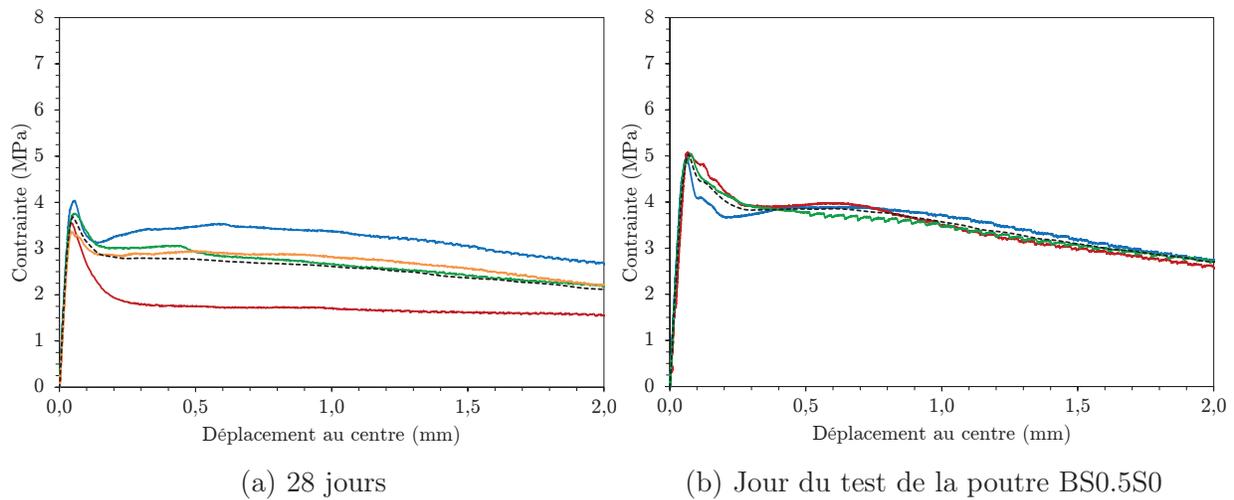


Figure E.6 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre BS0.5S0 (0.5% de fibres d'acier)

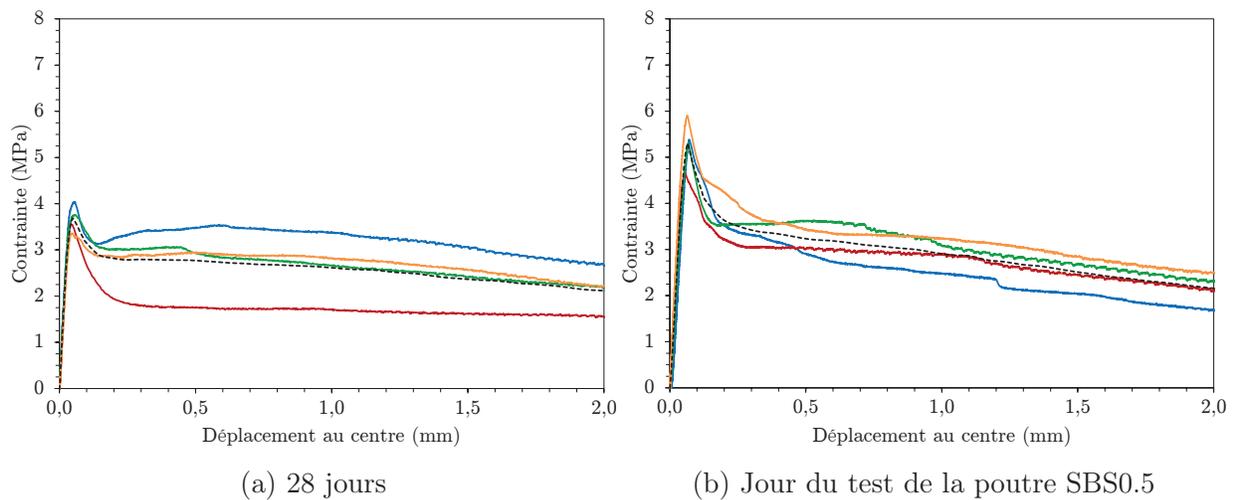


Figure E.7 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre SBS0.5 (0.5% de fibres d'acier)

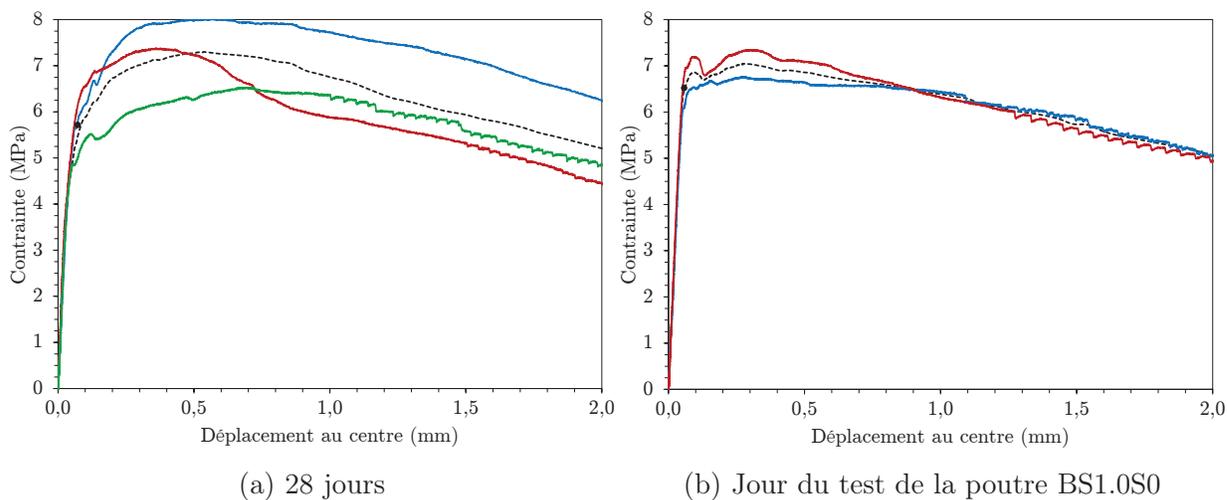


Figure E.8 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre BS1.0S0 (1.0% de fibres d'acier)

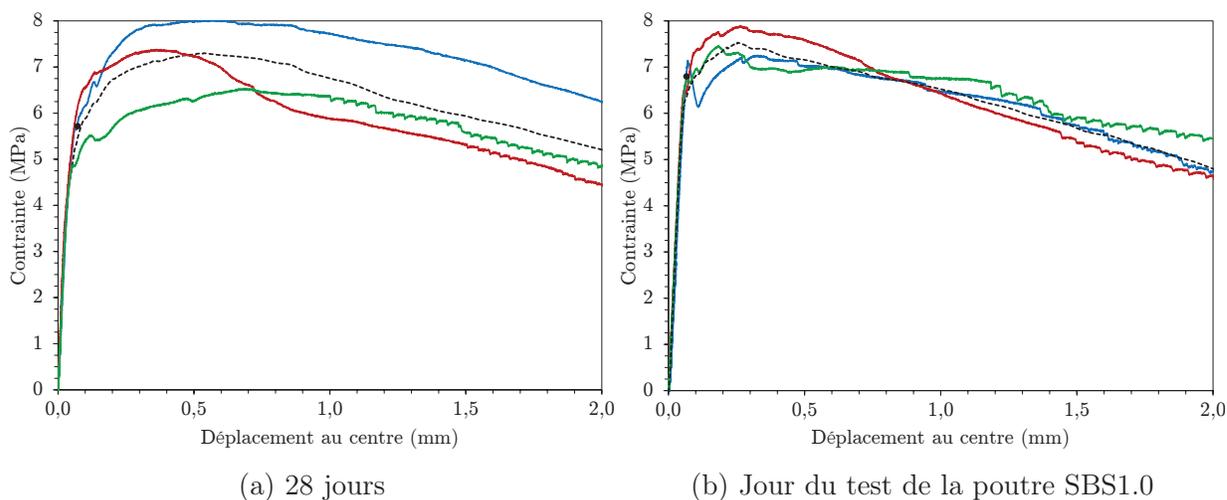


Figure E.9 Courbes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 pour le béton de la poutre SBS1.0 (1.0% de fibres d'acier)

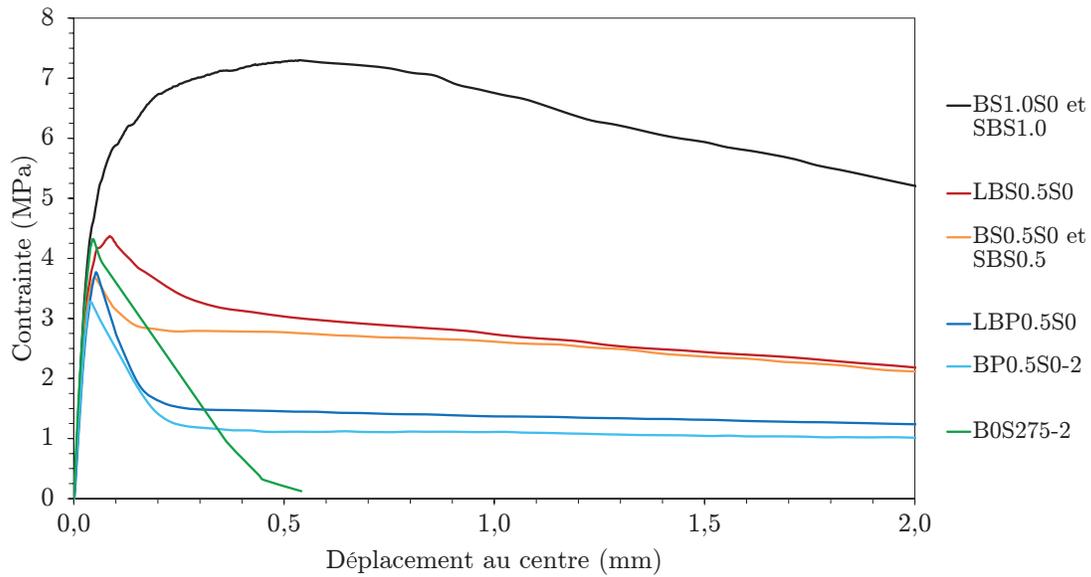


Figure E.10 Courbes moyennes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 à 28 jours

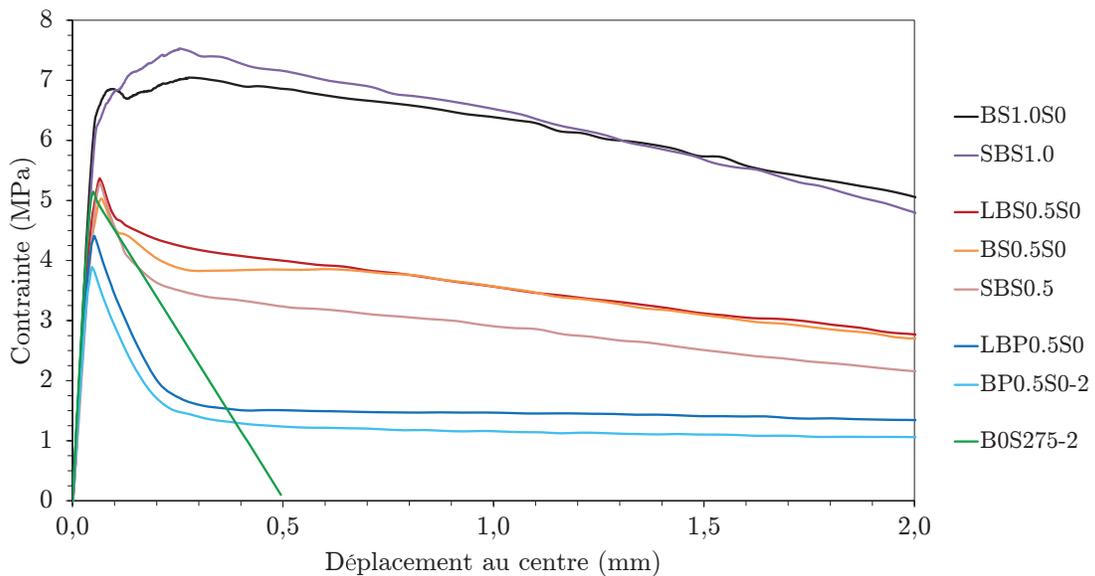


Figure E.11 Courbes moyennes obtenues par l'essai ASTM C1609/C1609M-10 les jours de test

# ANNEXE F

## Instrumentation et montages expérimentaux

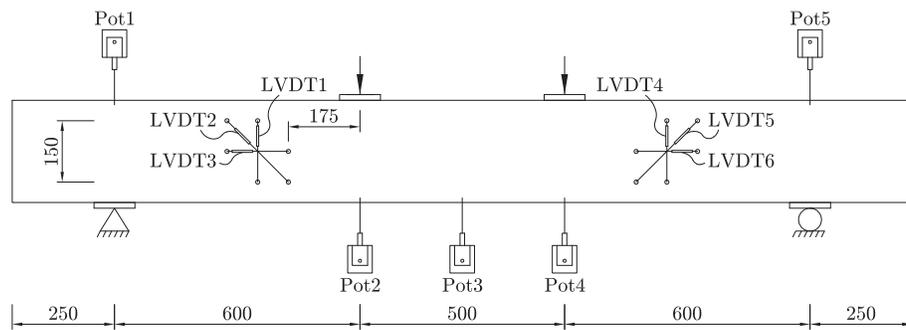
Cette annexe présente les détails de l'instrumentation des poutres et des montages utilisés pour le programme expérimental du projet.

### F.1 Instrumentation des poutres

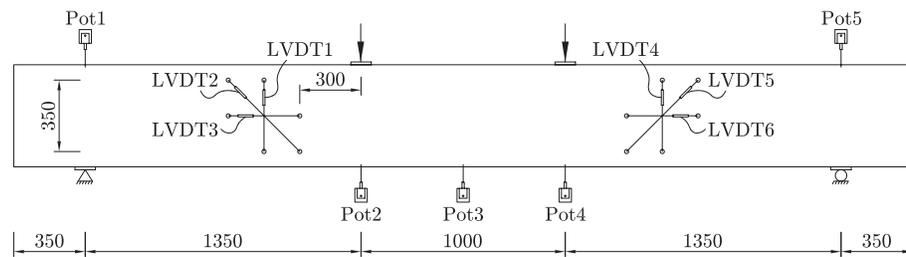
Toujours dans un esprit d'uniformité, les trois configurations de l'instrumentation des spécimens s'apparentent beaucoup à celles utilisées par Tran [2009], Nguyen [2006] et Lavioître [2010] pour leurs poutres de petite, moyenne et grande dimension respectivement. Seules les rosettes de LVDT pour les spécimens de petite taille et de taille intermédiaire ont été légèrement repositionnées. La figure F.1 montre la position des LVDT et potentiomètres, alors que les figures F.2, F.3 et F.4 montrent la position des jauges pour les poutres de petite, moyenne et grande taille respectivement.

### F.2 Montages expérimentaux

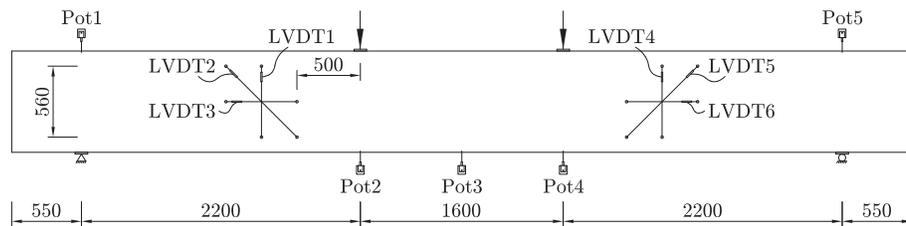
Les figures F.5, F.6 et F.7 montrent schématiquement les trois montages utilisés selon la taille des poutres. Tel que spécifié à la section 4.3, les essais ont été réalisés sur la presse MTS de modèle 209S d'une capacité en compression de 11414 kN (figure F.8) située au laboratoire de l'Université de Sherbrooke, et ce, pour les trois tailles de spécimens à l'étude.



(a) Petite taille



(b) Taille intermédiaire



(c) Grande taille

Figure F.1 Positionnement des LVDT et potentiomètres pour les spécimens du programme expérimental



(a) Jauges sur le béton (vue en plan, face supérieure de la poutre)



(b) Jauges sur les barres longitudinales (vue en plan)

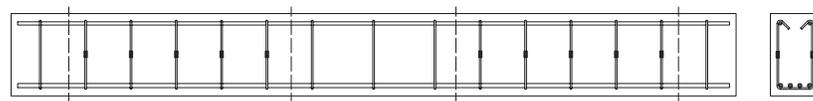
Figure F.2 Positionnement des jauges pour les spécimens de petite taille



(a) Jauges sur le béton (vue en plan, face supérieure de la poutre)



(b) Jauges sur les barres longitudinales (vue en plan)

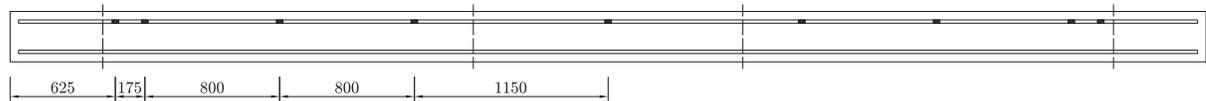


(c) Jauges sur les étriers de la poutre B0S275-2 (vue en élévation)

Figure F.3 Positionnement des jauges pour les spécimens de taille intermédiaire



(a) Jauges sur le béton (vue en plan, face supérieure de la poutre)



(b) Jauges sur les barres longitudinales en compression (vue en plan)



(c) Jauges sur chaque lit de barres longitudinales en traction (vue en plan)

Figure F.4 Positionnement des jauges pour les spécimens de grande taille

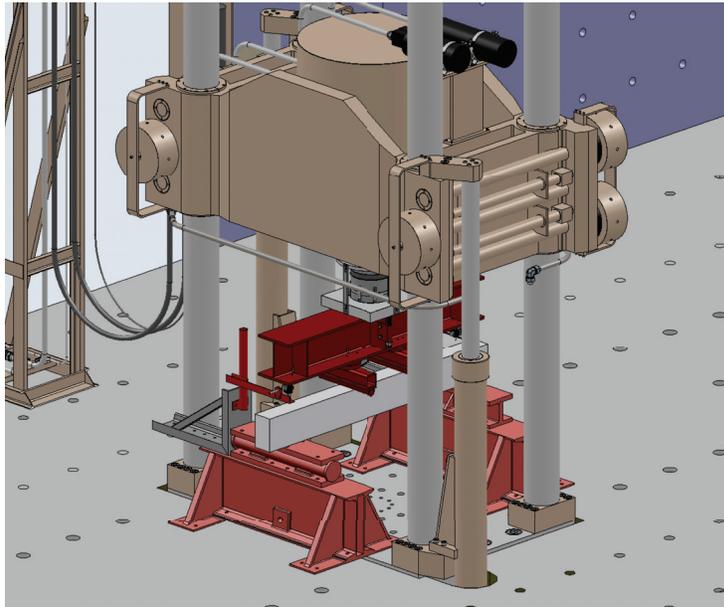


Figure F.5 Montage expérimental pour les spécimens de petite taille

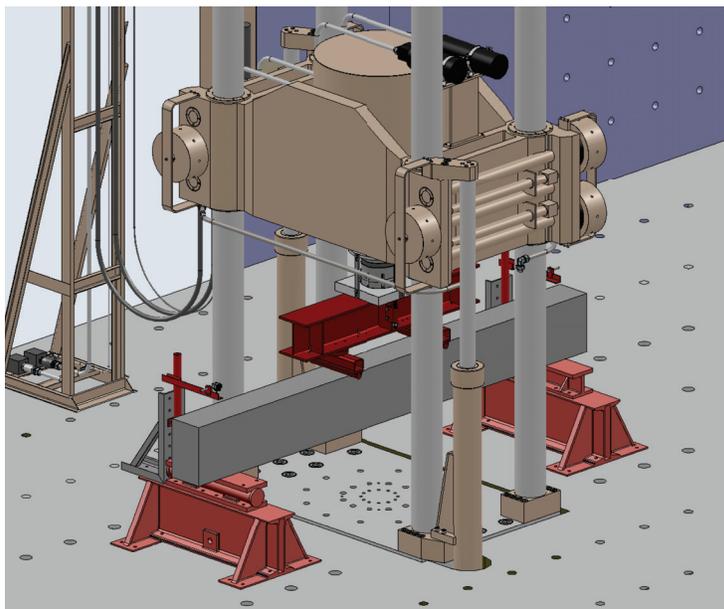


Figure F.6 Montage expérimental pour les spécimens de taille intermédiaire

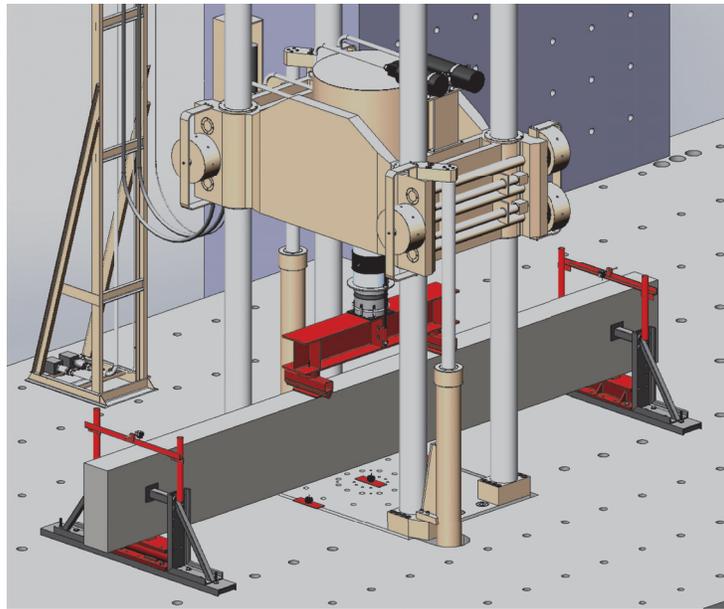


Figure F.7 Montage expérimental pour les spécimens de grande taille

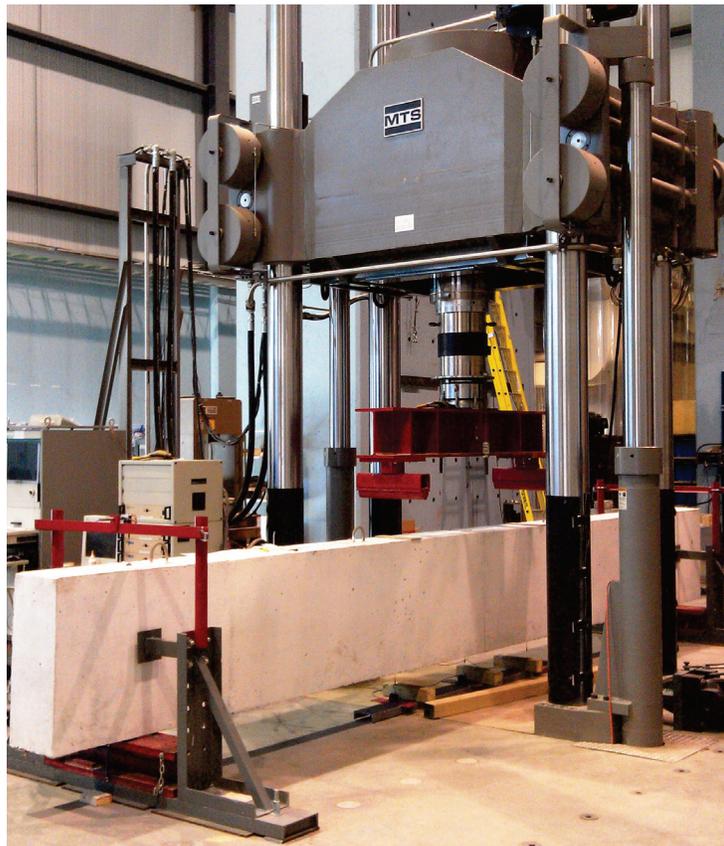


Figure F.8 Presse MTS de modèle 209S utilisée pour les essais

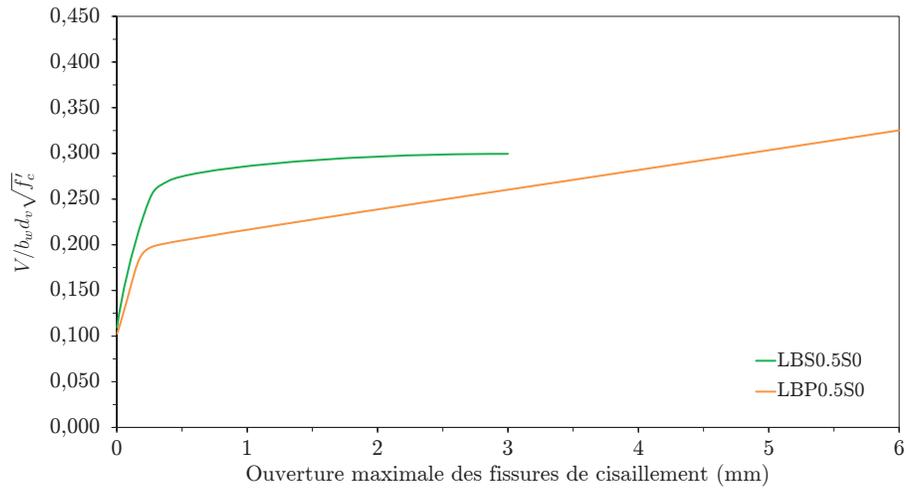


## ANNEXE G

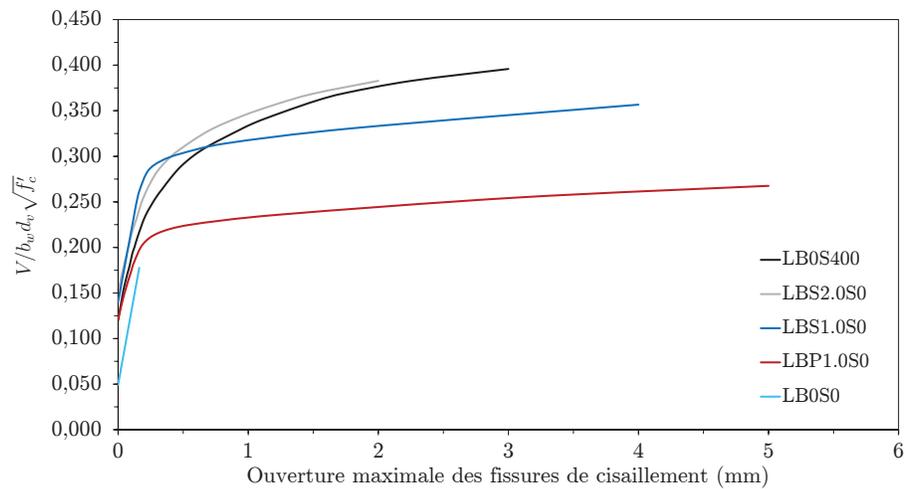
### Courbes de résistance en cisaillement et d'ouverture maximale des fissures

Cette annexe présente en premier lieu (figures G.1, G.2 et G.3) l'ensemble des courbes lissées représentant la contrainte de cisaillement normalisée en fonction de l'ouverture de fissure maximale des fissures de cisaillement notée à chaque palier des essais. Les courbes sont présentées en dissociant les poutres testées par chaque étudiant.

Suivant le même principe, les figures G.4, G.5 et G.6 présentent pour leur part les courbes du cisaillement normalisé en fonction du déplacement au centre pour chacune des poutres testées à l'Université de Sherbrooke. À noter que l'affaissement moyen des appuis des poutres BOS275 de Nguyen [2006] et SB0 de Tran [2009] était anormalement grand. Les courbes des figures G.5b et G.6b sont ont donc été tracées sans l'affaissement. Puisque la correction des autres poutres ne dépassait jamais 1.5 mm à la fin de l'essai, la différence serait plutôt minime.

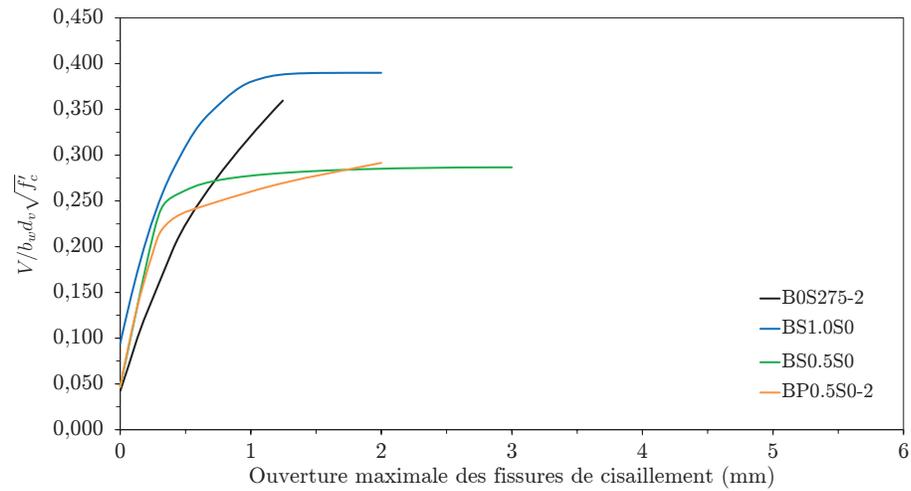


(a) Ce projet

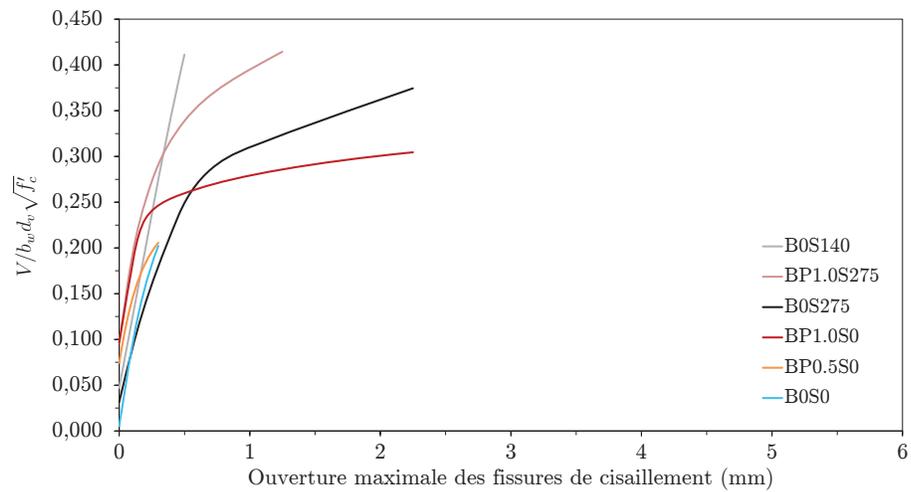


(b) Lavictoire [2010]

Figure G.1 Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour l'ensemble des poutres de grande taille

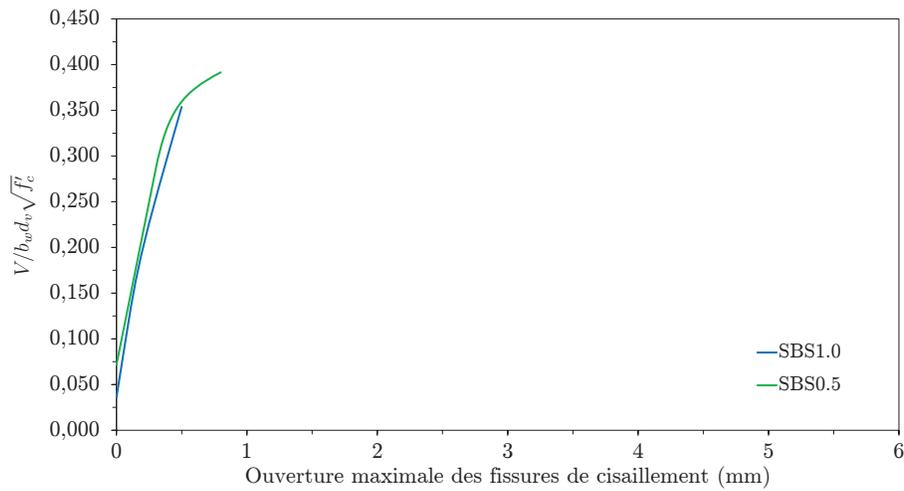


(a) Ce projet

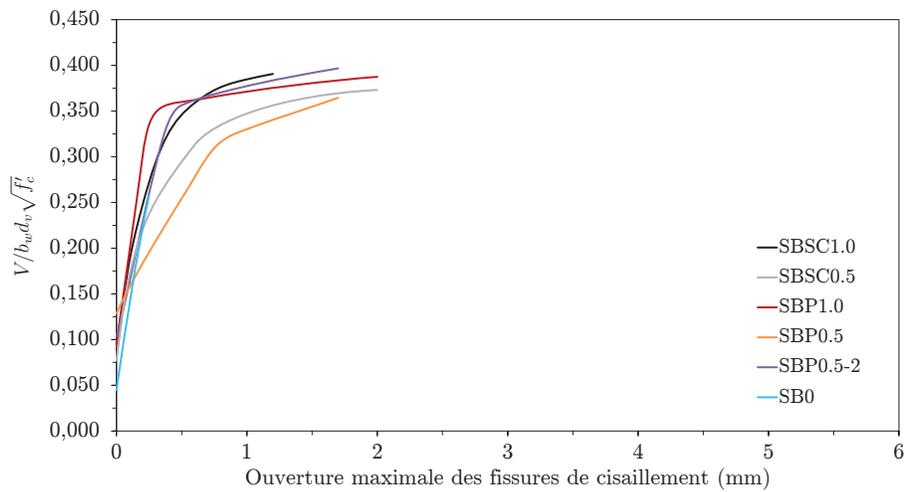


(b) Nguyen [2006]

Figure G.2 Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour l'ensemble des poutres de taille moyenne

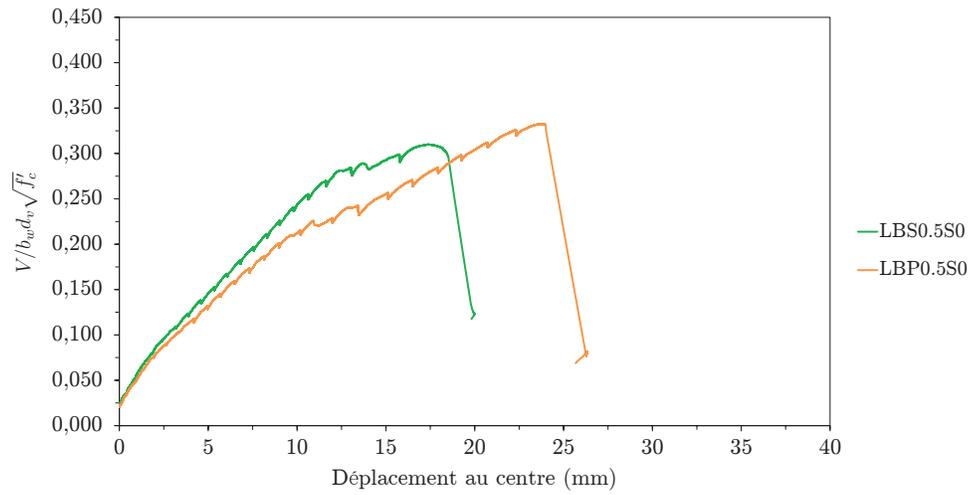


(a) Ce projet

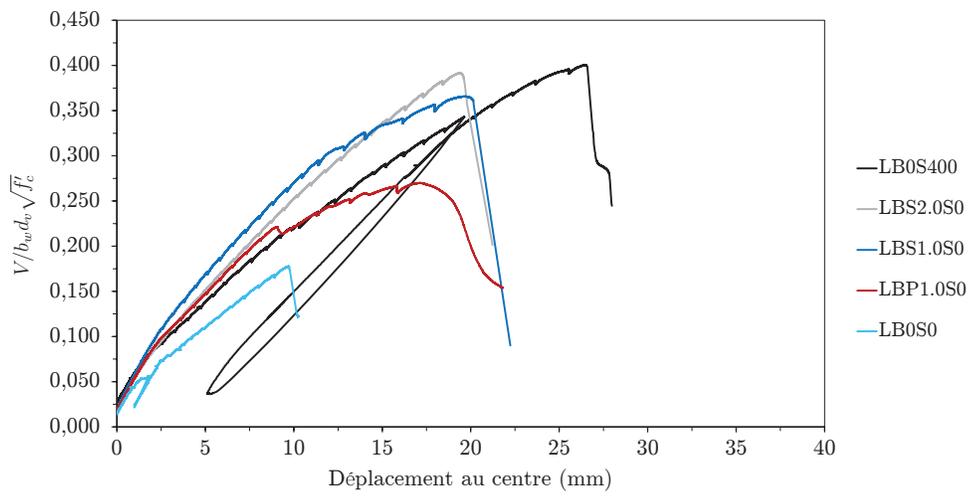


(b) Tran [2009]

Figure G.3 Cisaillement normalisé en fonction de la largeur maximale des fissures de cisaillement pour l'ensemble des poutres de petite taille

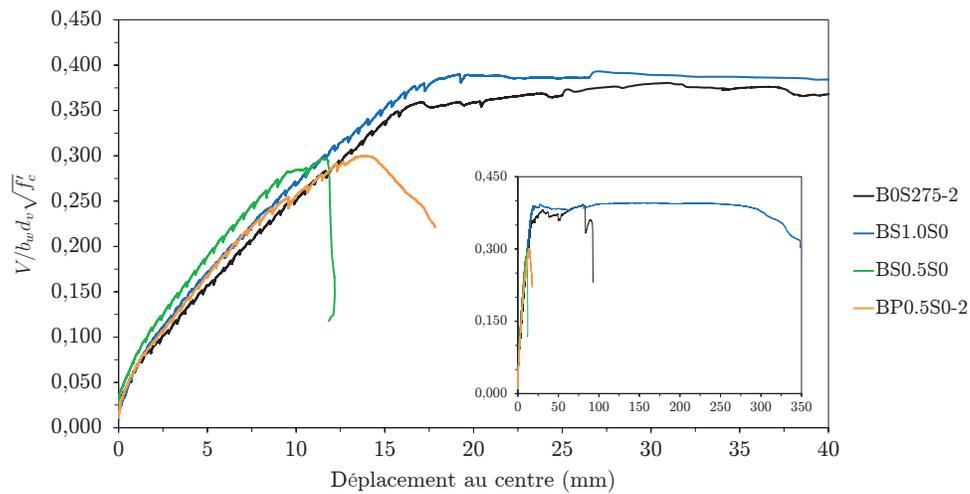


(a) Ce projet

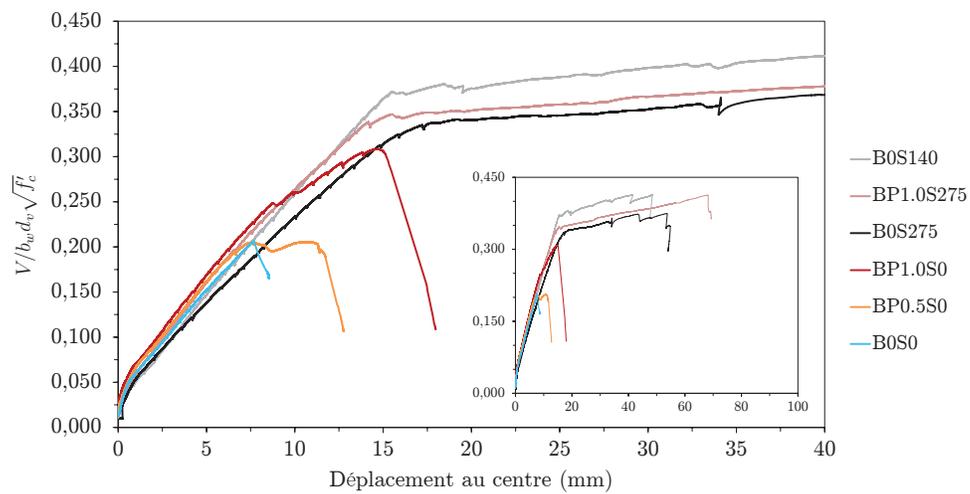


(b) Lavictoire [2010]

Figure G.4 Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour l'ensemble des poutres de grande taille

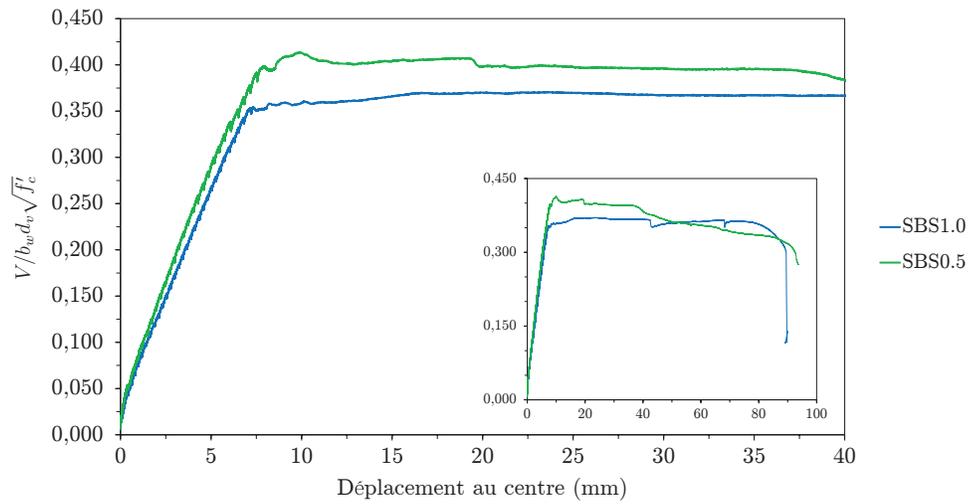


(a) Ce projet

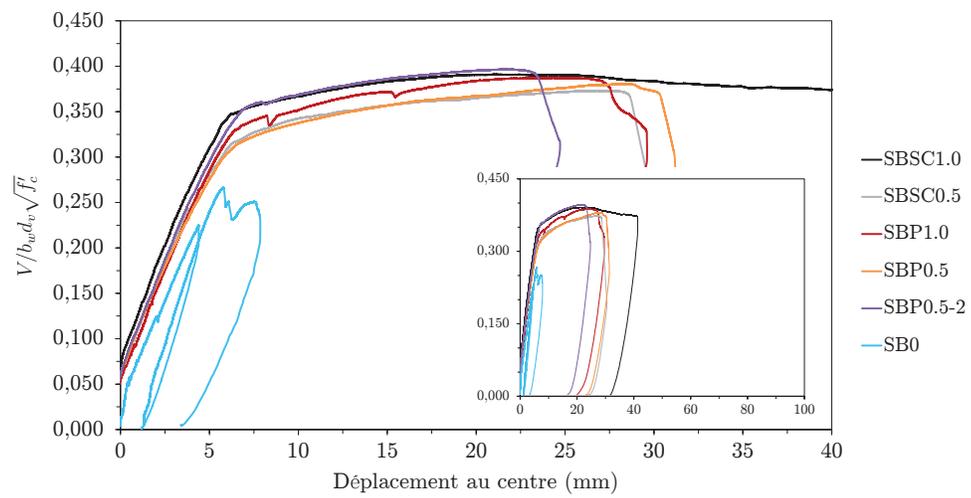


(b) Nguyen [2006]

Figure G.5 Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour l'ensemble des poutres de taille moyenne



(a) Ce projet



(b) Tran [2009]

Figure G.6 Cisaillement normalisé en fonction de la flèche au centre pour l'ensemble des poutres de petite taille



# LISTE DES RÉFÉRENCES

- ACI Committee 318 (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute.
- Adebar, P., Mindess, S., St.-Pierre, D. et Olund, B. (1997). Shear tests of fiber concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, volume 94, numéro 1, p. 68–76.
- Al-Ta'an, S. A. et Al-Feel, J. R. (1990). Evaluation of shear strength of fibre-reinforced concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, volume 12, numéro 2, p. 87–94.
- Altoubat, S., Yazdanbakhsh, A. et Rieder, K.-A. (2012). Shear strength of beams reinforced with synthetic macro-fibers and stirrups. Dans *BEFIB 2012 - Fibre reinforced concrete*.
- Altoubat, S. A., Yazdanbakhsh, A. et Rieder, K. A. (2007). Effect of synthetic macro fibers on shear behavior of concrete beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 248, p. 41–52.
- Altoubat, S. A., Yazdanbakhsh, A. et Rieder, K. A. (2009). Shear behavior of macro-synthetic fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Materials Journal*, volume 106, numéro 4, p. 381–389.
- Alwan, J. M., Naaman, A. E. et Guerrero, P. (1999). Effect of mechanical clamping on the pull-out response of hooked steel fibers embedded in cementitious matrices. *Concrete Science & Engineering*, volume 1, p. 15–25.
- Aoude, H. (2007). *Structural Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete Members*. Thèse de doctorat, Université McGill.
- Aoude, H., Belghiti, M., Cook, W. D. et Mitchell, D. (2012). Response of steel fiber-reinforced concrete beams with and without stirrups. *ACI Structural Journal*, volume 109, numéro 3, p. 359–367.
- ASCE-ACI Committee 445 on Shear and Torsion (1998). Recent approaches to shear design of structural concrete. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 124, numéro 12, p. 1375–1417.
- Ashour, S. A., Hasanain, G. S. et Wafa, F. F. (1992). Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, volume 89, numéro 2, p. 176–184.
- ASTM A370-12a (2012). *Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products*. ASTM International.
- ASTM C1609/C1609M-10 (2010). *Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)*. ASTM International.
- Barragán, B. (2002). *Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear*. Thèse de doctorat, Université Polytechnique de Catalogne.

- Batson, G., Jenkins, E. et Spatney, R. (1972). Steel fibers as shear reinforcement in beams. *ACI Journal*, volume 69, numéro 10, p. 640–644.
- Bažant, Z. P. et Kim, J.-K. (1984). Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. *Journal of the American Concrete Institute*, volume 81, numéro 5, p. 456 – 468.
- Bekaert - Dramix (2005). *Dramix - Guideline for steel fibre reinforced concrete*. Bekaert.
- Bekaert - Dramix (2009). *Steel and Synthetic Fibre Reinforced Concrete*. Bekaert, 12 p.
- Bekaert - Dramix (2011). *Understanding Steel Fibre Reinforced Concrete : Dramix*. Bekaert, 95 p.
- Bentur, A. et Mindess, S. (2001). *Fibre reinforced cementitious composites*. Elsevier Applied Science.
- Bentz, E. C. et Collins, M. P. (2006). Development of the 2004 canadian standards association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 33, numéro 5, p. 521 – 534.
- Bentz, E. C., Vecchio, F. J. et Collins, M. P. (2006). Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements. *ACI Structural Journal*, volume 103, numéro 4, p. 614–624.
- Bresler, B. et Pister, K. S. (1958). Strength of concrete under combined stresses. *Journal of the American Concrete Institute*, volume 55, numéro 9, p. 321–345.
- Brühwiler, E. (1988). *Fracture mechanics of dam concrete subjected to quasi-static and seismic loading conditions*. Thèse de doctorat, Institut de Technologie Fédérale Suisse.
- Calixto, J. M., Filho, L. V. et Goncalvez, C. M. (2002). Shear behavior of reinforced concrete beams with the addition of short steel fibers. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 207, p. 449–466.
- Casanova, P. (1996). *Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Casanova, P. et Rossi, P. (1997). Analysis and design of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, volume 94, numéro 5, p. 595–602.
- Casanova, P., Rossi, P. et Schaller, I. (1997). Can steel fibers replace transverse reinforcements in reinforced concrete beams? *ACI Materials Journal*, volume 94, numéro 5, p. 341–354.
- Chanvillard, G. (2000). Characterization of fiber reinforced concrete mechanical properties : a review. *Fiber-reinforced concrete BEFIB 2000, RILEM Proceedings PRO15*, p. 29–49.
- Cho, S. H. et Kim, Y. I. (2003). Effects of steel fibers on short beams loaded in shear. *ACI Structural Journal*, volume 100, numéro 6, p. 765–774.
-

- Choi, K. K., Park, H. G. et Wight, J. K. (2007). Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without web reinforcement. *ACI Structural Journal*, volume 104, numéro 1, p. 12–21.
- CNR-DT 204/2006 (2006). *Guide for the Design and Construction of Fiber-Reinforced Concrete Structures*. National Research Council of Italy.
- Collins, M. P. et Mitchell, D. (1997). *Prestressed Concrete Structures*. Response Publications, Canada, 766 p.
- CSA A23.2-8C-09 (2009). *Flexural Strength of Concrete (Using a Simple Beam with Third Point Loading)*. Canadian Standards Association.
- CSA A23.2-9C-09 (2009). *Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. Canadian Standards Association.
- CSA A23.3-04 (2004). *Design of Concrete Structures*. Canadian Standards Association, Canada.
- Cucchiara, C., Mendola, L. L. et Papia, M. (2004). Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement. *Cement and Concrete Composites*, volume 26, numéro 7, p. 777–786.
- Cuenca, E., Echegaray, J., Serna, P. et Pasetto, A. (2012). Ductility analysis on the post-peak behavior of self-compacting fiber reinforced concrete (SCFRC) beams subjected to shear. Dans *BEFIB 2012 - Fibre reinforced concrete*.
- DAfStb UA SFB N 0146 (2005). *DAfStb - Richtlinie Stahlfaserbeton - Draft march 2005*.
- de Montaignac de Chauvance, R. (2011). *Analyse du comportement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques : du matériau à la structure*. Thèse de doctorat, Université de Montréal - École Polytechnique de Montréal.
- di Prisco, M., Plizzari, G. et Vandewalle, L. (2009). Fibre reinforced concrete : New design perspectives. volume 42. p. 1261 – 1281.
- Ding, Y., Zhang, F., Torgal, F. et Zhang, Y. (2012). Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory. *Composite Structures*, volume 94, numéro 8, p. 2440 – 2449.
- Dinh, H. H. (2009). *Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement*. Thèse de doctorat, Université du Michigan.
- Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J. et Wight, J. K. (2010). Shear behavior of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. *ACI Structural Journal*, volume 107, numéro 5, p. 597–606.
- Dinh, H. H., Parra-Montesinos, G. J. et Wight, J. K. (2011). Shear strength model for steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, volume 137, numéro 10, p. 1039 – 1051.
-

- Dupont, D. et Vandewalle, L. (2003). Shear capacity of concrete beams containing longitudinal reinforcement and steel fibers. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 216, p. 79–94.
- El-Niema, E. I. (1991). Reinforced concrete beams with steel fibers under shear. *ACI Structural Journal*, volume 88, numéro 2, p. 178–183.
- EN 14651 (2005). *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*. Comité Européen de Normalisation.
- Eurocode2 - EN 1992-1-1 (2005). *Design of Concrete Structures, General Rules and Rules for Buildings*. Comité Européen de Normalisation.
- Fang, I. K. et Wu, J. Y. (1994). Shear behavior of fiber-reinforced HPC deep beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 149, p. 523–544.
- Fenwick, R. C. et Paulay, T. (1964). Mechanisms of shear resistance of concrete beams. *ASCE Journal of the Structural Division*, volume 94, numéro ST10, p. 2235–2350.
- fib Bulletin 65 (2012). *Model Code 2010 – Final draft, Volume 1 (chapters 1-6)*. 350 p.
- fib Bulletin 66 (2012). *Model Code 2010 – Final draft, Volume 2 (chapters 7-10)*. 370 p.
- Foster, S. (2010). Design of FRC beams for shear using the VEM and the draft Model Code approach. Dans *Shear Workshop - Recent Developments on Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements*.
- Furlan-Jr, S. et Hanai, J. B. D. (1997). Shear behaviour of fiber reinforced concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, volume 19, numéro 4, p. 359–366.
- Gopalaratnam, V. S. et Gettu, R. (1995). On the characterisation of flexural toughness in FRC. *Cement and Concrete Composites*, volume 17, p. 239–254.
- Greenough, T. et Nehdi, M. (2008). Shear behavior of fiber-reinforced self-consolidating concrete slender beams. *ACI Materials Journal*, volume 105, numéro 5, p. 468–477.
- Grünewald, S. (2004). *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*. Thèse de doctorat, Université Technique de Darmstadt.
- Huang, C.-K., Zhang, H.-Z. et Guan, Z.-G. (2005). Experimental study on shear resistance of steel fiber reinforced high-strength concrete beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 228, p. 687–704.
- Imam, M. et Vandewalle, L. (2000). Role of fibers in controlling failure modes of high-strength concrete beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 193, p. 503–528.
- Imam, M., Vandewalle, L. et Mortelmans, F. (1994). Shear capacity of steel fiber high-strength concrete beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 149, p. 227–242.
-

- Imam, M., Vandewalle, L. et Mortelmans, F. (1995). Shear-moment analysis of reinforced high strength concrete beams containing steel fibres. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 22, numéro 3, p. 462–470.
- Jansson, A. (2007). *Analysis and design methods for fibre reinforced concrete : a state-of-the-art report* (Rapport technique). Université de Technologie Chalmers.
- Jindal, R. L. (1984). Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams. Affiliation : Bechtel Power Corp, San Francisco, CA, USA. p. 1–16.
- Kani, G. N. J. (1967). How safe are our large reinforced concrete beams? *ACI Journal*, volume 64, numéro 3, p. 128–141.
- Kaushik, S. K., Gupta, V. K. et Tarafdar, N. K. (1987). Behavior of fiber reinforced concrete beams in shear. Dans *Proceeding of the International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*. p. 1.133–1.149.
- Khuntia, M., Stojadinovic, B. et Goel, S. C. (1999). Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, volume 96, numéro 2, p. 282–289.
- Kim, K. S., Lee, D. H., Hwang, J.-H. et Kuchma, D. A. (2012). Shear behavior model for steel fiber-reinforced concrete members without transverse reinforcements. *Composites Part B : Engineering*, volume 43, numéro 5, p. 2324 – 2334.
- Kordina, K. et Hegger, J. (1987). Zur schubtragfähigkeit von stahlbetonund spannbetonbalken. *Beton-und Stahlbetonbau*, volume 1, p. 5–9 (en allemand).
- Kuchma, D., Végh, P., Simionopoulos, P., Stanik, B. et Collins, M. P. (1997). The influence of concrete strength, distribution of longitudinal reinforcement, and member size, on the shear strength of reinforced concrete beams. *Concrete Tension and Size Effect, CEB Bulletin 237*, Lausanne, 258 p.
- Kwak, Y. K., Eberhard, M. O., Kim, W. S. et Kim, J. (2002). Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, volume 99, numéro 4, p. 530–538.
- LaFraugh, R. W. et Moustafa, S. E. (1975). *Experimental investigation of the use of steel fibers for shear* (Rapport technique). Concrete Technology Association.
- Lambrechts, A. N. (2004). The variation of steel fibre concrete characteristics - study on toughness results 2002-2003. *International Workshop on advances in Fiber Reinforced Concrete*, p. 135–148.
- Lambrechts, A. N. (2008). Performance classes for steel fibre reinforced concrete : be critical. *Seventh International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete : Design and Applications*, p. 1007–1020.
- Lavictoire, M. (2010). *Comportement en effort tranchant des poutres en béton armé de grandes dimensions renforcées de fibres*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.
-

- Li, V. C., Ward, R. et Hamza, A. M. (1992). Effect of fiber modified fracture properties on shear resistance of reinforced mortar and concrete beams. Dans *International Workshop on the Applications of Fracture Mechanics to Reinforced Concrete*. Publ by Elsevier Science Publ Ltd, Turin, Italy, p. 503–503.
- Lim, D. H. et Oh, B. H. (1999). Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams. *Engineering Structures*, volume 21, numéro 10, p. 937–944.
- Lim, T. Y. et Lee, S. L. (1987). Shear and moment capacity of reinforced steel-fibre-concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, volume 39, numéro 140, p. 148–160.
- Lingemann, J. et Zilch, K. (2008). Shear behavior of steel reinforced concrete. *8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete*, volume S1-2-5, p. 397–402.
- Majdzadeh, F., Soleimani, S. M. et Banthia, N. (2006). Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 33, numéro 6, p. 726–734.
- Mansur, M. A. et Ong, K. C. G. (1991). Behavior of reinforced fiber concrete deep beams in shear. *ACI Structural Journal*, volume 88, numéro 1, p. 98–105.
- Mansur, M. A., Ong, K. C. G. et Paramasivam, P. (1986). Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 112, numéro 9, p. 2066–2079.
- Meda, A., Minelli, F. et Plizzari, G. A. (2012). Flexural behaviour of rc beams in fibre reinforced concrete. *Composites Part B : Engineering*, volume 43, numéro 8, p. 2930 – 2937.
- Minelli, F. (2005). *Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams Under Shear Loading : Structural Behaviour and Design Aspects*. Thèse de doctorat, Université de Brescia.
- Minelli, F. et Plizzari, G. (2008). Shear design of FRC members with little or no conventional shear reinforcement. *Taylor Made Concrete Structures*, p. 605–610.
- Minelli, F. et Plizzari, G. (2010). Shear strength of FRC members with little or no shear reinforcement. Dans *Shear Workshop - Recent Developments on Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements*.
- Minelli, F. et Plizzari, G. (2011). A new round panel test for the characterization of fiber reinforced concrete : A broad experimental study. *ASTM Journal of Testing and Evaluation*, volume 39, numéro 5, p. 889–897.
- Minelli, F. et Plizzari, G. (2013). On the effectiveness of steel fibers as shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, p. 379–390.
- Minelli, F., Plizzari, G., Cuenca, E. et Conforti, A. (2011). Can we mitigate or eliminate size effect in shear by utilizing steel fibers? *fib Symposium Prague 2011, Session 1-4 : New Model Code*, p. 1–10.
-

- Minelli, F., Plizzari, G. A. et Vecchio, F. J. (2007). Influence of steel fibers on full-scale RC beams under shear loading. Affiliation : Université de Brescia (Italie) et Université de Toronto (Canada). volume 3. p. 1523–1531.
- Minelli, F. et Vecchio, F. J. (2006). Compression field modeling of fiber-reinforced concrete members under shear loading. *ACI Structural Journal*, volume 103, numéro 2, p. 244–252.
- Mirsayah, A. et Banthia, N. (2002). Shear strength of steel-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, volume 99, numéro 5, p. 473–479.
- Muhidin, N. A. et Regan, P. E. (1977). Chopped steel fibers as shear reinforcement in concrete beams. *Fiber Reinforced Materials*, p. 135–149.
- Murty, D. S. R. et Venkatacharyulu, T. (1987). Fiber reinforced concrete beams subjected to shear force. Dans *Proceeding of the International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*. p. 1.125–1.132.
- Narayanan, R. et Darwish, I. Y. S. (1987). Use of steel fibers as shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, volume 84, numéro 3, p. 216–227.
- Narayanan, R. et Darwish, I. Y. S. (1988). Fiber concrete deep beams in shear. *ACI Structural Journal*, volume 85, numéro 2, p. 141–149.
- Nguyen, N. H. (2006). *Poutres en cisaillement avec béton de fibre en polypropylène*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.
- Nguyen-Minh, L. et Rovnák, M. (2011). New formula for the estimation of shear resistance of fibre reinforced beams. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 38, numéro 1, p. 23–35.
- Noghabai, K. (2000). Beams of fibrous concrete in shear and bending : experiment and model. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 126, numéro 2, p. 243–251.
- Oh, B. H., Lim, D. H., Hong, K., Yoo, S. W. et Chae, S. (1999). Structural behavior of steel fiber reinforced concrete beams in shear. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 182, p. 9–28.
- Osorio, L. (2008). *Behavior of synthetic fiber-reinforced concrete circular columns under cyclic flexure and constant axial load*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.
- Park, R. et Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, États-Unis, 769 p.
- Parmentier, B., Cauberg, N. et Vandewalle, L. (2012). Shear resistance of macro-synthetic and steel fibre reinforced concrete beams without stirrups. Dans *BEFIB 2012 - Fibre reinforced concrete*.
- Parmentier, B., Vandewalle, L. et Rickstal, F. V. (2008). Evaluation of the scatter of the postpeak behaviour of fibre reinforced concrete in bending : A step towards reliability.
-

- Seventh International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete : Design and Applications*, p. 133–143.
- Parra-Montesinos, G. J. (2006). Shear strength beams with deformed steel fibers. *Concrete International*, volume 28, numéro 11, p. 57–66.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé - Analyse et dimensionnement*. Presses internationales Polytechnique, Canada, 897 p.
- RILEM TC 162-TDF (2001). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, volume 34, p. 3–6.
- RILEM TC 162-TDF (2002a). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - Bending test, Final recommendation. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, volume 35, p. 579–582.
- RILEM TC 162-TDF (2002b). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - design of steel fibre reinforced concrete using the  $\sigma$ - $w$  method : principles and applications. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, volume 35, p. 262–278.
- RILEM TC 162-TDF (2003). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete -  $\sigma$ - $\epsilon$  method : Final recommendation. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, volume 36, p. 560–567.
- Roberts, T. M. et Ho, N. L. (1982). Shear failure of deep fibre reinforced concrete beams. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, volume 4, numéro 3, p. 145–152.
- Rosenbusch, J. et Teutsch, M. (2002). Trial beams in shear. *Brite/Euram Project 97-4163, Sub Task 4.2 Final Report, Technical University of Braunschweig*.
- Sarhat, S. R. et Abdul-Ahad, R. B. (2006). The combined use of steel fibers and stirrups as shear reinforcement in reinforced concrete beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 235, p. 269–282.
- Sharma, A. K. (1986). Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams. *Journal of the American Concrete Institute*, volume 83, numéro 4, p. 624–628.
- Sherwood, E. G., Bentz, E. C. et Collins, M. P. (2007). Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. *ACI Structural Journal*, volume 104, numéro 2, p. 180–190.
- Shin, S., Oh, J. et Ghosh, S. (1994). Shear behavior of laboratory-sized high-strength concrete beams reinforced with bars and steel fibers. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 142, p. 181–200.
- Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiyama, H. et Okada, T. (1990). Shear strength of large reinforced concrete beams. *American Concrete Institute, ACI Special Publication*, volume 118, p. 259–280.
- Swamy, R. N. et Bahia, H. M. (1985). Effectiveness of steel fibers as shear reinforcement. *Concrete International*, volume 7, numéro 3, p. 35–40.
-

- Swamy, R. N. et Fattuhi, N. I. (1974). Mechanics and properties of steel fibre reinforced concrete. Dans *First Australian Conference on Engineering Materials*. p. 351–368.
- 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 Structural Journal*, volume 90, numéro 1, p. 103–114.
- Tan, K. H., Cheng, G. H. et Cheong, H. K. (2005). Size effect in shear strength of large beams - behaviour and finite element modelling. *Magazine of Concrete Research*, volume 57, numéro 8, p. 497–509.
- Tan, K. H., Murugappan, K. et Paramasivam, P. (1993). Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, volume 90, numéro 1, p. 3–11.
- Thorenfeldt, E., Sandaker, T., Bosnjak, D., Martinsen, T., Olsen, O., Maage, M. et Fjeld, S. (2006). Veiledning stålfiberarmert betong - draft 2006.
- Tran, Q. C. (2009). *Poutres en cisaillement avec béton renforcé de fibres synthétiques et d'acier*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.
- UNI 11039 (2003). *Steel Fiber Reinforced Concrete - Part I : Definitions, Classification Specification and Conformity - Part II : Test Method for Measuring First Crack Strength and Ductility Indexes*. Italian Board for Standardization.
- Vecchio, F. (2000). Disturbed stress field model for reinforced concrete : Formulation. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 126, numéro 9, p. 1070 – 1077.
- Vecchio, F. (2001). Disturbed stress field model for reinforced concrete : Implementation. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 127, numéro 1, p. 12 – 20.
- Vecchio, F. et Collins, M. P. (1986). Modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Journal of the American Concrete Institute*, volume 83, numéro 2, p. 219–231.
- Vecchio, F., Lai, D., Shim, W. et Ng, J. (2001). Disturbed stress field model for reinforced concrete : Validation. *Journal of Structural Engineering*, volume 127, numéro 4, p. 350 – 358.
- Vondran, G. (1991). Applications of steel fibre reinforced concrete. *Concrete International*, volume 13, numéro 11, p. 44–49.
- Walraven, J., Sato, Y., Pansuk, W. et Uijl, D. (2008). Shear capacity of high-performance fiber reinforced concrete I-beams. Dans *8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete*. volume S1-2-1. Japan Concrete Institute, p. 369–376.
- Walraven, J. C. (1981). Fundamental analysis of aggregate interlock. *ASCE Journal of the Structural Division*, volume 107, numéro 11, p. 2245–2270.
- Wang, C. K., Salmon, C. G. et Pincheira, J. A. (2007). *Reinforced Concrete Design*, 7<sup>e</sup> édition. John Wiley & Sons, États-Unis, 951 p.
-

- Watanabe, K., Kimura, T. et Niwa, J. (2010). Synergetic effect of steel fibers and shear-reinforcing bars on the shear-resistance mechanisms of RC linear members. *Construction and Building Materials*, volume 24, numéro 12, p. 2369–2375.
- Wight, J. et MacGregor, J. (2011). *Reinforced Concrete : Mechanics and Design*. Pearson Education, Limited.
- Wille, K. et Parra-Montesinos, G. J. (2012). Effect of beam size, casting method, and support conditions on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, volume 109, numéro 3, p. 379–388.
- Williamson, G. R. et Knab, L. I. (1975). Full scale fibre concrete beam tests. *RILEM Symposium, Fibre Reinforced Cement and Concrete*, p. 209–214.
- Yakoub, H. E. (2011). Shear stress prediction : Steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, volume 108, numéro 3, p. 304–314.
- Zhang, J. et Stang, H. (1998). Applications of stress crack width relationship in predicting the flexural behavior of fibre-reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, volume 28, numéro 3, p. 439–452.
-

