

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 LE BÉTON ARMÉ ET L'UTILISATION DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS POUR LE RENFORCEMENT EXTERNE EN CISAILLEMENT – REVUE DES NOTIONS DE BASE	9
1.1 Comportement en cisaillement des poutres en BA avec et sans armatures transversales.....	9
1.1.1 Paramètres majeurs du comportement en cisaillement des poutres en BA.....	10
1.1.1.1 Rapport a/d	12
1.1.1.2 Dimensions des agrégats.....	13
1.1.1.3 Taux d'armature longitudinale.....	14
1.1.1.4 Effet d'échelle.....	15
1.1.2 Comportement des poutres en BA avec armatures transversales	16
1.2 Évolution des méthodes de calcul de la résistance en cisaillement des poutres élancées en BA.....	17
1.3 Les matériaux composites et leur utilisation en génie civil	19
1.3.1 Domaine d'application.....	21
1.3.2 Types de fibres et de matrice	21
1.3.3 Propriétés mécaniques	23
1.3.4 Durabilité des PRF en construction	25
1.4 Conclusion partielle	25
CHAPITRE 2 COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF – REVUE DE LA LITTÉRATURE	27
2.1 Dispositifs d'ancrage des PRF collés en surface	27
2.2 Mécanismes de ruine des systèmes de renforcement à l'aide de lamelles préfabriquées en PRF collées en surface	38
2.2.1 Rupture par décollement/délaminage du renfort en PRFC.....	38
2.2.2 Rupture par écrasement du béton.....	41
2.2.3 Rupture initiée par le glissement d'un système d'ancrage en cordage de PRF.....	41
2.2.4 Rupture par décollement des lamelles au niveau du chevauchement dans la zone tendue	42
2.2.5 Rupture par fracture du renfort en PRFC.....	43
2.3 Modèle de calcul des systèmes de renforcement externe en PRF	43
2.3.1 Évolution.....	43
2.3.2 Modèle de l'ACI 440.2R (2008).....	45
2.3.3 Modèle du CSA S-806 (2012)	46
2.3.4 Modèle du CSA S6 (2014).....	48
2.3.5 Modèle du <i>fib</i> TG 9.3 (2001).....	50

2.3.6	Résumé des coefficients de tenue applicables aux PRF	51
2.4	Conclusion partielle	52
CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SOUS CHARGEMENT CROISSANT		
3.1 Mise en contexte		
3.1	Mise en contexte	53
3.2	Programme d'essais	54
3.3	Nomenclature des poutres.....	55
3.4	Description des poutres.....	56
3.5	Étapes de fabrication.....	59
3.5.1	Montage de l'armature et du coffrage.....	59
3.5.1.1	Propriétés mécaniques	60
3.5.2	Bétonnage et mûrissement	60
3.5.2.1	Propriétés mécaniques	61
3.5.3	Préparation de la surface et application du renforcement externe en PRFC.....	62
3.5.3.1	Propriétés mécaniques	65
3.5.4	Instrumentation	66
3.6	Procédure de chargement statique	68
	Conclusion partielle	70
3.7	70	
CHAPITRE 4 PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS D'ESSAIS.....		
4.1	Capacité ultime	71
4.2	Comportement effort-déplacement	75
4.2.1	Série S0	77
4.2.2	Série S3	78
4.2.3	Série S1	78
4.3	Comportement effort-déformation.....	79
4.3.1	Déformation de l'acier longitudinal.....	79
4.3.1.1	Poutres LS-RW	80
4.3.1.2	Poutres LS-RF.....	80
4.3.2	Déformation de l'acier transversal.....	82
4.3.2.1	Poutre S3-LS-RW	82
4.3.2.2	Poutre S3-LS-RF.....	83
4.3.2.3	Poutre S1-LS-RW	83
4.3.2.4	Poutre S1-LS-RF.....	84
4.3.2.5	Série S3	84
4.3.2.6	Série S1	85
4.3.3	Déformation des PRFC.....	86
4.3.3.1	Poutres S0-LS-RW/RF.....	87
4.3.3.2	Poutres S3-LS-RW/RF.....	87
4.3.3.3	Poutres S1-LS-RW/RF.....	89
4.3.4	Résumé sommaire.....	90
4.4	Conclusion partielle	91

CHAPITRE 5	ÉVOLUTION DE LA RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS VERTICAUX ET PATRON DE FISSURATION	99
5.1	Répartition des déformations dans les éléments verticaux	99
5.1.1	Renforcement à l'aide d'étriers internes en acier	101
5.1.2	Renforcement à l'aide d'étriers fermés en PRFC	102
5.2	Patron de fissuration	105
5.2.1	Poutres sans renfort en PRFC	106
5.2.2	Poutres avec renfort en PRFC.....	107
	5.2.2.1 Série S0	107
	5.2.2.2 Série S3	108
	5.2.2.3 Série S1	109
5.3	Conclusion partielle	110
CHAPITRE 6	COMPARAISON DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX AUX NORMES ET MODÈLE ANALYTIQUE	117
6.1	Calcul de la résistance en cisaillement selon les normes	118
6.1.1	Contribution du béton	119
6.1.2	Contribution de l'armature transversale.....	120
6.1.3	Contribution des étriers fermés externes en PRFC	122
6.1.4	Contribution globale de la résistance à l'effort tranchant.....	125
6.2	Proposition du modèle analytique.....	126
6.2.1	Hypothèses de calculs	127
6.2.2	Angle d'inclinaison de la fissure principale.....	127
6.2.3	Déformations effectives théoriques et expérimentales des PRFC	128
6.2.4	Taux de renforcement en cisaillement	129
6.2.5	Calculs théoriques de la contribution des PRF	133
6.3	Conclusion partielle	136
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....		137
ANNEXE I	OUVRAGES DE RÉFÉRENCE À L'ÉTS.....	143
ANNEXE II	CONTRIBUTION À LA RECHERCHE.....	145
ANNEXE III	FORMULES DE MÉLANGE ET PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES BÉTONS	147
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		149

LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1. 1	Types de poutre en fonction du rapport a/d	13
Tableau 1. 2	Comparaison qualitative des différents types de PRF	22
Tableau 1. 3	Comparaison qualitative des différents types de PRF	24
Tableau 2. 1	Résumé des coefficients de tenue applicable à l'état limite ultime, ϕ_f	52
Tableau 3. 1	Spécimens d'essais expérimentaux	56
Tableau 3. 2	Propriétés mécaniques des barres d'armature	60
Tableau 3. 3	Propriétés mécaniques et physiques des systèmes de renforcement	65
Tableau 3. 4	Propriétés mécaniques des adhésifs et résines époxydiques	66
Tableau 3. 5	Résumé de l'instrumentation des spécimens	69
Tableau 4. 1	Charge ultime et contributions des composantes	72
Tableau 4. 2	Déformation des PRFC et mécanisme de rupture	74
Tableau 4. 3	Efficiences des différents systèmes de renforcement	75
Tableau 4. 4	Déplacement maximal et à la plastification de l'armature de flexion	76
Tableau 4. 5	Effort tranchant dans les étriers à l'initiation de leur contribution	90
Tableau 4. 6	Effort tranchant dans les lamelles à l'initiation de leur contribution	91
Tableau 5. 1	Inclinaison de la fissure(s) principale(s) et effort correspondant à l'apparition des fissures	106
Tableau 6. 1	Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Contribution du béton	120
Tableau 6. 2	Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Contribution des étriers internes	121
Tableau 6. 3	Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques des normes canadiennes (méthode générale) – Contribution des étriers internes	122

Tableau 6. 4	Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Contribution des étriers externes fermés en PRFC	123
Tableau 6. 5	Déformations effectives des PRF selon les normes	124
Tableau 6. 6	Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques des normes canadiennes (méthode générale) – Contribution des étriers externes	125
Tableau 6. 7	Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Résistance à l'effort tranchant	126
Tableau 6. 8	Comparaison des angles d'inclinaison de la fissure principale selon les résultats expérimentaux des poutres renforcées avec ceux calculés théoriquement ($^{\circ}$)	128
Tableau 6. 9	Résumé des déformations théoriques et expérimentales des PRFC	130
Tableau 6. 10	Contribution théorique à la résistance en cisaillement des PRF à partir des données expérimentales (θ_{exp})	133
Tableau 6. 11	Calcul des déformations effectives des PRFC à partir de f_{cw} proposé ($\theta = 35^{\circ}$)	135

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1. 1	Mécanisme de résistance à l'effort tranchant.....	11
Figure 1. 2	Forces internes d'une poutre fissurée sans armature de cisaillement.....	12
Figure 1. 3	Panneaux en BA sollicités en cisaillement	14
Figure 1. 4	Contribution du béton en fonction de l'armature longitudinale.....	15
Figure 1. 5	Historique des publications de l'ACI.....	17
Figure 1. 6	Relations contrainte-déformation pour les fibres, la matrice et les PRF ...	23
Figure 2. 1	Exemple d'application du système d'ancrage d'une section en Té	28
Figure 2. 2	Système de renforcement proposé	30
Figure 2. 3	Systèmes de renforcement proposé.....	31
Figure 2. 4	Systèmes de renforcement proposé.....	33
Figure 3. 1	Dimensions et caractéristiques des poutres a) Coupe et détails des poutres LS-RF; b) Coupe et détails des poutres LS-RW	57
Figure 3. 2	Dimensions et caractéristiques des poutres c) détails du renforcement externe S1 d) détails du renforcement externe S0 et S3 e) détails des armatures d'acier internes S1 f) détails des armatures d'acier internes S3	58
Figure 3. 3	Montage de l'armature et du coffrage.....	59
Figure 3. 4	Bétonnage et mûrissement des poutres LS-RW et LS-RF	61
Figure 3. 5	Préparation de la surface du béton	62
Figure 3. 6	Système de renforcement et d'ancrage	63
Figure 3. 7	Collage du système de renforcement externe	64
Figure 3. 8	Préparation et installation des jauges de déplacement sur les armatures 25M.....	67
Figure 3. 9	Poutre instrumentée sur le banc d'essai	68

XVIII

Figure 3. 10	Mise à l'essai des spécimens	70
Figure 4. 1	Courbes effort-déplacement sous la charge	92
Figure 4. 2	Déformation de l'armature longitudinale au droit de la charge	93
Figure 4. 3	Déformations des étriers d'acier	95
Figure 4. 4	Déformations maximales des étriers d'acier	95
Figure 4. 5	Déformations des PRFC	97
Figure 5. 1	Déformation des éléments verticaux dans les spécimens LS-RW	112
Figure 5. 2	Déformation des éléments verticaux dans les spécimens LS-RF	113
Figure 5. 3	Fissuration mesurée dans les poutres LS-RW	114
Figure 5. 4	Fissuration mesurée dans les poutres LS-RF	115
Figure 6. 1	Contrainte expérimentale dans la bielle inclinée selon la rigidité du renfort en cisaillement.....	134
Figure 6. 2	Comparaison des résultats des tests aux prédictions théoriques.....	136

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
BA	Béton Armé
CSA	Association Canadienne de Normalisation
CCDG	Cahier des Charges et Devis Généraux
CON	Poutres de Contrôle
COV	Coefficient Of Variation
CSP	Concrete Surface Profile
CTE	Coefficient of Thermal Expansion
DJMA	Débit Journalier Moyen Annuel
DRSR	Développement et Recherche en Structures et en Réhabilitation
EB	Externally Bonded
EBL	Externally Bonded Laminates
EC	EuroCode
EMPA	Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology
ÉTS	École de Technologie Supérieure
ETS	Embedded Through Section
FIB	Fédération International du Béton
FHWA	Fédéral Highway Administration
ICRI	International Concrete Repair Institute

XX

ISIS	Intelligent Sensing for Innovative Structures
Li	Position i de la jauge de déformation sur les lamelles en PRFC
LS	Lamelles préfabriquées en forme de L (L – Shape)
LVDT	Linear Vertical Displacement Transducers
N/D	Non Disponible
N/A	Non Applicable
MCA	Matériaux Composites Avancés
MCFT	Méthode du Champs de Compression Modifiée
MIT	Massachusetts Institute of Technology
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NSM	Near Surface Mounted
PJCCI	Ponts Jacques-Cartier et Champlain Incorporée
PRF	Polymère Renforcé de Fibres
PRFA	Polymère Renforcé de Fibres d’Aramide
PRFC	Polymère Renforcé de Fibres de Carbone
PRFV	Polymère Renforcé de Fibres de Verre
RF	Configuration du système d’ancrage à travers la semelle
RW	Configuration du système d’ancrage à travers l’âme
SCGC	Société Canadienne du Génie Civil
S0	Série de spécimens sans armature transversale
S3	Série de spécimens avec étriers d’aciers espacés à $s = 260$ mm
S1	Série de spécimens avec étriers d’aciers espacés à $s = 175$ mm
STi	Position i de la jauge de déformation sur les étriers internes en acier

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

A_s	Aire de l'armature longitudinale (mm ²)
A_f, A_{fv}	Aire du renfort externe en cisaillement (mm ²)
A_v	Aire de l'armature transversale (mm ²)
E_f	Module d'élasticité des fibres (GPa)
E_{frp}	Module d'élasticité des PRF dans la direction des fibres (GPa)
E_m	Module d'élasticité de la matrice (GPa)
E_s	Module d'élasticité de l'armature d'acier (GPa)
L_{dv}	Longueur de développement des lamelles en L sous le soffite de la poutre (mm)
L_e	Longueur effective de l'ancrage du renfort en PRF (mm)
L_{max}	Longueur maximale d'adhérence disponible (mm)
M_{cr}	Moment de fissuration (kNm)
M_s	Moment de service (kNm)
P_{bond}	Force d'adhérence à l'interface PRF-Béton (kN)
P_{fo}	Force requise pour causer le décollement du chevauchement des PRF sous le
-	soffite de la poutre (kN)
P_{max}	Force que peut développer par le renfort en PRF sur un côté de la poutre (kN)
P_{ult}	Force ultime (kN)
T_u	Résistance en traction ultime (MPa)
V_{ay}	Composante verticale du frottement des granulats (kN)
V_c, V_{cd}	Résistance à l'effort tranchant offerte par le béton (kN)
$V_{c, test}$	Résistance à l'effort tranchant offerte par le béton obtenue expérimentalement
$V_{c, théo}$	Résistance à l'effort tranchant offerte par le béton obtenue théoriquement

XXII

V_{cz}	Composante du béton intact dans la zone de compression (kN)
V_d	Composante de l'effet de goujon des armatures longitudinales (kN)
V_f	Effort de cisaillement pondérée (kN), Fraction volumique des fibres
V_{frp}, V_{fd}	Résistance à l'effort tranchant offerte par le renfort en PRF (kN)
$V_{frp, test}$	Résistance à l'effort tranchant offerte par le renfort en PRF obtenue - expérimentalement
$V_{frp, théo}$	Résistance à l'effort tranchant offerte par le renfort en PRF obtenue - théoriquement
$V_{n, test}$	Résistance à l'effort tranchant nominal obtenue expérimentalement
V_m	Fraction volumique de la matrice
V_r	Résistance au cisaillement (kN)
V_{Rd}	Résistance à l'effort tranchant de conception (kN)
$V_{Rd, max}$	Résistance maximale à l'effort tranchant contrôlé par l'écrasement du béton (kN)
V_s, V_{wd}	Résistance à l'effort tranchant offerte par l'armature transversale (kN)
$V_{s, test}$	Résistance à l'effort tranchant offerte par l'armature transversale obtenue - expérimentalement
$V_{s, théo}$	Résistance à l'effort tranchant offerte par l'armature transversale obtenue - théoriquement
V_u	Résistance limite à l'effort tranchant obtenue expérimentalement ($V_{s, test} + V_{frp, test}$)
a	Longueur de cisaillement (mm)
b_{eff}	Largeur effective de la dalle supérieure (mm)
b_w	Largeur de l'âme de la poutre (mm)

d	Profondeur effective de la poutre (mm)
d_f, d_{fv}	Profondeur du renfort en cisaillement externe (mm)
d_v, z	Profondeur effective en cisaillement (mm)
f_t	Contrainte principale de traction (Théorie modifiée du champs de compression)
f	Fonction mathématique
f'_c, f_{cm}	Résistance en compression du béton obtenue à partir d'essai standardisée (MPa)
f_{cd}	Résistance en compression du béton pour la conception (MPa)
f_{ct}	Résistance en traction du béton (MPa)
f_{cw}	Contrainte dans la bielle inclinée (MPa)
$f_{cw, test}$	Contrainte dans la bielle inclinée (investigation expérimentale)
$f_{cw, théo}$	Contrainte dans la bielle inclinée (proposition théorique)
f_{fe}	Contrainte effective en tension dans les PRF (MPa)
f_y	Contrainte de la limite élastique en tension spécifiée de l'armature d'acier (MPa)
h	Hauteur totale de la poutre (mm)
h_f	Hauteur de la dalle supérieure d'une poutre en T (mm)
k_1	Coefficient de modification de la résistance du béton
k_2	Coefficient de modification sur la configuration du renfort externe
k_a, k_{fas}	Coefficient d'ancrage du renfort externe
k_c	Coefficient du béton fissuré basé sur la rigidité des étriers en acier et en PRF
k_L	Coefficient pour compenser la longueur d'ancrage insuffisante des PRF
k_v	Coefficient de réduction du liaisonnement
k_w	Coefficient du ratio de la largeur sur l'espacement des bandes en PRF
l_n	Longueur nette entre deux appuis (mm)

XXIV

n	nombre de couche du renfort en PRF
s	Espacement des étriers d'acier (mm)
s_f	Espacement des étriers en PRF (mm)
s_{ze}	Paramètre d'espacement de la fissuration selon l'influence des granulats (mm)
t_f	Épaisseur d'une couche du renfort en PRF (mm)
w	Largeur des fissures (mm)
w_f, b_f	Largeur du renfort en PRF (mm)
w_{fe}	Largeur effective du renfort en PRF (mm)
α, α_f	Angle d'inclinaison du renfort externe en PRF, Angle d'inclinaison des fibres ($^\circ$)
α_{cw}	Coefficient tenant compte de l'état de contrainte dans la membrure en
-	compression
β	Coefficient de glissement en cisaillement (modèle Chen et Teng (2001))
Δ_{max}	Déplacement maximal sous une charge statique (mm)
Δ_y	Déplacement à la plastification des armatures en tension (mm)
$\varepsilon_{fd,e}$	Déformation effective de conception des PRF ($\mu\varepsilon$)
ε_{fe}	Déformation effective des PRF ($\mu\varepsilon$)
ε_{fe-o}	Déformation effective liée au décollement du chevauchement des PRF sous le
-	soffite de la poutre ($\mu\varepsilon$)
$\varepsilon_{fe, test}$	Déformation effective des PRF obtenue expérimentalement
$\varepsilon_{fe, théo}$	Déformation effective des PRF obtenue théoriquement
ε_{fe-w}	Déformation effective liée au décollement du renfort en PRF de l'âme de la
-	poutre ($\mu\varepsilon$)

$\epsilon_{fk,e}$	Déformation caractéristique des PRF ($\mu\epsilon$)
$\epsilon_{f,max}$	Déformation maximale enregistrée des PRF ($\mu\epsilon$)
ϵ_{fu}	Déformation limite des PRF ($\mu\epsilon$)
ϵ_x	Déformation longitudinale dans l'armature en tension ($\mu\epsilon$)
λ	Longueur maximale d'adhérence normalisée (mm)
μ	Facteur de ductilité statique ($\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$)
$\mu\epsilon$	Microdéformation (mm/mm)
ϕ	Diamètre (mm)
ϕ_c	Coefficient de tenue sur la résistance du béton
ϕ_f	Coefficient de tenue sur la résistance du renfort externe en PRF
ψ_f	Facteur d'efficience du renfort en PRF; Coefficient de réduction selon la
-	configuration du renfort externe
ρ_f	Taux du renfort en PRF
ρ_s	Taux d'armature transversale
ρ_w	Taux d'armature longitudinale
τ_{eff}	Contrainte effective d'adhérence en cisaillement (MPa)
τ_u	Contrainte limite de cisaillement (MPa)
θ	Angle d'inclinaison des fissures diagonales par rapport à l'axe de la poutre ($^\circ$)
ν_l	Facteur de réduction sur la résistance en cisaillement du béton fissuré
ν_c	Résistance en cisaillement du béton (MPa)

INTRODUCTION

Mise en contexte

La majorité des infrastructures routières en Amérique du Nord ont été construites dans les années soixante-dix (FHWA, 2013; MTQ, 2014) et la construction des ponts et ouvrages d'art, au Québec, s'est arrêtée vers les mêmes années avec la réalisation du stade olympique de Montréal en 1976. En Europe, la période d'effervescence de l'après-guerre a également favorisé des constructions rapides sans se préoccuper du comportement à long terme. La plupart de ces structures ont été laissées en face des conditions environnementales sévères et des changements comportementaux des usagers pendant de longues années. C'est seulement en 1990 qu'une clause spéciale a été ajoutée au code des ponts routiers canadien (CSA S6-88). Cet addenda traite de l'évaluation des structures en introduisant un indice de fiabilité au comportement des différents systèmes de reprise des charges (Allen, 1992; Bartlett, Buckland et Kennedy, 1992; Buckland et Bartlett, 1992; Kennedy et al., 1992). Donc, cela fait à peine vingt-cinq ans que les ingénieurs sont sensibilisés aux critères de durabilité d'un ouvrage. Ce qui explique pourquoi les grands axes routiers sont dans un état d'endommagement avancé et nécessitent des investissements majeurs pour les maintenir en service. Une grande partie des ponts canadiens ont donc déjà atteint leur durée de vie utile estimée à 43.3 ans par Statistiques Canada (Gagon, Gaudreault et Overton, 2008) et nécessitent donc un remplacement. L'âge moyen des structures appartenant au réseau routier supérieur québécois est établi à 37.1 ans d'après le bilan de l'état des structures (MTQ, 2014). Environ 28% de ces structures sont jugées en mauvais état selon l'inventaire des structures du Ministère des Transports, Mobilité durable et Électrification des transports (MTQ, 2016).

Les ouvrages existants dans les pays industrialisés doivent être périodiquement évalués et restaurés afin de conserver leur intégrité structurale. Ceci est particulièrement vrai dans le cas des ouvrages de transport où les conditions environnementales accélèrent la dégradation des matériaux. La détérioration causée par la corrosion des armatures d'acier dans les structures en BA coûterait à elle seule 100 milliards de dollars américains annuellement pour

l'ensemble des continents (Li et Melchers, 2005). Un investissement important de la part des gouvernements pour la réhabilitation et la conservation des ponts a déjà été entrepris au Québec. La moyenne annuelle des sommes en jeu pour la conservation des structures du réseau routier québécois (supérieur et local) s'élève à 786 millions de dollars canadiens pour les sept dernières années (MTQ, 2009-2015), sans oublier les contributions importantes du gouvernement fédéral pour maintenir le pont Champlain sécuritaire pendant la reconstruction. À ces coûts s'ajoutent les nombreux blitz de travaux qui impactent l'économie. Aux États-Unis, le Fédéral Highway Administration sonne l'alarme en prévoyant une demande en investissements de 20 milliards de dollars américains annuellement et ce jusqu'en 2028 (ASCE, 2013).

L'industrie du transport est une part importante de la pérennité de l'économie d'un pays, autant pour le déplacement des travailleurs-es vers les grandes agglomérations que pour les échanges commerciaux transfrontaliers. Ainsi, les infrastructures et les structures publiques gérées par les gouvernements sont fortement sollicitées par le passage des poids lourds à répétition. Dans son rapport annuel 2014-2015, la société des Ponts Jacques-Cartier et Champlain Incorporée estime que le pourcentage de poids lourds qui empruntent le pont Champlain est de 10% avec un débit de 59.4 millions de véhicules (tous types confondus) par an (PJCCI, 2014-2015).

Le renforcement externe des structures en béton armé (BA) déficientes apparaît comme une solution logique pour contrer l'endettement des gouvernements face aux besoins de remplacement des structures routières. C'est aujourd'hui une question d'économie entre la reconstruction de l'ouvrage et son maintien sécuritaire pour les années à venir. Le contexte économique actuel ne permet pas de répondre à cette demande grandissante. L'utilisation de matériaux composites avancés (MCA) offre plusieurs avantages aux matériaux traditionnels pour augmenter la durée de vie des structures existantes.

Les besoins en renforcement et restauration ne touchent pas seulement les structures civiles. La restauration des bâtiments patrimoniaux nécessite aussi des interventions de renforcement pour la conservation de l'héritage d'un pays. Des raisons autres que la dégradation des matériaux peuvent également justifier un renforcement structural. On peut citer :

- le changement de vocation d'un bâtiment (augmentation des surcharges d'exploitation, suppression de colonnes, création d'ouvertures, etc.);
- la mauvaise conception structurale et choix des matériaux;
- les dommages causés par le feu ou les impacts;
- la mise en conformité sismique des structures en BA dans les zones vulnérables;
- l'augmentation de la densité de la circulation (DJMA);
- la modification de la distribution et des surcharges routières réglementaires.

Pour répondre à la demande croissante du maintien des structures en BA et favoriser un développement durable, des techniques de renforcement innovantes à l'aide de matériaux composites en polymères renforcés de fibres (PRF) ont été développées avec la croissance de l'industrie pétrochimique après la Seconde Guerre mondiale (Bakis et al., 2002). Le renforcement externe des structures en BA, en acier, en maçonnerie et même en bois à l'aide de PRF est désormais accessible à l'ingénieur-praticien (Bousselham et Chaallal, 2004; El-Saikaly, Godat et Chaallal, 2014; Gharib, 2015; Mofidi et Chaallal, 2011a; Zhao et Zhang, 2007). En particulier, le renforcement en flexion (Meier, 1987; Rostasy, 1987) et le confinement des colonnes (Fardis et Khalili, 1981; Katsumata, Kobatake et Takeda, 1988) sont à présent bien documentés. Ceci contraste avec le renforcement à l'effort tranchant des poutres en T compte tenu de la rupture prématurée par décollement du PRF par défaut de la longueur de développement suffisante des configurations en U et sur les faces latérales.

La technologie des matériaux composites, à base de fibres de carbone, de verre ou d'aramide, offre plusieurs avantages sur les systèmes de renforcement conventionnel : une légèreté qui favorise une mise en place aisée et rapide, une bonne tenue en fatigue et à la corrosion, ainsi qu'une haute résistance en traction comparativement à l'acier de construction. Bien sûr, les coûts d'achat, l'emploi d'une main-d'œuvre spécialisée, la fragilité du matériau ainsi que la

faible résistance aux impacts et aux températures élevées sont encore ancrés dans les esprits conservateurs des ingénieurs-praticiens. Ceci constitue toujours un défi de taille pour les manufacturiers de matériaux composites.

Nouvelle avenue pour le renforcement en cisaillement des structures

La complexité du comportement à l'effort tranchant des poutres en BA représente encore aujourd'hui une difficulté importante pour les chercheurs du monde entier. Aucun consensus mondial n'est actuellement accepté sur la résistance en cisaillement de ces structures. Le nombre de paramètres qui s'y côtoient fait en sorte que la compréhension des mécanismes de ruine fait toujours défaut. Si bien que la majorité des structures existantes ont un déficit face au cisaillement. Le renforcement externe à l'aide de PRF permet de pallier ce manque de résistance tout en améliorant le comportement en service et la capacité flexionnelle. Mais faut-il encore bien cerner les paramètres qui influencent la contribution en cisaillement du renfort externe pour prédire le comportement de façon sécuritaire. Avec l'ajout de MCA collé en surface, le décollement prématuré du substrat fait souvent défaut à la pleine capacité que peut offrir le système de renforcement. De nombreuses observations ont été rapportées dans la littérature concernant ce mode de rupture peu souhaitable des poutres élancées avec renforcements en U ou sur les faces latérales (Bousselham et Chaallal, 2004)

Problématique de l'ancrage des PRF

Plusieurs études ont déjà été menées sur l'ancrage des PRF et ont donné à des techniques de mise en œuvre telle que : (i) la méthode Embedded Through Section (ETS) (Chaallal et al., 2011; Dalfré, Barros et Machado, 2012; Godat, Chaallal et Neale, 2013; Godat et al., 2012) qui consiste à encastrier des tiges en PRF dans la matrice du béton durci perpendiculaire à la fissuration et (ii) la méthode Near Surface Mounted (NSM) (De Lorenzis et Teng, 2007; Dias et Barros, 2006; 2010; Rizzo et De Lorenzis, 2009) qui consiste à encaver une tige en PRF près de la surface afin qu'elle soit retenue par le béton. Ces méthodes de renforcement offrent des solutions intéressantes contre le feu et le vandalisme. D'autres études ont également été menées sur l'ancrage mécanique des tissus en PRF collés en surface (Galal et Mofidi, 2010; Khalifa et al., 1999; Mofidi et al., 2012). Au cours des dernières années, les fabricants

comme Sika ont introduit une lamelle préfabriquée en L pour le renforcement en cisaillement dont la partie longue est destinée à être encastrée dans la table de compression d'une poutre en T (Czaderski et Motavalli, 2002; Mofidi et al., 2013).

La problématique du renforcement externe en enveloppe complète des poutres en T a motivé la présente recherche. L'utilisation d'un cordage en polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC), qui agit comme système d'ancrage des lamelles préfabriquées, permet de mitiger l'obstacle de la semelle supérieure. Ces cordages permettent d'offrir un système de renforcement complet en ceinturant l'âme d'une poutre avec la dalle monolithique. Le cordage en PRF est inséré dans des trous préalablement forés de part et d'autre de l'âme à l'intersection de la table de compression, puis déployé en éventail sur le renforcement externe déjà fixé sur l'âme.

Ouvrages précédents à l'ÉTS

Ce mémoire s'inscrit dans un vaste programme expérimental sur le renforcement en cisaillement de poutres à section en T en BA à l'aide de MCA mené par l'équipe de développement et recherche en structures et en réhabilitation (DRSR) depuis le début des années 2000. Une liste des ouvrages produits par l'équipe de recherche est disponible à l'ANNEXE I. De nombreux articles de revues internationales et de conférences ont également été publiés sur le sujet. L'étude menée dans le cadre du présent mémoire s'inscrit dans la continuité de ces travaux.

Objectifs de l'étude

Objectif général : développer une méthode de renforcement novatrice basée sur le concept d'étriers fermés à l'aide de cordage en PRF.

Objectifs spécifiques : (i) étudier la faisabilité de cette nouvelle méthode d'ancrage sur le gain de résistance à l'effort tranchant par un chargement statique à trois points, (ii) vérifier les résultats expérimentaux avec les normes et les manuels de calcul internationaux, et (iii)

développer un modèle analytique en s'appuyant sur les résultats obtenus des essais expérimentaux.

Portée du programme expérimental

Ce mémoire de maîtrise présente les résultats d'une étude expérimentale sur le renforcement à l'effort tranchant de poutres en BA à l'aide de PRF liaisonné sur la surface. L'analyse des données recueillies permettra de répondre à certaines questions sur la performance du système de renforcement en étriers fermés : le cordage en PRF agit-il comme une enveloppe complète? Le domaine d'application du système d'ancrage, développé à l'École de technologie supérieure (ÉTS), est dédié au renforcement de poutres en BA et cible les bâtiments et les structures civiles. Ce travail de recherche est limité au comportement statique de poutres élancées avec renforcement externe en PRFC. La dégradation accumulée par fatigue sur les ponts routiers par les contraintes cycliques et les modèles de conception à l'aide des bielles et tirants sont hors de portée du présent travail.

L'évaluation du comportement à l'ultime de cette nouvelle méthode d'ancrage pour le renforcement en cisaillement de poutre en BA est au cœur de ce mémoire. Le pourcentage de l'armature transversale est le paramètre particulièrement mis en lumière, car il joue un rôle déterminant dans l'efficacité et le gain en résistance du système de renforcement. La configuration du système d'ancrage des lamelles en PRFC est également ciblée par ce travail de recherche; elle est évaluée sur le plan de la faisabilité et de la performance à l'ultime.

Contribution à la recherche

Cette nouvelle méthode d'ancrage à l'effort tranchant permet d'ouvrir la voie au renforcement et la restauration des structures en BA dans les zones à forte sismicité. Le système de renforcement élaboré offre la possibilité de former un étrier fermé sur toute la profondeur de l'âme de la poutre en Té en BA tel que requis lors d'évaluation sismique. Les résultats des essais expérimentaux vont permettre de mieux comprendre l'interaction entre le gain obtenu par l'ajout de PRF collé en surface et le taux d'armature transversale interne en acier. La vérification des données obtenues aux normes en vigueur et guides de calcul

internationaux vont permettre d'enrichir la littérature concernant le renforcement en cisaillement de poutre en Té en BA grandeur nature à l'aide de lamelles préfabriquées en L qui sont collées en surface et ancrées avec un cordage en PRFC. La version finale d'un article de journal à paraître dans le *ACI Structural Journal* a été soumise le 13 octobre 2015. Le résumé de cet article est disponible à l'ANNEXE II.

Organisation du mémoire

Pour rencontrer les objectifs, la méthodologie du programme de recherche, illustrée à la Figure i, est subdivisée en deux volets : (i) des développements théoriques (chapitres 1, 2 et 6) et (ii) des investigations expérimentales (chapitres 3, 4 et 5), comme suit :

- les chapitres 1 et 2 couvrent essentiellement la revue des notions de base du BA et de la littérature concernant les méthodes d'ancrage et les modèles de conception applicable. Ces chapitres traitent principalement du comportement du BA avec et sans renforcement externe ainsi que l'évolution des normes de calculs relatifs à la résistance au cisaillement;
- les chapitres 3 et 4 font état du programme expérimental et de la présentation des résultats d'essais. Ces chapitres décrivent les essais des neuf poutres effectuées dans les laboratoires de l'ÉTS. Ils comprennent également l'analyse des résultats en termes de mode de rupture, gain de résistance en cisaillement des PRF, déformation subie par les différents constituants, relation charge-déplacement et rigidité;
- le chapitre 5 traite de l'évolution de la résistance des éléments verticaux incluant les patrons de fissurations observées. Une comparaison des données obtenues aux normes de conception en vigueur et le développement d'un modèle analytique, concernant l'interaction observée avec les armatures transversales, font l'objet du chapitre 6.

Enfin, une conclusion et des recommandations pour des recherches éventuelles sont présentées à la fin du présent document.

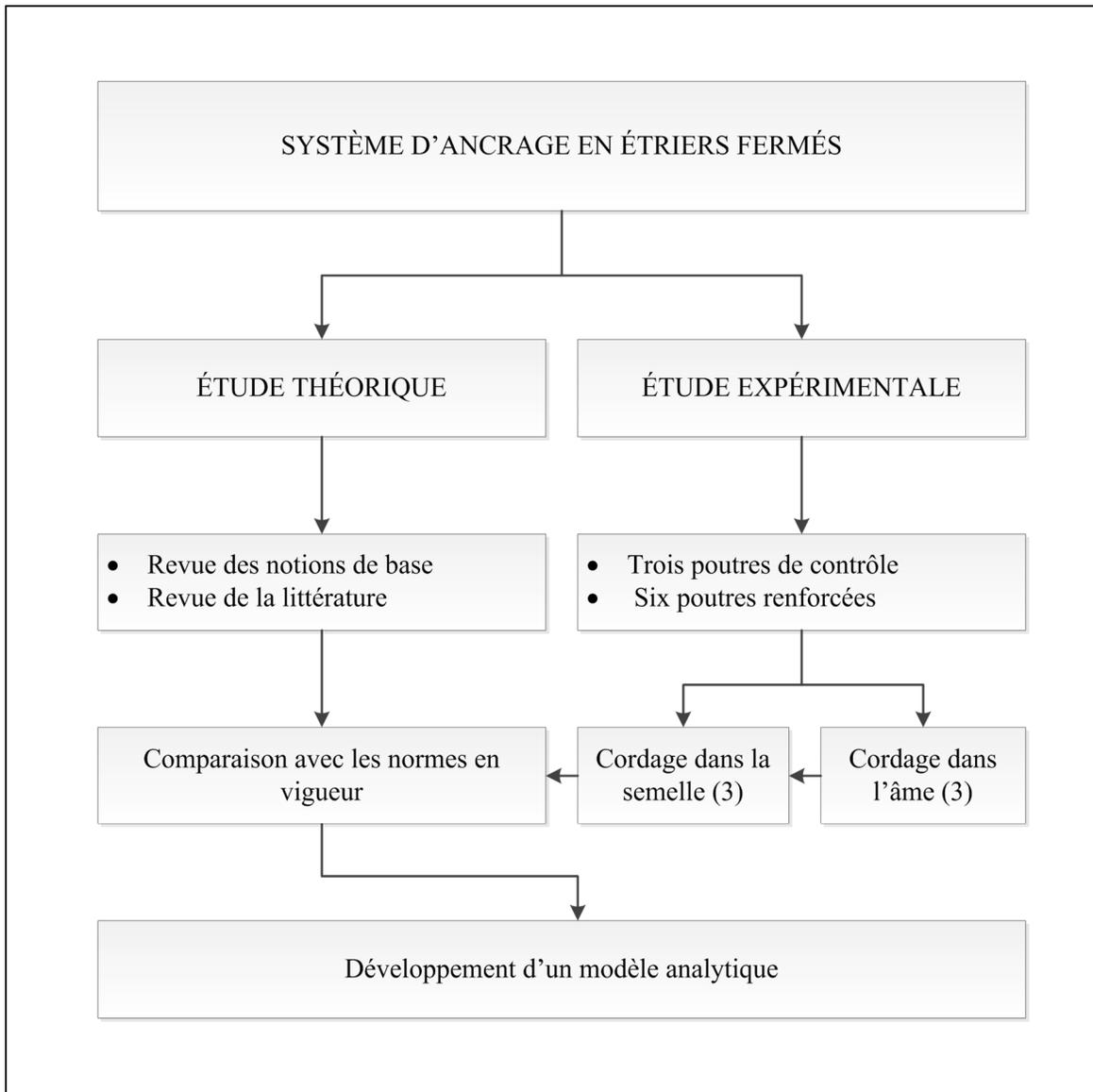


Figure 0. 1 Méthodologie

CHAPITRE 1

LE BÉTON ARMÉ ET L'UTILISATION DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS POUR LE RENFORCEMENT EXTERNE EN CISAILLEMENT – REVUE DES NOTIONS DE BASE

Ce chapitre présente l'état des connaissances sur le BA. Il traite des matériaux composites au sens mécanique et de son application en ingénierie. La première partie concerne : i) le comportement à l'effort tranchant de poutres en BA avec ou sans armatures transversales, incluant les différents modes de rupture et les paramètres d'influence majeurs sur le comportement en cisaillement, tels que la zone de compression (rapport a/d), l'imbrication des granulats et l'effet goujon respectivement en ordre d'importance, mais aussi selon l'effet d'échelle, et ii) les différents modèles et approches de calcul développés au cours des années comme l'analogie du treillis et la méthode des champs de compression. La seconde partie traite du matériau composite et son utilisation en génie civil selon les domaines d'application, les différents types de fibres et de matrice incluant leurs propriétés et la durabilité des MCA post-construction.

1.1 Comportement en cisaillement des poutres en BA avec et sans armatures transversales

Le comportement en cisaillement des poutres en BA est de type fragile et est dicté par les propriétés du béton en tension. Le niveau de plastification des barres longitudinales est beaucoup moins important lors d'une rupture en cisaillement et d'autant plus si la section est dépourvue d'acier d'armature transversale. Ce manque de ductilité est caractérisé par une rupture brusque et sans avertissement. Le dimensionnement des poutres en BA doit donc être conçu de manière à développer la pleine capacité flexionnelle. Cependant, plusieurs ouvrages existants ont une défaillance à ce niveau. Le viaduc de la Concorde en 2006 en est un exemple à cet égard.

L'application des méthodes d'analyse du comportement à l'effort tranchant est divisée en deux régions distinctes (Schlaich, Schäfer et Jennewein, 1987) :

1. Les zones B (Bernoulli), où l'hypothèse de Bernoulli, c'est-à-dire : « les sections planes avant déformations restent planes après déformations » s'applique. Dans ce cas, la méthode d'analyse est basée sur une approche sectionnelle. L'application de cette approche est valide lorsque le rapport entre la longueur de cisaillement, a et la hauteur de la poutre, h , est supérieur à 2.0;
2. Les zones D (Disturbed), où l'hypothèse de Bernoulli n'est pas respectée. Ces régions sont caractérisées par une forte concentration de contrainte par exemple près des zones d'appui et de chargement, des ouvertures ou lorsqu'il y a un changement soudain de dimension de la section. Dans ce cas, la méthode d'analyse est basée sur le modèle des bielles et tirants, applicable plus spécifiquement pour les poutres profondes lorsque le rapport a/h est inférieur à 2.0.

1.1.1 Paramètres majeurs du comportement en cisaillement des poutres en BA

Les travaux antérieurs (ACI-426R, 1974; Collins et Mitchell, 1991; Taylor, 1974) sur le comportement des poutres en BA sans renforcement à l'effort tranchant ont établi que l'effort de cisaillement est transmis selon les proportions suivantes : zone en compression 20 – 40%, imbrication des granulats 33 – 50% et l'effet goujon 15 – 25% (Berset, 1992). La Figure 1. 1 montre la distribution des forces internes de cisaillement dans une poutre avec des armatures transversales. La contribution du béton comprend V_{cz} , V_{ay} , et V_d . L'équilibre des forces externes et internes donne :

$$V_r = V_f = V_{cz} + V_{ay} + V_d + V_s \quad (1.1)$$

La force externe de cisaillement engendre tout d'abord des fissures de flexion dans la partie tendue de l'élément en béton puis, comme expliqué à la Figure 1.1, des fissures diagonales se développent avec l'augmentation de l'effort tranchant. Ce sont principalement les étriers en acier qui résiste à l'ouverture des fissures le long du plan de cisaillement. Si l'espacement est insuffisant, la poutre cède après la plastification et la rupture de ces derniers. Sinon à mesure

que les fissures inclinées s'ouvrent, l'imbrication des granulats perd de son efficacité jusqu'à ce qu'il n'y ait plus aucun transfert du cisaillement par frottement et la résistance interne chute brusquement. Lorsque tous les éléments précédents sont bien équilibrés, la poutre agit de façon plus ductile. La traction dans les barres longitudinales entre les fissures de cisaillement principale sépare le béton de l'armature tendue causant une perte d'adhérence, d'où l'effet goujon. Il peut s'en suivre une rupture d'ancrage à l'appui ou une rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée.

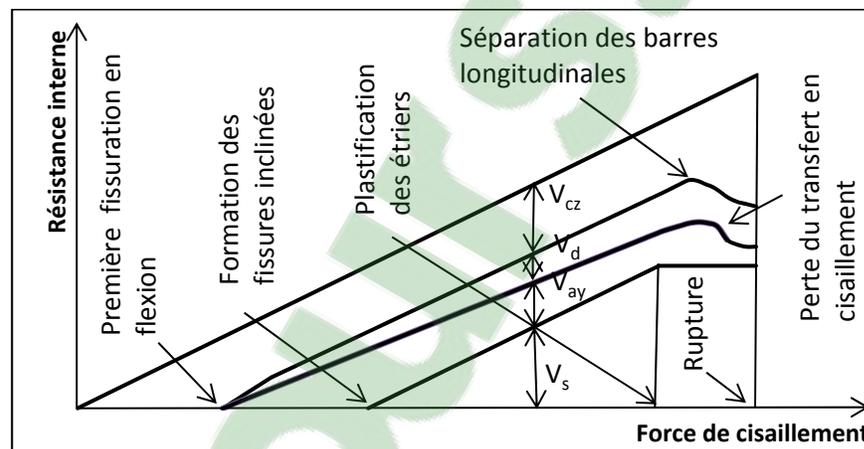


Figure 1. 1 Mécanisme de résistance à l'effort tranchant
Adaptée de ACI-426R (1974) et Wang, Salmon et Pincheira (2007)

La Figure 1. 2 montre l'équilibre des forces à l'intérieur d'un élément en BA sans armature transversale. Il est facile d'imaginer une composante verticale V_s vers le bas représentant les étriers en acier. Les poutres sans armature transversale ont un comportement très fragile à la rupture, principalement dû à la faible résistance du béton en traction. Le cisaillement est d'abord transféré le long de la ligne ABC par le béton non fissuré de la zone de compression (V_{cz}), puis par le frottement engendré de l'imbrication des granulats dans le plan de la fissure inclinée (V_{av}) et finalement par l'effet goujon des barres longitudinales qui intercepte la fissure inclinée (V_d). Immédiatement avant l'apparition de la fissure diagonale, 40 – 60 % de l'effort total de cisaillement est repris par V_d et V_{av} ensemble (MacGregor et Bartlett, 2000). Avec l'accroissement de la fissure, V_a régresse ce qui augmente la contribution de V_{cz} et V_d . La résistance V_d atteint zéro lorsque la fissure rompt l'adhérence entre le renforcement

longitudinal et le béton. Tout le cisaillement et la compression est repris par la ligne AB, V_a et V_d n'offrant plus de résistance, le béton s'écrase, comme expliqué à la Figure 1. 1

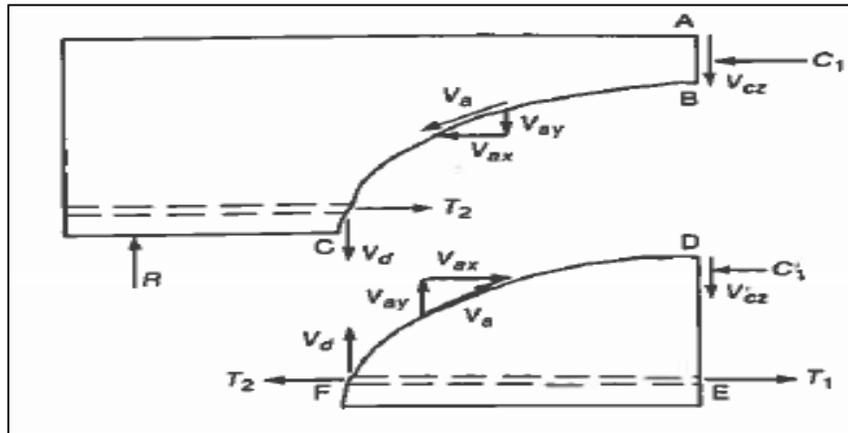


Figure 1. 2 Forces internes d'une poutre fissurée sans armature de cisaillement
Tirée de MacGregor et Bartlett (2000)

1.1.1.1 Rapport a/d

Le mécanisme de rupture d'une poutre en BA sans renforcement à l'effort tranchant dépend en grande partie du point d'application de la charge et de la profondeur effective de la section. Les poutres élancées ($a/d > 3$) se comportent comme une *poutre* selon l'hypothèse de Bernouilli (régions-B) tandis que les poutres plus profondes ($a/d < 2$) ont un comportement de type *arche* (région-D) (MacGregor et Bartlett 2000). Une poutre très courte offre donc une résistance au cisaillement plus élevée qu'une poutre élancée puisque le béton pourra atteindre sa pleine résistance en compression comparativement à une poutre très élancée où la résistance flexionnelle domine. La contribution de l'armature transversale, V_s , est donc plus importante lorsque $a/d > 2.5$.

Le Tableau 1.1 résume les différents types de poutres selon le mécanisme de ruine probable. Les modes de rupture d'une poutre en BA sans armature transversale varient en fonction de la longueur de cisaillement, a et de la profondeur effective de la poutre, d , dans le cas d'une charge ponctuelle. D'autres paramètres tels que la forme de la section, le type de chargement,

la quantité et l'agencement des armatures longitudinales, le type d'acier et même l'interaction entre l'acier et le béton peuvent influencer la formation des fissures. Ainsi, quatre types de poutres avec un comportement différents à la rupture se distinguent selon la valeur du rapport a/d .

Tableau 1. 1 Types de poutre en fonction du rapport a/d
Adapté de ACI-426R (1974)

Types de poutre	Valeur de a/d	Modes de rupture
Poutres très profondes	$a/d < 1.0$	Rupture par écrasement du béton ou rupture d'ancrage à l'appui
Poutres profondes	$1.0 < a/d < 2.5$	Rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée
Poutres élancées	$2.5 < a/d < 6.0$	Rupture en cisaillement – flexion
Poutres très élancées	$a/d > 6.0$	Rupture en flexion

La formation des fissures inclinées, typiques au cisaillement, peut s'initier dans l'âme de la poutre à $d/2$ ou être le prolongement d'une fissure initialement en flexion. Après l'apparition des premières fissures, fissures de cisaillement de l'âme ou fissures flexion-cisaillement, des fissures secondaires se développent par la séparation des forces, par glissement, dû à la déformation des armatures longitudinales et le béton avoisinant communément appelé l'effet goujon des armatures qui transfère le cisaillement entre les fissures (ACI-426R, 1974).

1.1.1.2 Dimensions des agrégats

Le rôle joué par l'imbrication mécanique des granulats et l'effet goujon du renforcement longitudinal sont très difficiles à dissocier (MacGregor et Bartlett, 2000). La transmission des contraintes de cisaillement à travers une fissure augmente avec le diamètre des gros granulats. Ainsi, comme montré sur la Figure 1. 3, le cheminement de la fissure est freiné par le frottement occasionné par les gros granulats. La contribution de V_{ay} diminue à mesure que

l'ouverture w augmente et d'autant plus si les gros granulats sont de petite taille, le frottement mécanique étant atténué plus rapidement.

Des résultats expérimentaux sur l'effet d'échelle de T. Shioya et Okada (1990) ont démontré que pour de gros granulats ($10 \text{ mm} < a < 25 \text{ mm}$) et une même profondeur effective de la section, la résistance au cisaillement (τ_u) varie d'environ 0.12 MPa et 0.08 MPa pour une hauteur effective de 600 mm et 1000 mm, respectivement. Ceci représente un taux de variation de 25% pour $d = 600 \text{ mm}$ et 20% pour $d = 1000 \text{ mm}$. Il est cependant important de noter qu'une très faible variation est observée pour une hauteur effective de 200 mm montrant la présence de l'effet d'échelle.

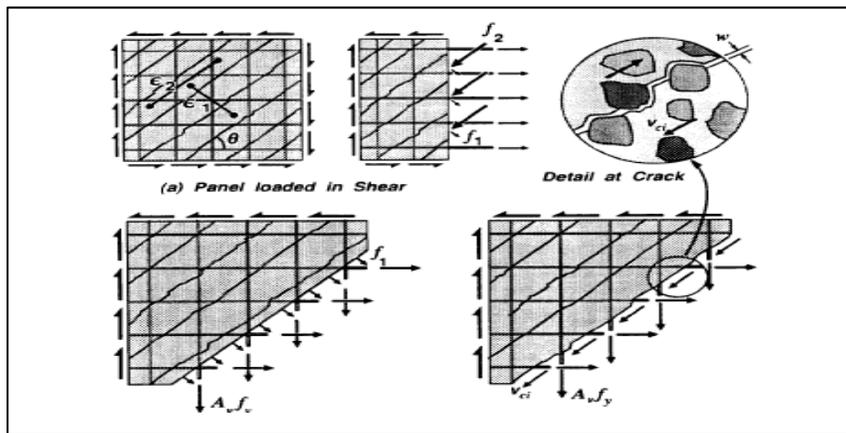


Figure 1. 3 Panneaux en BA sollicités en cisaillement
Tirée de Collins et al. (1996)

1.1.1.3 Taux d'armature longitudinale

La contribution du béton à la reprise de l'effort de cisaillement varie en fonction du taux d'armature de flexion pour une poutre sans armature transversale, comme le montre la Figure 1. 4. Les essais ont démontré que v_c augmente avec le taux d'armature longitudinale, $\rho_w = A_s/b_w d$. En général, le taux d'armature de flexion des poutres qui développent une rupture en cisaillement varie en 0.0075 et 0.025 (MacGregor et Bartlett, 2000). Pour cette plage, la résistance au cisaillement est d'environ :

$$V_c = 0.167\sqrt{f'_c} b_w d \quad (1.2)$$

La ligne pointillée sur la Figure 1. 4 représente ce seuil. Cette même figure montre que pour un taux d'armature longitudinale faible, l'équation (1.2) a tendance à surestimer la résistance à l'effort tranchant. Lorsque ρ_w est petit, les fissures de flexion se prolongent plus profondément dans la poutre avec des ouvertures plus importantes. Ceci accélère la formation des fissures inclinées de cisaillement diminuant ainsi V_{ay} .

La norme CSA-A23.3 (2014) ne tient pas compte de l'effet de l'armature en flexion dans le calcul de V_r dans la méthode simplifiée et attribue une valeur constante à v_c contrairement à la norme américaine et européenne (Massicotte, 2013).

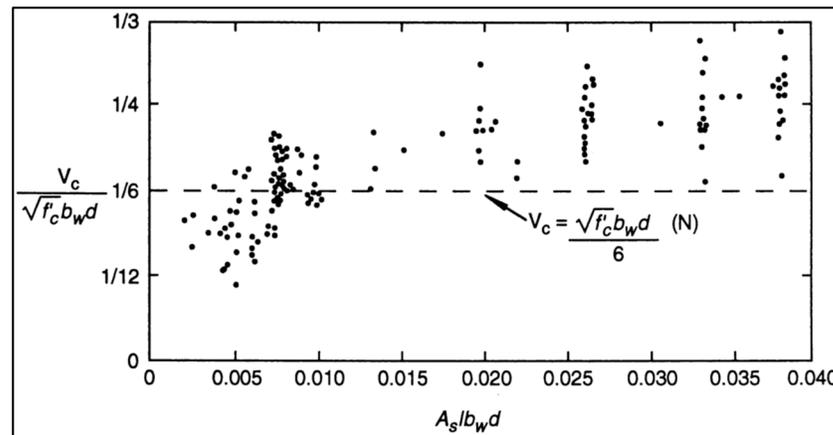


Figure 1. 4 Contribution du béton en fonction de l'armature longitudinale
Tirée de l'ACI-445R (1998)

1.1.1.4 Effet d'échelle

Plusieurs études (Bazant et Kazemi, 1991; Kani, 1967; T. Shioya et Okada, 1990) ont démontré l'influence de la taille de la poutre, d , sur la résistance en cisaillement. Les recherches ont pour la plupart été réalisées sur des poutres sans armature transversale. En effet, la présence de l'armature de cisaillement tend à diminuer le phénomène d'échelle. De façon générale, plus la hauteur utile de la poutre est grande, plus petite sera la résistance à la

rupture. Le facteur de sécurité d'une série de poutres de profondeur effective 6, 12, 24 et 48 pouces a démontré une baisse de 40% comparativement à des spécimens semblables plus petits (Kani, 1967).

1.1.2 Comportement des poutres en BA avec armatures transversales

Le but d'armer l'âme d'une poutre est d'assurer que cette dernière puisse développer sa pleine capacité en flexion et de favoriser ainsi un comportement plus ductile. Avant l'apparition des fissures inclinées, la déformation dans les étriers en acier est comparable à la déformation du béton avoisinant. Donc, comme le béton fissure à des niveaux de contrainte peu élevés, la contrainte dans l'armature transversale n'excède pas 20 à 40 MPa avant la formation des fissures inclinées (MacGregor et Bartlett, 2000). De ce fait, le but des étriers en acier n'est pas de prévenir l'initiation de ces fissures, mais de reprendre une partie de la force de cisaillement le long du plan de rupture.

La présence d'armature transversale amène plusieurs bénéfices à la résistance en cisaillement (Massicotte, 2013):

- l'ajout de la contribution V_s au diagramme de corps libre de la Figure 1. 2;
- l'amélioration la contribution de V_{ay} en réduisant l'ouverture des fissures et du fait même de V_{cz} en conservant le béton non fissuré de la zone de compression;
- l'amélioration la contribution de V_d en soutenant les armatures de flexion;
- le comportement ductile est favorisé comme déjà expliqué;
- le confinement du béton est augmenté par la présence des étriers en acier ce qui améliore la contribution du béton en général;
- le phénomène d'échelle est nettement réduit comparativement à une poutre sans armature de cisaillement.

1.2 Évolution des méthodes de calcul de la résistance en cisaillement des poutres élancées en BA

Les ingénieurs W. Ritter en 1899 et E. Mörsh en 1902 ont été les premiers à proposer l'analogie du treillis pour le calcul des étriers en acier. C'est d'ailleurs toujours le modèle en vigueur dans les normes nord-américaines pour la méthode simplifiée dans le calcul de V_s . Le modèle du treillis à 45° développé par ces deux pionniers néglige cependant la contribution du béton, V_c , dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant. Ce paramètre a été introduit sur une base d'essais expérimentaux par les normes nord-américaines vers la moitié du siècle dernier. Le manque de fondement théorique sur la contribution du béton a mené à l'effondrement d'un entrepôt de l'armée américaine en 1955 communément appelé *Air Force Warehouse Beams* qui a mis en lumière l'incompréhension des mécanismes de résistance à l'effort tranchant. Deux principes fondamentaux étaient traités de façon inexacte dans les normes de l'époque : (i) la contribution du béton était prise proportionnelle à f'_c au lieu de $\sqrt{f'_c}$ ce qui a pour effet d'augmenter V_c ; (ii) l'effet de l'inclinaison des fissures à 45° sur le prolongement des armatures dans les régions des points d'inflexion du diagramme des moments fléchissants était mal compris (Massicotte, 2013). Des recommandations ont été introduites dès les années soixante sur les bases d'un effort de recherche important, mais toujours empirique. La Figure 1. 5 montre bien cet effort de recherche entrepris par les États-Unis.

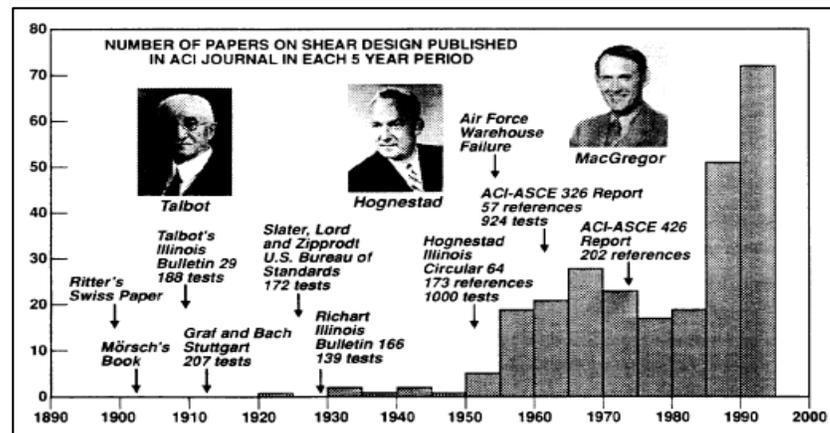


Figure 1. 5 Historique des publications de l'ACI
Tirée de Collins et al. (1996)

Le développement majeur apporté à l'analogie du treillis était le modèle à angle variable adopté par les codes européens entre les années 1960 et 1970. Favorisant une approche plus rationnelle, mais trop conservatrice avec l'intérêt de fonder les bases de calcul de la résistance à l'effort tranchant sur une approche théorique, comme pour la flexion, plutôt qu'empirique.

En 1984, la norme CSA A23.3, basée précédemment sur la norme américaine ACI-318R, a introduit la méthode du champ de compression pour la détermination de la résistance à l'effort tranchant. Cette méthode est basée sur les principes du treillis à angle variable, mais en tenant compte de la compatibilité des déformations. C'est M. P. Collins en 1978 qui a complété cette approche après les travaux réalisés à l'université de Toronto en 1970, mais sans tenir compte de la contribution du béton, les résultats se sont avérés trop sécuritaires tout en permettant de réduire l'espacement des étriers en abaissant l'angle des bielles de compression. Par la suite, la norme CSA A23.3-84 a introduit la méthode des bielles et tirants pour traiter le mécanisme de calcul dans les éléments profonds.

Pour tenir compte de la contribution du béton V_c dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant, et grâce aux travaux menés par M. P. Collins et F. Vecchio en 1986, en considérant la résistance en traction du béton, la norme CSA A23.3 a modifié la méthode générale en 1994 en la basant sur la théorie du champ de compression modifiée. Dans cette méthode, une relation de compatibilité des déformations a été établie pour le calcul de résistance en compression du béton. L'orientation des déformations principales, ε_1 en traction et ε_2 en compression, a alors été déterminée. La méthode générale de la norme CSA A23.3-94 était itérative, elle exigeait l'utilisation d'abaques pour déterminer la contribution du béton à la résistance en cisaillement en fonction de l'angle d'inclinaison des fissures et de l'amplitude des contraintes de cisaillement.

La version de 2004 de la norme CSA A23.3 a subi des progressions fulgurantes en ce qui a trait à la résistance à l'effort tranchant. En effet, la méthode simplifiée a été modifiée en utilisant le treillis à angle variable tout en considérant la contribution du béton. De plus, la

méthode générale a aussi été modifiée afin d'éviter d'utiliser des abaques itératifs en simplifiant les formules nécessaires aux calculs de la résistance en cisaillement.

1.3 Les matériaux composites et leur utilisation en génie civil

Les produits en MCA sont reliés à plusieurs domaines d'ingénierie, en premier lieu dans des applications de construction navale militaire qui marquent leur début vers 1946 (Spaulding, 1966) puis dans l'industrie aéronautique, automobile, électrique et récemment dans le génie civil et le bâtiment. Son utilisation est surtout basée vers la légèreté qu'elle procure; vestes tactiques et chaussures de sécurité en Kevlar® ainsi que pour la résistance en fatigue; voiles et coques minces en carbone des ailes d'avions. Les premières fibres utilisées dans les MCA étaient celles en verre à cause du faible coût de production. L'arrivée de cette technologie dans le domaine de la construction a marqué les années quatre-vingt où les premières applications sur le terrain sont réalisées un peu partout dans le monde (Canada, États-Unis, Europe et Japon) (Bakis et al., 2002; Rizkalla, Hassan et Hassan, 2003). Les premiers travaux universitaires sur le renforcement en cisaillement de poutres en BA ont été ceux de Jean-Daniel Berset du MIT en 1992 (Berset, 1992).

Plusieurs procédés de fabrication sont offerts pour le génie civil et le bâtiment, dont principalement : (i) par tissage et (ii) par pultrusion. Chacune de ces méthodes oriente les techniques de renforcement comme suit :

- les MCA fabriqués par tissage sont surtout orientés vers le confinement des colonnes en zone sismique (Saadatmanesh, Ehsani et Jin, 1997). Le procédé permet un tissage bi-axial qui est un avantage dans ces endroits vulnérables. Le renforcement à l'effort tranchant de poutre en Té à l'aide de tissu en PRF a aussi été bien documenté (Chaallal, Nollet et Perraton, 1998; Triantafillou, 1998). Par contre, cette utilisation est restreinte à une configuration en U ou sur les faces latérales où l'ancrage dans la zone en compression fait défaut. Pour remédier à cette situation, d'autres études ont été réalisées pour développer des systèmes d'ancrage mécaniques pour les tissus (Adhikary,

Mutsuyoshi et Ashraf, 2004; Bouselham et Chaallal, 2008; Galal et Mofidi, 2010; Mofidi et al., 2012);

- le procédé de fabrication par pultrusion permet de former des pièces préfabriquées de différentes dimensions comme des lamelles, des barres ou même des sections structurales. Débutant dans les années 1970, les produits fabriqués sont utilisés pour le renforcement interne et externe des structures en BA pour l'augmentation de la résistance en flexion et en cisaillement (Michaluk et al., 1998; Triantafillou et Antonopoulos, 2000). Plus récemment, des tabliers de pont ont été construits intégralement à partir de profilés préfabriqués en MCA (Karbhari et al., 2000; Mirmiran, Naguib et Shahawy, 2000).

L'application sur le terrain des techniques de renforcement à l'aide de MCA est encore relativement limitée à ce jour. Le pont Champlain est sans doute le plus important projet de renforcement que le Québec ait connu jusqu'à présent. Un total d'environ soixante-huit poutres de rive de type AASHTO et des diaphragmes ont été renforcés en cisaillement à l'aide de tissu en fibre de carbone. Plusieurs problématiques au niveau du percement des ancrages mécaniques en MCA ont été rencontrées due à la faible épaisseur de l'âme et la présence des torons de précontrainte (Lizotte et Echague, 2015). Les premiers projets pilotes au Québec ont débuté en 1998 avec le renforcement d'un pont typique à poutres de portée simple. Avec la collaboration d'ISIS Canada, le pont de Ste-Émilie de l'Énergie a fait l'objet d'un programme expérimental pour le renforcement en flexion et à l'effort tranchant à l'aide de bandes de tissu de fibres de verre (PRFV) (Labossière et al., 2000). Le renforcement en cisaillement a été ancré au moyen d'une bande continue de tissu longitudinal dans la zone de compression. Des difficultés ont été rencontrées lors de la mise en place des bandes de PRFV qui avait tendance à glisser sous le poids de la résine d'imprégnation. Des essais sous chargement statique et dynamique ont été réalisés sur la structure renforcée et ont démontré des résultats satisfaisants en fonction des hypothèses de conception (Labossière et al., 2000).

1.3.1 Domaine d'application

Comme discuté précédemment, le domaine d'application des MCA est souvent relié au renforcement de structures, soit en flexion ou en cisaillement. Cependant, les procédés de fabrication ainsi que la grande variété de types de fibres peuvent permettre une panoplie d'applications sur le terrain. Les armatures passives des nouvelles constructions routières peuvent être remplacées par des MCA pour mitiger les problèmes de corrosion. En ce qui a trait au renforcement des structures, pas seulement le béton peut être utilisé comme substrat, mais également les structures métalliques avec l'arrivée des MCA à hauts modules, notamment au niveau des joints soudés. Les bâtiments historiques et les ponts recouverts en bois sont des structures idéales pour le renforcement à l'aide de MCA, où l'aspect esthétique peut être conservé en façonnant des rainures pour insérer des tiges de MCA (Bakis et al., 2002).

1.3.2 Types de fibres et de matrice

Les matériaux composites couramment utilisés en construction sont composés de fibres de verre, de carbone ou plus rarement d'aramide et d'une matrice polymère thermodurcissable ou thermoplastique. Les fibres de verre sont les plus économiques, mais aussi les plus lourdes. Elles sont donc majoritairement utilisées comme armature passive dans les structures en béton. Les fibres de carbone sont principalement utilisées pour le renforcement de structure existante dû à leurs résistances plus élevées aux effets de température, chimiques et environnementaux. Les fibres d'aramide possèdent en outre une faible résistance en compression et en cisaillement et sont plus susceptibles aux radiations solaires et à l'humidité, ce qui explique leur utilisation restreinte (Bisby, 2003).

La matrice polymère joue différents rôles cruciaux dans le comportement en service de l'ensemble du composite. Les fibres longitudinales peuvent être imagées comme structure hexagonale en nid d'abeille où la matrice polymère recouvre chacune des fibres en les liant ensemble. Mis à part cette fonction primaire, la matrice polymère permet également de protéger les fibres de l'environnement extérieur et plus important encore de transférer les

contraintes par cisaillement entre les fibres individuellement et prévenir le gauchissement de celles-ci. Les matrices thermoplastiques sont généralement moins utilisées en génie civil à cause de leurs propriétés variables en fonction de la température où les molécules ont tendance à glisser en présence de chaleur et à durcir lorsque refroidies. Les matrices thermodurcissables quant à elles ne peuvent être adoucies, mais se détériorent de façon irréversible sous des températures élevées. Ces matrices de polyesters, vinyliques ou époxydiques, quoique leurs polymérisations ne peuvent pas être réversibles, sont majoritairement utilisées à cause de leurs propriétés supérieures vis-à-vis le fluage et la résistance chimique par rapport aux matrices thermoplastiques. Les matrices vinyliques sont davantage destinées au renforcement interne des structures en béton par leurs fortes résistances aux acides et alcalines tandis que les époxyds servent plus aux renforcements externes par leurs fortes caractéristiques adhésives (Bisby, 2003).

Le Tableau 1. 2 fait la comparaison qualitative entre les différents types de PRF utilisés dans la construction. Comme on peut observer, les fibres de carbone surclassent de façon générale les fibres de verre et d'aramide.

Tableau 1. 2 Comparaison qualitative entre les différents types de PRF
Adapté de Bisby (2003)

Critères	Carbone	Verre	Aramide
Résistance à la traction	Très bien	Très bien	Très bien
Module d'élasticité	Très bien	Correct	Bien
Comportement à long terme	Très bien	Correct	Bien
Comportement en fatigue	Excellent	Correct	Bien
Masse volumique	Bien	Correct	Excellent
Résistance aux alcalins	Très bien	Correct	Bien
Coût	Correct	Très bien	Correct

1.3.3 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques des PRF dictent l'utilisation spécifique pour le concepteur. Cette partie traite des propriétés comme la relation contrainte-déformation, le fluage et la fatigue. Plusieurs facteurs influencent les propriétés mécaniques des PRF, notamment : (i) la méthode de fabrication; (ii) l'orientation des fibres dans la matrice; (iii) les propriétés mécaniques des fibres et de la matrice et (iv) les proportions relatives de fibres continues dans la matrice.

Les PRF sont caractérisés comme étant des matériaux anisotropes. Donc, les propriétés mécaniques mesurées dans les fiches techniques sont données selon la direction principale des fibres. Le module d'élasticité en tension longitudinale, comme montrée sur la Figure 1. 6, est obtenu à partir de la loi des mélanges :

$$E_{frp} = E_f V_f + E_m V_m \quad (1.3)$$

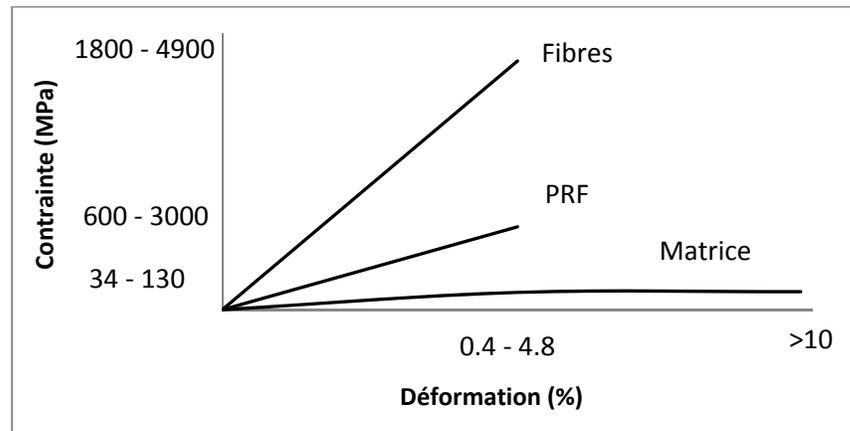


Figure 1. 6 Relations contrainte-déformation pour les fibres, la matrice et les PRF
Adaptée de Bisby (2004)

De façon générale, les fibres elles-mêmes ne sont pas vraiment affectées par le fluage en condition ambiante. Par contre, la matrice étant un matériau viscoélastique est plus sensible au fluage en fonction de la température et de l'humidité. De fait, les MCA vont avoir tendance à augmenter les contraintes sous une charge soutenue. Le niveau de fluage dépend grandement de la fraction des fibres et l'orientation de celles-ci en fonction de la charge. (Bisby, 2003).

La plupart des MCA ont un bon comportement en fatigue comparativement à l'acier. Cependant, les PRFC sont supérieurs aux autres types de fibres à cause de leurs grandes rigidités qui limitent les déformations dans la matrice polymère et préviennent ainsi la rupture par décollement entre les fibres. Les PRFV étant moins rigides, les contraintes de fatigue engendrent davantage de déformation dans la matrice augmentant ainsi la fissuration dans cette dernière. Les fibres d'aramide possèdent une rigidité intermédiaire, toutefois elles sont naturellement sensibles aux effets cycliques (Bisby, 2003).

Le Tableau 1. 3 présente une comparaison entre les propriétés mécaniques typiques des matériaux d'acier et les matériaux en PRF sous la forme habituellement employée dans la construction. Les MCA en fibres d'aramide semblent comparables à ceux en fibres de carbone, nonobstant le module de Young, ceux-ci (PRFA) sont, par contre, davantage affectés par des problèmes de durabilité.

Tableau 1. 3 Comparaison entre les différents types de PRF et l'acier de construction
Adapté de Bisby (2003)

Propriétés	Barre d'acier	Tendon d'acier	Barre PRFV	Tendon PRFC	Tendon PRFA
Résistance à la traction (MPa)	483 - 690	1379 - 1862	517-1207	1200 -2410	1200 -2068
Limite élastique (MPa)	276 - 414	1034 - 1396	N/A	N/A	N/A
Module d'élasticité en tension (GPa)	200	186-200	30-55	147-165	50-74
Déformation ultime (%)	>10	>4	2 - 4.5	1 - 1.5	2 - 2.6
Résistance en compression (MPa)	276 - 414	N/A	310 - 482	N/A	N/A
CTE ($10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)	11.7	11.7	9.9	0	-1 - 0.5
Gravité spécifique	7.9	7.9	1.5 - 2	1.5 - 1.6	1.25

1.3.4 Durabilité des PRF en construction

La durabilité requise à long terme des MCA dépend grandement des particularités spécifiques au projet ; type d'application, emplacement géographique, l'état de la structure existante ainsi que la qualité d'installation. Les conditions d'exposition sous les effets physiques (fluage et fatigue) et environnementales (humidité et milieux marins, alcalinité et corrosion, feu et hautes températures, cycles de gel-dégel et les températures froides ainsi que les radiations ultraviolettes) dictent le choix des fibres et de la matrice à préconiser pour l'utilisation spécifique.

La température est probablement le facteur qui influence le plus les propriétés des PRF et particulièrement la matrice. Il est recommandé de limiter l'exposition à la température de transition vitreuse pour les résines époxydiques moins 20°C (Bisby, 2003). Des dégradations au niveau de la performance et la durabilité peuvent résulter d'une exposition à des températures élevées, notamment, l'augmentation des déformations due à la charge soutenue, une vulnérabilité aux attaques chimiques et la pénétration d'humidité. Les gradients thermiques entre les différents matériaux (fibres, matrice et substrat) peuvent aussi influencer le comportement de la structure des MCA.

Contrairement aux croyances, les PRF ne sont pas totalement immunisés contre les environnements humides. La matrice peut être grandement affectée par l'absorption d'humidité qui peut causer des gonflements susceptibles d'induire des fissures et le décollement de l'interface fibre-matrice. Les fibres de carbone, contrairement à celle de verres et d'aramides, sont les moins affectées par les environnements humides (Bisby, 2006).

1.4 Conclusion partielle

Ce chapitre présente une révision théorique sur les paramètres majeurs influençant le comportement en cisaillement des poutres en BA sans renfort externe en PRF. Notons principalement le rapport a/d , la grosseur nominale des granulats, le ratio d'armature en

tension sur l'aire de la poutre, l'effet de dimension de la section et l'ajout d'armature transversale. Une brève revue sur l'historique des méthodes de calcul de la résistance à l'effort tranchant et une comparaison des propriétés mécaniques et physiques entre les différents types de fibres et de matrices que l'on retrouve sur le marché est également présentée.

CHAPITRE 2

COMPOTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF – REVUE DE LA LITTÉRATURE

Le comportement en cisaillement des poutres en BA conventionnel (sans renfort externe) est déjà un sujet fort complexe. En y ajoutant un paramètre supplémentaire, celui d'un renforcement externe collé en surface, les prédictions sur la résistance deviennent encore plus difficiles. Des modes de ruptures additionnels s'ajoutent en fonction du système de renforcement employé. Une liste de ceux attribuables au renforcement composé de lamelles préfabriquées est présentée dans le présent chapitre. Pour contrôler certains de ces mécanismes de ruine tels que le décollement/délaminage prématuré du renfort externe, des systèmes d'ancrage ont été développés au cours des dernières années. Plusieurs de ces systèmes utilisent des matériaux oxydables qui posent à priori un questionnement sur la durabilité à long terme. Pour le renforcement en cisaillement des poutres en Té, la majorité des systèmes d'ancrage consiste à fixer solidement le matériau composite dans la zone de compression. D'autres méthodes de renforcement, qui ne seront pas discutées ici, incluent des techniques communément appelées ETS et NSM qui utilisent le confinement du béton environnant. Les modèles de calcul dans les normes et manuels internationaux ne tiennent pas compte de la performance des systèmes d'ancrage, mais attribuent plutôt une limitation aux déformations effectives des PRF. Les modèles de calcul basés sur la résistance d'adhérence à l'interface PRF/béton sont davantage présents dans la littérature.

2.1 Dispositifs d'ancrage des PRF collés en surface

Khalifa et al. (1999)

Dans cette étude de l'université Missouri-Rolla, trois poutres en Té de dimensions 150 mm x 405 mm et d'une portée de 2 340 mm ont été testées en cisaillement avec un ratio a/d de 3.0. L'objectif du programme expérimental était de démontrer la performance d'un système d'ancrage baptisé U-Anchor pour le renforcement externe à l'aide de tissu en fibres de carbone. Aucune armature transversale en acier n'est présente dans la zone de test. Le

spécimen BT1 correspond à la poutre de référence sans renforcement externe. Le spécimen BT2 correspond à la poutre avec renforcement externe en tissu de fibres de carbone en forme de U, mais sans ancrage dans la zone de compression. Puis le spécimen BT3 est similaire au BT2, mais avec un ancrage réalisé dans la semelle à l'aide d'une barre de PRFV de diamètre 10 mm encastrée avec le tissu dans une rainure remplie d'époxy. La Figure 2. 1 montre les deux possibilités pour l'ancrage du tissu de renforcement. L'option 2 est utilisée dans cette recherche.

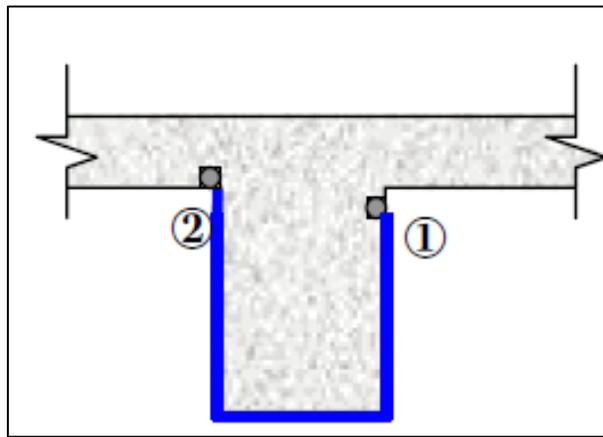


Figure 2. 1 Exemple d'application du système d'ancrage d'une section en T
Tirée de Khalifa et al. (1999)

Les résultats ont démontré une augmentation de la résistance en cisaillement du spécimen BT3 de 145 % et de 42 % comparativement aux spécimens BT1 et BT2, respectivement. Le spécimen BT2 a enregistré un gain de 72 % par rapport à BT1. Les déformations maximales dans le tissu en PRFC ont été de 0.0045 mm/mm (28 % de l'ultime) et de 0.0063 mm/mm (40 % de l'ultime) pour les spécimens BT2 et BT3, respectivement, à la rupture de la section. Le mode de rupture de la poutre de contrôle est en cisaillement par écrasement du béton et la poutre sans système d'ancrage (BT2) est également en cisaillement avec un décollement du renfort externe. Tandis que le spécimen BT3 n'a pas connu de décollement localisé, mais plutôt une rupture du renfort près de l'appui après que la poutre ait cédé en flexion. De ce fait, le comportement de ce spécimen est beaucoup plus flexible avec un déplacement au centre de la portée 3 fois supérieure à celui de BT2.

Czaderski et Motavalli (2002)

Dans cette étude au laboratoire EMPA en Suisse, six poutres en T de dimensions 150 mm x 500 mm et d'une portée de 3 500 mm ont été testées en cisaillement avec un ratio a/d de 2.9. L'objectif du programme expérimental était d'améliorer la conception des poutres en BA renforcées à l'aide de lamelles préfabriquées en forme de L sous différents paramètres de chargement (statique, pré fissuré, fatigue). Le renforcement interne en acier est composé d'étriers de diamètre 8 mm, espacés à 150 mm c/c. Le renforcement externe en PRFC est composé de lamelles préfabriquées de section transversale 40 mm x 1.4 mm, espacées de 300 mm c/c. L'ancrage est réalisé à l'aide d'un encastrement sur toute la hauteur de la table de compression de 120 mm. Quatre de ces poutres ont été testées statiquement jusqu'à la rupture : S1, spécimen de contrôle avec acier d'armature transversale; S2, spécimen de contrôle sans acier d'armature transversale; S3, spécimen avec renforcement externe seulement; et S4, spécimen avec acier d'armature transversale et renforcement externe. Une seule poutre a été préalablement fissurée à 0.3 mm en moyenne et testée statiquement jusqu'à la rupture. Il s'agit de S5, spécimen avec acier d'armature transversale et renforcement externe. Finalement, une seule poutre a été soumise à un effort de fatigue pour cinq millions de chargements cycliques sous des charges de 39 % et 59 % de la force ultime. Il s'agit de S6, spécimen avec acier d'armature transversale et renforcement externe. Le spécimen S6 a été ensuite testé sous charge statique jusqu'à la rupture. La Figure 2. 2 illustre le système de renforcement externe utilisé.

Les résultats statiques ont démontré une augmentation de la résistance en cisaillement de 95% pour S3 par rapport au spécimen de contrôle S2 et de 4.5% pour les spécimens S4 et S5 comparativement au spécimen de contrôle S1. Plusieurs conclusions ont été tirées par les auteurs notamment sur la présence du renforcement externe en PRFC : (i) modification du comportement fragile pour un comportement plus ductile due à la plastification des armatures longitudinales en tension; (ii) réduction des déformations dans les armatures transversales en acier; (iii) les aciers d'armature internes et les renforcements externes au cisaillement ont travaillé ensemble à la reprise des efforts; (iv) le mode de rupture observé pour les lamelles préfabriquées est la rupture attribuable au décollement des lamelles au niveau du

chevauchement dans la zone tendue. Pour le spécimen préfissuré S5, en plus des observations précédentes, les conclusions suivantes sont tirées : (i) la présence de la fissuration n'a causé aucune diminution de la capacité de la poutre à l'ultime, seulement la capacité de la poutre sous des charges de services est affectée; (ii) les déformations dans l'armature transversale en acier ont été légèrement supérieures à celles du spécimen S4. Pour le spécimen sous chargement cyclique S6 les conclusions suivantes sont tirées : (i) la faisabilité du système de renforcement a été démontrée pour des considérations de fatigue en limitant les dégradations accumulées; (ii) la charge de rupture atteinte sous charge statique subséquente à l'essai cyclique ainsi que le mode de rupture observé est similaire au spécimen S4; (iii) les contraintes de fatigue ont augmenté les déformations dans le renfort externe en PRFC, notamment durant les premiers cycles du chargement; et (iv) les déformations sont demeurées similaires à celles de la poutre S4 lors de l'essai statique. Enfin, pour des considérations de conception, les auteurs proposent l'utilisation de l'analogie du treillis à 45° comme pour l'acier d'armature transversale.

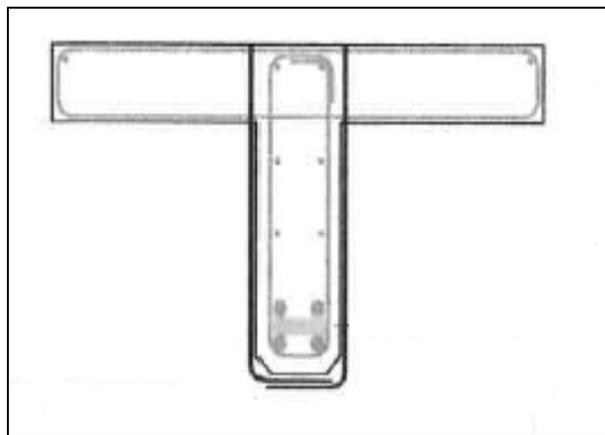


Figure 2. 2 Système de renforcement proposé
Adaptée de Czaderski et Motavalli (2002)

Galal et Mofidi (2010)

Dans cette étude, trois poutres en T de dimensions 155 mm x 280 mm et d'une portée de 2 400 mm ont été testées en cisaillement avec un ratio a/d 2.0. L'objectif du programme expérimental visait à vérifier la faisabilité et l'efficacité d'une nouvelle méthode d'ancrage

utilisant des ancrages mécaniques sur un renforcement en tissu non imprégné. L'acier d'armature transversale est composé d'étriers de diamètre 11.3 mm et sont espacés de 250 mm c/c. Deux de ces poutres ont été renforcées avec du tissu de fibres de carbone en forme de U continu en utilisant deux différents systèmes d'ancrage : (i) S-E-B où le renfort externe est imprégné et collé sur la surface de la section avec un prolongement de 100 mm sous la table de compression de part et d'autre de l'âme; et (ii) S-M-D où le renfort externe est non imprégné et enroulé autour d'une barre d'armature 25M fixée à l'aide d'ancrages mécaniques dans l'angle de l'intersection de l'âme et de la table de compression. Les résultats des essais statiques sont par la suite comparés à une poutre similaire de contrôle, S-C-O, avec armature transversale de diamètre 11.3 mm espacés de 150 mm c/c. La Figure 2. 3 illustre les systèmes de renforcement externe utilisés.

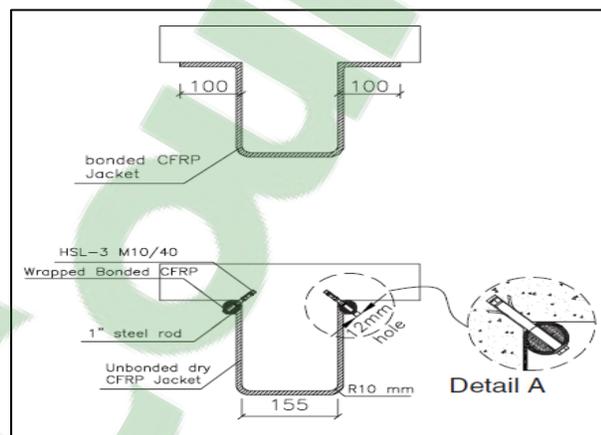


Figure 2. 3 Systèmes de renforcement proposé
Tirée de Galal et Mofidi (2010)

Les résultats ont démontré une augmentation de la résistance en cisaillement du spécimen S-M-D de 48 % et 16 % par rapport à S-C-O et S-E-B, respectivement. Les auteurs spécifient que le fait d'utiliser le tissu non imprégné, avec une contrainte de tension et un module élastique plus élevés, a permis d'améliorer légèrement la rigidité flexionnelle et de réduire les coûts de préparation de surface du béton. De plus, le mode de rupture relatif au décollement prématuré est, du fait même, évité.

Mofidi et al. (2012)

Dans cette étude réalisée au laboratoire de l'ÉTS, neuf poutres en T_e de dimensions 152 mm x 406 mm d'une portée de 3 110 mm ont été testées en cisaillement avec un ratio a/d de 3.0. L'objectif du programme expérimental était d'évaluer l'efficacité de différents systèmes d'ancrage pour le renfort externe en PRF. L'acier d'armature transversale des poutres en T_e de la série S3 correspond à des étriers de diamètre 8 mm espacés à 260 mm c/c. Quatre de ces poutres ont été renforcées avec du tissu de fibres de carbone en forme de U continu en utilisant différents systèmes d'ancrage : S3-EB-SBFA où le renfort externe est ancré sur l'âme de la poutre sous la table de compression avec une lamelle continue de 20 mm x 2.5 mm en PRFC; S3-EB-DAMA où deux plaques continues d'aluminium de chaque côté de l'âme prennent en sandwich le tissu composite avec des ancrages métalliques espacés de 175 mm c/c; S3-EB-ERBA où une barre en PRFC de diamètre 9.5 mm est encastrée avec un excédent de tissu dans une enclave de 15 mm x 15 mm dans la table de compression; et S3-EB-EFLA où une rainure de 5 mm x 22 mm est fabriqué dans la table de compression à l'intersection de cette dernière et l'âme de la poutre puis une lamelle continue de 20 mm x 2.5 mm en PRFC est inséré avec l'excédent de tissu du système de renforcement. Les poutres ont été comparées à des poutres renforcées à l'aide d'autres systèmes de renforcement, comme suit : S3-EB-NA avec tissu continu en fibres de carbone sans ancrage; S3-ETS où des barres de diamètre 12.7 mm à 130 mm c/c en PRFC sont noyées dans l'âme de la poutre verticalement; et S3-NSM où des barres de diamètre 9.5 mm en PRFC sont noyées sur l'âme de chaque côté dans des rainures de 15 mm x 15 mm espacées de 130 mm c/c. Des poutres similaires de contrôle sont également testées pour déduire la contribution du béton et de l'acier d'armature en cisaillement; S0-CON sans armature transversale ; S3-CON avec armature transversale de diamètre 8 mm espacés de 260 mm c/c. La Figure 2. 4 montre les systèmes de renforcement utilisés dans ce programme expérimental.

Les résultats ont démontré un gain moyen de la résistance en cisaillement de 41 % pour les spécimens avec dispositifs d'ancrage contre un gain de 25 % pour S3-EB-NA, 30 % pour S3-NSM et 45 % pour S3-ETS. Les déformations dans les étriers d'acier internes ont significativement diminué dans les spécimens ancrés (SBFA, DAMA, ERBA, EFLA). Le

mode de rupture des spécimens DAMA et EFLA a été en flexion tandis que tous les autres ont cédé en cisaillement. Un facteur d'ancrage, k_a , inversement proportionnel à la déformation effective des PRFC, ϵ_{fe} , basé sur les résultats expérimentaux a été développé dans le modèle de calcul proposé par Mofidi et Chaallal (2011b).

$$\epsilon_{fe} = 0.31 \frac{k_c \cdot k_L \cdot k_w}{k_a} \sqrt{\frac{f_c'}{t_f E_{frp}}} \leq \epsilon_{fu} \quad (2.1)$$

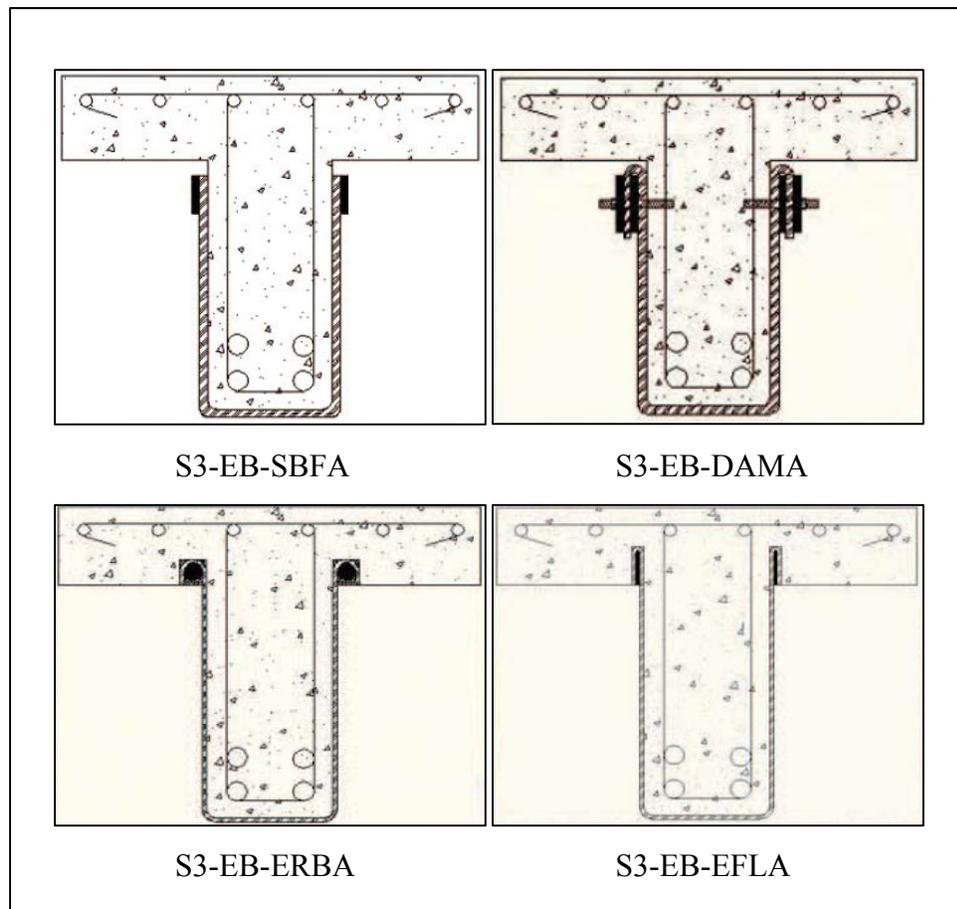


Figure 2. 4 Systèmes de renforcement proposés
Tirée de Mofidi et al. (2012)

Mofidi et al. (2013)

Dans cette étude réalisée aussi dans les laboratoires de l'ÉTS, six poutres en T de dimensions 152 mm x 406 mm d'une portée de 2 100 mm ont été testées en cisaillement avec un ratio a/d de 3.0. L'objectif du programme expérimental était d'évaluer la performance en cisaillement d'un renfort composé de lamelles préfabriquées en L en fonction de différentes longueurs d'encastrement dans la table de compression. L'acier d'armature transversale des poutres en T de la série S1 correspond à des étriers de diamètre 8 mm espacés de 175 mm c/c. Trois de ses poutres ont été renforcées avec des lamelles préfabriquées en fibres de carbone de sections 40 mm x 2 mm espacées de 175 mm c/c : S1-LS-NE, aucun encastrement du système de renforcement; S1-LS-PE, les lamelles préfabriquées sont partiellement ancrées dans la table de compression où des rainures de 50.8 mm x 12.7 mm x 25.4 mm de profondeur ont été façonnées dans la semelle vis-à-vis chacune des lamelles; et S1-LS-FE, les lamelles préfabriquées sont complètement ancrées dans la table de compression où des rainures de 50.8 mm x 12.7 mm x 102 mm de profondeur ont été façonnées dans la semelle vis-à-vis de chacune des lamelles. Les poutres ont été comparées à une poutre renforcée à l'aide du système de renforcement suivant : S1-EB-NA, avec tissu continu en fibres de carbone sans ancrage. Des poutres similaires de contrôle sont également testées pour déduire la contribution du béton et de l'acier d'armature en cisaillement : S0-CON, sans armature transversale; S1-CON, avec armature transversale de Φ 8 mm, espacés de 175 mm c/c.

Les résultats ont révélé un gain moyen de la résistance en cisaillement de 40 % pour les spécimens renforcés avec les lamelles en L avec des extrémités de 55 % pour S1-LS-FE et de 27 % pour S1-LS-NE. L'efficacité, ψ_f , du renforcement en tissu continu sans ancrage s'est avérée supérieure à celles des spécimens S1-LS-NE et S1-LS-PE. Le mode de rupture du spécimen FE a été en flexion de façon ductile tandis que tous les autres ont cédé en cisaillement. Les déformations dans les renforts externes des spécimens avec encastrement ont été amorcées sous des niveaux de chargement moins élevés que les spécimens sans ancrage, indiquant que la contribution en cisaillement de ces spécimens (S1-LS-PE et S1-LS-FE) est effective sous des charges de service limitant l'ouverture des fissures et la déflexion.

De plus, la rupture prématurée par décollement a été évitée dans les spécimens S1-LS-PE et S1-LS-FE.

Kalfat, Al-Mahaidi et Smith (2013)

Les auteurs ont procédé à une revue de la littérature exhaustive concernant différents dispositifs d'ancrage pour le renforcement externe en flexion et en cisaillement. Plusieurs méthodes de renforcement incluant les systèmes d'ancrage ont été évaluées à l'aide d'un coefficient d'efficacité adapté au modèle de calcul de ACI-440.2R (2008). Ce facteur d'ancrage, k_{fas} , est présenté dans une base de données selon les différents systèmes utilisés :

$$k_{fas} = \frac{\epsilon_{f, \max}}{k_v \epsilon_{fu}} \quad (2.2)$$

Les auteurs ont cité sept méthodes d'ancrage pour des poutres en T_e renforcées à l'aide de PRF qui ressortent de la littérature, en voici la liste :

1. Renforcement en forme de U continu avec prolongement du tissu sous le soffite de la table de compression (Khalifa, Belarbi et Nanni, 2000; Micelli, Annaiah et Nanni, 2002; Tanarslan, Ertutar et Altin, 2008);
2. Renforcement en enveloppe complète à l'aide de bandes de PRFC précontraintes insérées à travers la semelle (Hoult et Lees, 2009);
3. Renforcement en forme de U avec ancrage mécanique sur cornière ou plaques en acier à l'intersection de l'âme et de la table de compression (Aridome et al., 1998; Deifalla et Ghobarah, 2010; Micelli, Annaiah et Nanni, 2002; Ortega, Belarbi et Bae, 2009; Tanarslan, Ertutar et Altin, 2008);
4. Renforcement en forme de U à l'aide de lamelles préfabriquées où l'extrémité est encastrée dans la table de compression (Lee et Al-Mahaidi, 2008);
5. Renforcement en forme de U discontinu ancré avec un cordage en PRF;
6. Renforcement en forme de U où le substrat a été mécaniquement modifié (Kalfat et Al-Mahaidi, 2010);
7. Renforcement en forme de U ancré avec une bande de tissu en PRF unidirectionnelle ou bidirectionnelle collée longitudinalement (Al-Mahaidi et Kalfat, 2011).

Le renforcement en enveloppe complète à travers la table de compression selon la méthode (2) a obtenu le coefficient d'ancrage le plus élevé. Par contre, cette méthode requiert énormément de main-d'œuvre et est donc très coûteuse. Le comportement des poutres réhabilitées avec des renforts externes en PRFC à l'aide des ancrages métalliques (méthode 3) n'a pas été le même lorsque soumis à des efforts de cisaillement ou de flexion. Cette technique d'ancrage a démontré le plus petit coefficient, k_{fas} , vis-à-vis l'effort tranchant. L'ancrage à l'aide d'une bande de tissu en PRF longitudinale bidirectionnelle (méthode 7) a établi le plus haut niveau d'efficacité et les auteurs ont recommandé cette technique à cause de la facilité d'installation et son caractère non destructif. La méthode 4, avec encastrement des lamelles préfabriquées, a obtenu des résultats supérieurs à la moyenne, mais la quantité de données était très limitée. De même pour les ancrages en PRF (méthode 5), où les résultats sont très prometteurs au niveau de la performance et de la faisabilité, mais aucune donnée n'a été disponible sur l'ancrage lui-même. Les auteurs spécifient pour conclure que la quantité de données n'a pas été suffisante pour s'assurer d'une fiabilité convenable pour la conception.

El-Saikaly et Chaallal (2015)

Dans cette étude réalisée dans les laboratoires de l'ÉTS, six poutres en T de dimensions 152 mm x 406 mm et d'une portée de 3 110 mm ont été testées en cisaillement avec un ratio a/d de 3.0. L'objectif du programme expérimental était de comparer le comportement de poutre en béton soumise à un chargement cyclique (six millions de cycles) et statique (post-fatigue) pour deux techniques de renforcement externe en PRFC incluant du tissu imprégné et des lamelles préfabriquées encastrees dans la table de compression. L'acier d'armature transversale est constitué d'étriers de diamètre 8 mm, espacés selon les séries d'essais. Trois de ces poutres ont été renforcées avec des lamelles préfabriquées en fibre de carbone de dimensions transversales 20 mm x 1.4 mm espacées à 175 mm c/c entièrement insérées dans la semelle (100mm) : EBL-S0, sans armature transversale en acier; EBL-S3, avec armatures transversales en acier espacées de 260 mm c/c; et EBL-S1, avec armatures transversales en acier espacées de 175 mm c/c. Trois autres spécimens ont été renforcés avec du tissu en fibre de carbone d'une épaisseur laminée de 0.38 mm où le renfort externe est appliqué en forme de U continu sans ancrage : EBS-S0, sans armature transversale en acier; EBS-S3, avec

armatures transversales en acier espacées de 260 mm c/c; et EBS-S1, avec armatures transversales en acier espacées de 175 mm c/c.

Les résultats des spécimens sous charge statique ayant enduré l'essai cyclique ont démontré un gain de résistance en cisaillement de 52, 138, 59 et 25% pour les spécimens EBS-S0, EBL-S0, EBL-S3 et EBL-S1, respectivement, par rapport aux spécimens de contrôle correspondants testés statiquement seulement. Le mode de rupture des spécimens EBS-S3 et EBS-S1 lors de l'essai de fatigue a été en flexion à 5.6 et 5.0 millions de cycles, respectivement. Pour le spécimen EBS-S1, l'armature longitudinale a cédé sous les variations de contraintes. Les auteurs tirent les conclusions suivantes : (i) le comportement des spécimens est typique d'un essai de fatigue où la dégradation accumulée par fatigue est significative durant les premiers cycles et diminue par la suite très progressivement; (ii) le renforcement à l'aide de lamelles préfabriquées s'est avéré plus performant que le tissu en PRFC en fonction du nombre de cycles, du déplacement, du niveau de déformation dans les étriers interne, du gain de résistance en cisaillement et des dommages accumulés; (iii) bien que les spécimens EBS aient cédés pour la plupart en flexion, le nombre de cycles endurés est tout de même significatif suggérant que les spécifications dans les normes aux états limites de fatigue (ÉLF) des poutres sans renforcement externe puissent être appliquées aux poutres renforcées à l'aide du tissu; (iv) le rapport de la contrainte maximale enregistrée dans les armatures longitudinales sur la contrainte de plastification est de 82 % pour EBS-S1. Toutefois, ce rapport est de 84 % pour EBL-S1 sans rupture de l'armature de flexion; (v) l'efficacité des deux méthodes de renforcement sous des chargements cycliques a été démontrée par le fait que sur aucun des spécimens le renfort externe n'ait décollé de façon prématurée; (vi) les déformations maximales obtenues dans le renfort externe sont de 18 % (tissu) et de 14 % (lamelles) par rapport à la capacité ultime et (vii) l'interaction entre l'armature interne et le renfort externe a été observée durant les essais cycliques en accord avec la littérature sous chargement statique.

2.2 Mécanismes de ruine des systèmes de renforcement à l'aide de lamelles préfabriquées en PRF collées en surface

Les modes de rupture observés des poutres élancées peuvent s'avérer très différents en raison de la présence de l'armature transversale et du renforcement externe. Dans le cas de poutre dépourvue d'étriers en acier d'armature, les mécanismes primaires de rupture reliés au PRF sont : (i) le décollement/délaminage prématuré du renfort externe en PRFC et (ii) l'écrasement du béton. Tandis que d'autres mécanismes de ruine peuvent s'ajouter aux poutres armées en cisaillement et avec un niveau de chargement plus élevé, soit : (iii) la rupture initiée par le glissement du système d'ancrage (Godat, Prowt et Chaallal, 2015); (iv) la rupture attribuable au décollement des lamelles au niveau du chevauchement dans la zone tendue (Mofidi, Chaallal et Shao, 2014) et (v) la rupture par fracture du renfort en PRFC. La rupture initiée par la plastification des armatures transversales ou longitudinales n'est pas considérée comme mode de rupture primaire.

2.2.1 Rupture par décollement/délaminage du renfort en PRFC

Ce type de rupture est davantage relié au renfort sans système d'ancrage où la longueur de développement suffisante fait défaut. La configuration du système de renforcement est donc un facteur déterminant de la contribution des MCA à la résistance au cisaillement. Le renfort en U est certes plus performant que celui collé sur les faces latérales seulement, mais ne peut être comparé aux systèmes en enveloppe complète où ce mode de rupture est écarté dans la plupart des cas.

Le matériau utilisé pour améliorer la résistance en cisaillement affecte aussi le comportement du système vis-à-vis le décollement. Plus ce matériau est rigide, plus élevé est le risque d'obtenir une rupture par décollement comme mode primaire. Donc les systèmes constitués de lamelles en PRFC, généralement 3 à 5 fois plus épais que les tissus, sont plus sensibles localement. Cependant la surface de recouvrement des tissus augmente le risque d'un décollement généralisé (Bousselham, 2005).

La résistance du béton de recouvrement ainsi que la qualité de la préparation influencent l'adhérence à l'interface béton/PRF. En effet, le délaminage prématuré du substrat peut être évité en s'assurant une résistance en traction d'au moins 1.5 MPa. Le rôle de confinement joué par le ceinturage permet également d'augmenter la contribution du béton dans le cas de renforcement d'une colonne par exemple. À contrario, un béton de plus haute résistance n'a pas eu d'effet significatif sur la force d'adhérence d'un système de renforcement constitué de lamelles (Godat, Prowt et Chaallal, 2015).

Le décollement du renfort externe en PRFC est davantage présent dans le cas de poutre pourvue d'armature transversale interne étant donné que les charges supportées sont habituellement plus élevées. Cependant, la fissuration diffuse observée dans ce type de poutre tend à répartir les contraintes sur une plus grande surface évitant ainsi un décollement/délaminage local. La plastification des étriers internes doit survenir en second plan afin de considérer ce mode de rupture comme étant celui qui a causé la ruine de la section.

Le modèle suivant proposé par Mofidi et Chaallal (2011b) fait référence à un renforcement constitué de tissus ou de lamelles en forme d'étrier sans ancrage.

$$P_{\text{bond}} = P_{\text{max}} = A_f f_{fe} \quad (2.3)$$

$$k_c k_L k_w L_e w_f \tau_{\text{eff}} = t_f w_f E_{f_{rp}} \varepsilon_{fe} \quad (2.4)$$

Donc

$$\varepsilon_{fe-w} = \frac{k_c k_L k_w \tau_{\text{eff}} L_e}{t_f E_{f_{rp}}} = 0.31 k_c k_L k_w \sqrt{\frac{\sqrt{f_c'}}{t_f E_{f_{rp}}}} \leq \varepsilon_{fu} \quad (2.5)$$

Où

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{f_{rp}} t_f}{2 f_{ct}}} \quad (2.6)$$

$$\tau_{eff} = \beta \sqrt{f_c'} \quad (2.7)$$

La contrainte moyenne d'adhérence en cisaillement à la rupture, τ_{eff} , a été confirmée par Chen et Teng (2001) comme étant proportionnelle à la racine carrée de la résistance du béton en compression multiplié par un coefficient de glissement en cisaillement, β , évalué à 0.315 selon le 95^e rang centile d'une étude statistique.

Le coefficient, k_c , tient compte de l'effet de la présence de l'armature transversale sur la déformation effective des PRFC. Celui-ci a été calibré en fonction de la largeur effective sur la profondeur effective de la section avec un angle de 45⁰. Pour un renforcement en forme d'étrier en U :

$$k_c = \frac{w_{fe}}{d_f} = \frac{0.6}{\sqrt{\rho_f E_{fp} + \rho_s E_s}} \quad (2.8)$$

Le coefficient, k_L , tient compte de l'effet de la longueur d'ancrage insuffisante ($L_{max} < L_e$). Ce coefficient a été proposé par Holzenkämpfer (1997) et Neubauer et Rostasy (1997)

$$k_L = \begin{cases} 1 & \text{si } \lambda \geq 1 \\ (2 - \lambda) \cdot \lambda & \text{si } \lambda < 1 \end{cases}; \quad \lambda = \frac{L_{max}}{L_e} \text{ et } L_{max} = \frac{d_f}{\sin \alpha} \text{ pour configuration en U} \quad (2.9)$$

Le coefficient, k_w , tient compte de l'effet de la largeur des bandes, w_f , sur l'espacement, s_f , de ceux-ci. Ce coefficient a été modifié par Chen et Teng (2001) à partir d'essais d'arrachement. Des travaux additionnels doivent toutefois être poursuivis pour l'application aux poutres en béton armé selon différente combinaison de w_f et s_f (Mofidi et Chaallal, 2011b).

$$k_w = \sqrt{\frac{2 - w_f/s_f}{1 + w_f/s_f}} \quad (2.10)$$

2.2.2 Rupture par écrasement du béton

La résistance en compression des mélanges du béton utilisés dans les constructions existantes qui nécessitent un renforcement à l'aide de PRF collé en surface est généralement inférieure à 30 MPa. La rupture par écrasement du béton est donc prévu dans les structures où un système d'ancrage reconnu prévient le décollement prématuré. Des limitations sur la déformation effective des PRF pour conserver l'intégrité des mécanismes internes de résistance du béton, notamment l'imbrication des granulats, sont imposées dans les principales normes de conception.

La norme américaine ACI-440.2R (2008) exige que la somme des contributions des composante transversales, V_s et V_f , soit inférieure ou égale à :

$$V_s + V_{frp} \leq 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d \quad (\text{MPa; mm}) \quad (2.11)$$

Les normes canadiennes CSA-S6 (2014) et CSA-S806 (2012) plafonnent elles aussi la contribution de l'ensemble des éléments résistant à l'effort tranchant à :

$$V_r = V_c + V_s + V_{frp} \leq 0,25 f_c' b_w d_v \quad (2.12)$$

Également avec l'Eurocode 2 (EC2, 2004) où :

$$V_{Rd, \max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.13)$$

2.2.3 Rupture initiée par le glissement d'un système d'ancrage en cordage de PRF

Ce mode de rupture est à prévoir dans les structures avec armatures transversales en raison des fortes charges qui peuvent dépasser la force d'adhérence à l'interface cordage/lamelle. Bien que la fonction primaire du système d'ancrage soit d'éviter un décollement prématuré de la lamelle préfabriquée sous-jacente, celui-ci peut glisser. Une étude récente réalisée dans les laboratoires de l'ÉTS a permis d'évaluer l'effet de la longueur d'ancrage sur des lamelles préfabriquées de différentes largeurs (Godat, Prowt et Chaallal, 2015). Il en est ressorti

qu'une largeur de lamelle avoisinant le diamètre du cordage utilisé est plus efficace pour ancrer adéquatement la lamelle et reprendre les contraintes sur toute la largeur. Un facteur d'ancrage (k_a) est alors introduit dans la formulation théorique de la force d'adhérence afin d'en augmenter la capacité. Ce facteur varie de 1.5 à 2.1 pour des longueurs d'ancrage de 133 et 247 mm respectivement pour des lamelles de 20 mm de largeur. Les auteurs précisent que le facteur d'ancrage, k_a , a été calibré en fonction des résultats expérimentaux avec un échantillonnage limité.

2.2.4 Rupture par décollement des lamelles au niveau du chevauchement dans la zone tendue

La face inférieure de l'âme de la poutre doit être suffisamment large pour permettre à la branche courte de la lamelle préfabriquée en L de développer sa pleine résistance au niveau du chevauchement. Des essais réalisés sur des blocs de béton ont permis de déterminer la charge nécessaire pour causer le décollement du chevauchement sous le soffite de la poutre (Mofidi, Chaallal et Shao, 2014).

$$P_{fo} = \left\{ L_e \cdot \min(L_{dv}, L_e) - 0.5(L_e - w_f) \cdot [\min(L_{dv}, L_e) - w_f] \right\} \cdot \tau_{eff} \quad (2.14)$$

Où

$$L_e = \sqrt{\frac{E_{frp} t_f}{2f_{ct}}} \quad (2.15)$$

Et L_{dv} correspond à la longueur physique de la branche courte de l'équerre préfabriquée en L. La contrainte d'adhérence en cisaillement, τ_{eff} , peut être prise égale à la résistance en traction du béton, f_{ct} , qui est inférieure à celle de l'époxy utilisé. Cette résistance est approximée selon la relation suivante basée sur f'_c (Mirza, MacGregor et Hatzinikolas, 1979),

$$f_{ct} = 0.53\sqrt{f'_c} \quad (2.16)$$

La déformation effective des lamelles préfabriquées en L due à ce mode de rupture correspond à :

$$\varepsilon_{ef-o} = \frac{P_{fo}}{2t_f E_{fip} w_f} \quad (2.17)$$

2.2.5 Rupture par fracture du renfort en PRFC

Du fait que le comportement des matériaux composites soit linéaire élastique jusqu'à la rupture justifie ce mode de rupture. Par contre, dans le cas d'une poutre soumise à des contraintes de cisaillement, l'écrasement du béton est à prévoir bien avant d'observer une fracture du renfort externe. La norme européenne *fib*-TG-9.3 (2001) tient compte dans son modèle de la résistance du béton et considère ce mode de rupture primaire pour des sections en enveloppe complète ou correctement ancrées composées de PRFC (Triantafillou et Antonopoulos, 2000). Dans les normes nord-américaines (ACI-440.2R, 2008; CSA-S6, 2014; CSA-S806, 2012), une limitation sur la déformation effective est introduite pour satisfaire l'imbrication des granulats, mais aussi pour éviter la rupture fragile du renfort en PRFC. La déformation effective imposée des PRF est toutefois limitée à 75% de la déformation ultime, ε_{fu} .

2.3 Modèle de calcul des systèmes de renforcement externe en PRF

2.3.1 Évolution

L'utilisation des MCA au Canada a été promue par la Société canadienne du génie civil (SCGC/CSCE) lors de la création d'un comité technique vers la fin des années quatre-vingt. Les efforts de ce comité et le support financier du gouvernement fédéral ont permis la mise sur pied du réseau canadien de Centres d'excellence sur les innovations en structures avec systèmes de détection intégrés (ISIS Canada) en 1995. Ce centre de recherche fournit en outre de l'information éducative et fait la promotion de l'utilisation des PRF pour la construction, le renforcement et le monitoring. Les normes canadiennes ont suivi les développements des groupes de recherche pour inclure un chapitre 16 "Ouvrages renforcés

de fibres" dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6) en 2000. Par contre, seulement l'édition 2006 traite du renforcement externe en PRF pour le confinement, la flexion et le cisaillement. Pour ce qui est des bâtiments, le Groupe CSA a publié en 2002 les Règles de Calcul et de Construction des Structures de Bâtiment contenant des Polymères Renforcés de Fibres (CSA-S806) en incluant tous les aspects de l'utilisation des PRF à l'exception des platelages composés de sections structurales pultrudées.

Aux États-Unis, c'est la National Science Foundation et le FHWA qui ont commandité les recherches sur les MCA dans les mêmes années qu'au Canada. En 1991, un comité est créé, « FRP Reinforcement » (ACI Committee 440), pour produire des guides de conception sur l'utilisation des PRF dans la construction des structures en BA : (i) Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars (ACI-440.1R) et (ii) Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI-440.2R). Le plus récent guide pour l'utilisation externe est celui de 2008.

Les recherches en Europe ont démarré plus tôt qu'en Amérique du Nord dans les années 1960. Un programme de recherche européen (EUROCRETE) de 1993 à 1997 a rallié plusieurs pays, dont la Grande-Bretagne, la Suisse, la France, la Norvège et les Pays-Bas (Bakis et al., 2002). La Fédération Internationale du Béton (FIB) a formé un groupe de travail (TG 9.3) sur le renforcement des structures en béton à l'aide de PRF en 1993 avec une approche semblable au Code Model et à l'Eurocode 2. Des sous-groupes de travail d'universités, d'institut de recherche (EMPA) et de représentant de compagnie ont publié des bulletins sur les différentes facettes du renforcement à l'aide de PRF. Le bulletin 14 sur l'utilisation externe des PRF est présenté par Sika. Des guides internes ont été développés par quelques pays d'importance tels que la Grande-Bretagne (TR-55), l'Italie (CNR-DT200) et l'Australie (CIDAR). L'approche est similaire aux développements faits au Japon, au Canada et aux États-Unis.

2.3.2 Modèle de l'ACI 440.2R (2008)

La norme américaine (ACI-440.2R, 2008) permet trois types de configurations du renfort externe regroupé en deux catégories : (i) renforcement en enveloppe complète et (ii) renforcement sur deux côtés (sides bonded) et sur trois côtés (U-wrap). Basée sur une étude de fiabilité, la norme recommande d'utiliser un coefficient de réduction, ψ_f , de 0.95 pour une configuration fermée et de 0.85 pour la seconde catégorie. La contribution des PRF à la résistance en cisaillement est obtenue de l'équation suivante :

$$V_{frp} = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (2.18)$$

Où l'aire de la section transversale des PRF est obtenue de :

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (2.19)$$

Et la contrainte effective est obtenue à partir de la déformation effective :

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_{frp} \quad (2.20)$$

La hauteur effective du renforcement externe en PRF, d_{fv} , est prise égale à la distance entre le centre de gravité des aciers d'armatures longitudinales et la fibre extrême comprimée du renforcement externe en PRF.

Le calcul de la déformation effective dépend de la configuration du renfort externe. Pour le renforcement en enveloppe complète, cette déformation de conception est limitée à 0.4% pour conserver l'intégrité de l'imbrication des granulats en fonction de la limite suivante :

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu} \quad (2.21)$$

Pour la seconde catégorie sur les faces latérales ou en forme de U où il y a risque de décollement prématuré, la déformation effective des PRF est réduite par un coefficient de liaisonnement de la façon suivante (Khalifa et al., 1998) :

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (2.22)$$

Où

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11\,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \text{ en unités SI} \quad (2.23)$$

Avec

$$L_e = \frac{23\,300}{(n t_f E_{f_{rp}})^{0.58}} \text{ en unités SI} \quad (2.24)$$

$$k_1 = \left(\frac{f_c'}{27} \right)^{2/3} \text{ en unités SI} \quad (2.25)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{pour U-wraps} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{pour sides bounded} \end{cases} \quad (2.26)$$

La norme prévoit l'utilisation d'ancrage à la terminaison du renforcement externe dans la zone de compression pour développer davantage les contraintes de tension, mais limite la déformation effective des PRF à 0.004. La norme réitère la limite accordée à l'acier d'armature transversale pour contrôler l'écrasement du béton en y ajoutant la contribution des PRF :

$$V_s + V_{f_{rp}} \leq 0.66 \sqrt{f_c'} b_w d \text{ en unités SI} \quad (2.27)$$

2.3.3 Modèle du CSA S-806 (2012)

La norme canadienne des bâtiments (CSA-S806, 2012) permet trois types de configurations du renfort externe: (i) renforcement pour les sections entièrement recouvertes, (ii)

renforcement pour les sections dotées d'étriers en U et d'un système d'ancrage reconnu et (iii) renforcement pour les sections dotées d'étriers en U sans système d'ancrage ou bandes liaisonnées sur le côté. La contribution des PRF à la résistance en cisaillement est obtenue de l'équation suivante :

$$V_{fpr} = \frac{A_f E_{fpr} \varepsilon_{fe} d_v (\cot \theta + \cot \alpha_f) \sin \alpha_f}{s_f} \quad (2.28)$$

L'angle d'inclinaison de la fissure, θ , est calculé selon la norme (CSA-A23.3, 2014). Cet angle est de 35° dans la méthode simplifiée et dépend de la déformation de l'armature longitudinale, ε_x , dans la méthode générale.

Le calcul de la déformation effective dépend de la configuration du renfort externe. Cette déformation de conception est limitée pour conserver l'intégrité de l'imbrication des granulats en fonction de la limite suivante :

$$\varepsilon_{fe} = 0.006 < 0.75 \varepsilon_{fu} \quad \text{pour les sections entièrement recouvertes} \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.005 < 0.75 \varepsilon_{fu} \quad \text{pour les sections dotées d'étriers PRF en U} \\ \text{et d'un système d'ancrage reconnue} \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} < 0.004 \quad \text{pour les sections dotées d'étriers PRF en U} \\ \text{sans système d'ancrage} \\ \text{ou bandes liaisonnées sur le côté} \quad (2.31)$$

D'où

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11\,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \quad (2.32)$$

Avec

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.33)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad (2.34)$$

$$L_e = \frac{23\,300}{(n t_f E_{fpr})^{0.58}} \quad (2.35)$$

La norme réitère la limite accordée à l'acier d'armature transversale pour contrôler l'écrasement du béton en y ajoutant la contribution des PRF :

$$V_c + V_s + V_{fpr} \leq 0.25 \phi_c f'_c b_w d_v \quad (2.36)$$

2.3.4 Modèle du CSA S6 (2014)

La norme canadienne des ponts routiers (CSA-S6, 2014) exige que les renforts externes en U soient convenablement ancrés dans la zone de compression. Elle permet deux types de configurations du renfort externe: (i) renforcement pour les sections entièrement enveloppées, (ii) renforcement pour les sections dotées d'étriers en U et d'un système d'ancrage par bandes horizontales ou dans la dalle. La contribution des PRF à la résistance en cisaillement est obtenue de l'équation suivante :

$$V_{fpr} = \frac{\phi_f E_{fpr} \varepsilon_{fe} A_f d_f (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s_f} \quad (2.37)$$

La hauteur effective du renforcement externe en PRF, d_{fpr} , dépend de la configuration choisie et de la présence de PRF en tension pour la flexion. Pour un renforcement entièrement enveloppé sans PRF pour la flexion, elle est prise égale à la distance entre le centre de gravité des aciers d'armatures longitudinales et la fibre extrême du béton comprimée, d_v . Pour un renforcement en forme de U sans PRF pour la flexion, elle est prise égale à 90 % de la hauteur réelle du PRF sans être inférieure à 72 % de la hauteur de la section, $0.9h_{fpr} \geq 0.72h$.

L'angle d'inclinaison de la fissure, θ , est calculé selon la norme (CSA-S6, 2014). Cet angle est de 42° dans la méthode simplifiée et dépend de la déformation de l'armature

longitudinale, ε_x , et de l'espace de la fissuration diagonale selon, s_{ze} , dans la méthode générale.

Le calcul de la déformation effective dépend de la configuration du renfort externe. Cette déformation de conception est limitée pour conserver l'intégrité de l'imbrication des granulats en fonction de la limite suivante :

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 < 0.75\varepsilon_{fu} \text{ pour les sections entièrement enveloppées} \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} < 0.004 \text{ pour les autres configurations} \quad (2.39)$$

Où

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11\,900\varepsilon_{fu}} \leq 0,75 \quad (2.40)$$

Avec

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.41)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \quad (2.42)$$

$$L_e = \frac{23\,300}{(t_f E_{frp})^{0.58}} \quad (2.43)$$

Comme pour la norme canadienne des bâtiments (CSA-S806, 2012), la valeur du coefficient adimensionnel appliqué à κ_v pour la configuration de l'enveloppe, k_2 , permet la possibilité d'un renforcement externe sur les faces latérales où $d_f > 2L_e$. Ce qui donne une valeur négative dans la norme américaine (ACI-440.2R, 2008).

La norme réitère la limite accordée à l'acier d'armature transversale pour contrôler l'écrasement du béton en y ajoutant la contribution des PRF :

$$V_c + V_s + V_{frp} \leq 0.25 \phi_c f_c' b_w d_v \quad (2.44)$$

2.3.5 Modèle du *fib* TG 9.3 (2001)

La Fédération Internationale du Béton publie le Bulletin 14 basé sur des courbes de puissance d'études expérimentales menées par (Taljsten, 1999; Triantafillou, 1998). Les équations sont calculées selon l'eurocode 2 (EC2, 2004) comme suit :

$$V_{fd} = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{frp} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2.45)$$

Où

$$\rho_f = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f} \quad (2.46)$$

L'angle d'inclinaison principale de la fissure diagonale selon l'axe de la membrure est supposé égal à 45^0 . Ce modèle de calcul prévoit trois configurations possibles du renfort externe en FRP et dicte les équations de la déformation effective, $\varepsilon_{f,e}$, selon les modes de rupture; (i) renforcement en enveloppe complète ou adéquatement ancré en PRF, (ii) renforcement sur deux côtés (side bonded) et sur trois côtés (U-wrap) en PRFC et (iii) renforcement en enveloppe complète en PRFA. Les équations sont présentées comme suit :

$$(i) \varepsilon_{fe} = 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{frp} \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad \text{Contrôlée par la rupture des PRF} \quad (2.47)$$

$$(ii) \varepsilon_{fe} = \min \begin{cases} 0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{frp} \rho_f} \right)^{0.56} \times 10^{-3} & \text{Contrôlée par le décollement de PRF} \\ 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{frp} \rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} & \text{Contrôlée par la rupture des PRF} \end{cases} \quad (2.48)$$

$$(iii) \varepsilon_{fe} = 0.048 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{frr} \rho_f} \right)^{0.47} \varepsilon_{fu} \quad \text{Contrôlée par la rupture des PRF} \quad (2.49)$$

Ce code modèle précise que les déformations effectives des PRF sont obtenues expérimentalement, par des courbes de puissance, avec des déformations inélastiques dans l'acier d'armature interne. Si cela n'est pas le cas, il est recommandé d'utiliser la déformation effective des PRF dans le calcul de la contribution des étriers en acier internes. Pour des considérations de conception, la valeur de la déformation effective des PRF ainsi calculée est réduite par un coefficient k de la façon suivante :

$$\varepsilon_{fk,e} = k \varepsilon_{fe} \quad \text{avec } k = 0.8 \quad (2.50)$$

Cette valeur caractéristique de la déformation effective des PRF est divisée par un facteur de sécurité partiel disponible au Tableau 2. 1. Une limite supérieure de 0.006 est proposée par différents chercheurs (Khalifa et al., 1998; Priestley et Seible, 1995; Triantafillou et Antonopoulos, 2000) pour assurer l'intégrité du béton et sécuriser l'activation de l'imbrication des granulats.

Le modèle de calcul prévoit une limite à la contribution des PRF de la façon suivante :

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{cd} + V_{wd} + V_{fd} \\ V_{Rd, \max} \end{cases} \quad (2.51)$$

2.3.6 Résumé des coefficients de tenue applicables aux PRF

Le calcul aux états limites ultimes exige des coefficients de résistance pour calculer la contribution du renfort externe en PRF, comme celle du béton et de l'acier d'armature interne. Ces coefficients sont basés pour la plupart sur des études statistiques par des lois normales. Le Tableau 2. 1 montre les différents coefficients de résistance pour le cisaillement pour des applications à liaisonnement externe.

Tableau 2. 1 Résumé des coefficients de tenue applicable à l'état limite ultime, ϕ_f

ACI 440.2R (2008)	0.75
CSA S-806 (2012)	0.65
CSA S6 (2014)	0.80 (PRFC)*, 0.70 (PRFV)*, 0.55 (PRFA)*
fib TG 9.3 (2001)	0.83 (PRFC)**, 0.77 (PRFV)**, 0.80 (PRFA)**

* Fabrication par pultrusion

** Application d'un système préfabriqué sous des conditions normales de contrôle de qualité. Application d'un système par couche imprégné où toutes les considérations sont prises pour assurer un contrôle de qualité supérieure et une installation optimale.

2.4 Conclusion partielle

Ce chapitre passe en revue les différentes méthodes d'ancrage des PRF collés en surface reportées dans la littérature ainsi que les modes de ruptures additionnels attribuables aux renforts externes en lamelles préfabriquées. Les principales lignes directrices pour la conception selon les guides couramment cités sont aussi présentées. Il a été démontré que l'ajout d'un système d'ancrage dans la zone comprimée augmente la contribution du renfort externe d'environ 40% pour une poutre sans armature transversale interne. Ce gain passe de 15 à 30% dépendamment du taux d'étriers internes en acier et du système de renfort utilisé. Dans la plupart des cas, le mode de rupture en cisaillement est évité par l'atteinte de la capacité flexionnelle de l'armature longitudinale. Les modèles proposés dans les normes citées sont tous basés sur l'analogie du treillis. Les différences majeures se retrouvent dans le choix ou le calcul de la déformation et de la profondeur effective des PRF ainsi que l'angle variable présenté par les normes canadiennes. Excepté le guide européen, l'ensemble de ces normes présentent un modèle d'adhérence basé sur une longueur effective de développement d'ancrage. Par contre, le ratio de la largeur sur l'espacement des bandes de PRF (w_f/s_f), le patron de fissure existant, le taux d'armature interne en cisaillement et la présence de l'ancrage des PRF dans la zone comprimée ne sont toujours pas pris en compte.

CHAPITRE 3

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL SOUS CHARGEMENT CROISSANT

3.1 Mise en contexte

La complexité de la rupture en cisaillement des poutres en BA a mené aux développements de nombreuses formulations empiriques pour expliquer son comportement à l'ultime. Les modèles de calculs présentés, treillis 45⁰ et théorie du champ de compression, jusqu'ici sont basés en majorité sur des considérations expérimentales et l'approche exclusivement analytique fait souvent défaut. Le comportement à l'effort tranchant des poutres en BA avec renforcement externe collé en surface ne fait pas exception. La quantité d'études expérimentales est encore aujourd'hui limitée et le sujet nécessite davantage d'investigations en laboratoire pour comprendre le cheminement et la distribution des efforts internes. Le choix des paramètres d'essais a souvent porté sur les propriétés des PRF et non sur ceux influençant d'abord les poutres en BA sans renforcement, tels que (i) le rapport a/d ; (ii) l'imbrication des granulats; (iii) l'effet goujon et (iv) l'effet d'échelle. Parmi les différents paramètres d'influence majeurs sur le comportement des poutres en BA avec renforcement, le mécanisme d'interaction entre les étriers d'acier internes et les renforts externes en FRP est difficilement dissociable. Le choix de ce paramètre d'étude est d'abord basé sur (i) les anciennes pratiques de conception à l'effort tranchant; (ii) les pertes de section due à la corrosion; (iii) les prescriptions manquantes dans les normes en vigueur et (iv) les observations faites dans les autres recherches disponibles dans la littérature. La longueur de développement insuffisante du renforcement externe a souvent été observée dans la communauté scientifique. Cette problématique a permis de développer différents systèmes d'ancrage pour remédier au décollement prématuré des PRF collés en surface. La durabilité des ancrages mécaniques employés est douteuse et leur efficacité sismique ne répond pas aux exigences de torsion de ce domaine où des étriers fermés sont requis (ACI-318, 2014).

Dans le cadre de cette recherche, un cordage en PRFC est utilisé avec des lamelles préfabriquées comme système de renforcement complet. L'utilisation d'un cordage en PRF permet de mitiger les problèmes d'infiltration et de corrosion du système d'ancrage mécanique et offre une enveloppe plus ou moins complète de la section dépendamment de la configuration choisie. À la connaissance de l'auteur, ce système de renforcement en étriers de PRF fermés avec l'utilisation d'un cordage en PRFC a fait l'objet d'aucune recherche à l'extérieur de l'ÉTS.

3.2 Programme d'essais

Le programme expérimental s'est déroulé dans le laboratoire de l'équipe de recherche du DRSR à l'ÉTS. Neuf poutres ont été fabriquées pour réaliser les essais statiques. Ces spécimens représentent des poutres de pleine grandeur en BA de section en T. Les paramètres suivants ont été étudiés pour s'assurer de la performance du système d'ancrage en PRFC pour le renforcement en cisaillement à l'aide de lamelles préfabriquées en L collées en surface :

- le taux d'armature transversale interne (S0, S3 et S1);
- la configuration du système d'ancrage (RW et RF);
- la faisabilité du système de renforcement en cisaillement à l'aide d'étriers fermés en PRFC.

Le taux d'armature transversale interne est un paramètre d'une grande importance dans le comportement à l'effort tranchant d'une structure en BA. Il s'agit d'une variable d'essai de premier plan d'autant plus que l'interaction entre ce taux et le renforcement externe en PRF est absente des principaux codes et modèles de calculs. Le taux d'armature transversale des séries mises à l'essai est variable entre (i) une structure sans étriers en acier (S0); (ii) une structure dimensionnée avec près de cinq fois la quantité minimale d'acier d'armature transversale selon les normes canadiennes (S3) et (iii) une structure dimensionnée avec un peu plus de sept fois la quantité minimale d'acier d'armature transversale selon les normes canadiennes (S1). La performance du renforcement externe est comparée, pour chaque taux

d'armature transversale (S0, S3 et S1), avec une structure analogue de contrôle (CON) sans renforcement externe. L'efficacité de chacune des configurations du système externe en étriers fermés est analysée en termes de gain en résistance et en ductilité. La configuration du système d'ancrage avec le cordage à travers la semelle supérieure (RF) ou à travers l'âme (RW) a été étudiée pour vérifier la faisabilité d'un tel système de renforcement en fonction de considération physique sur le terrain. La majorité des structures en BA sont coulées de façon monolithique avec la dalle supérieure. Le choix d'intervenir sur le dessus de la semelle entraîne beaucoup de complications qui doivent être appuyées par des performances supérieures offertes.

Plusieurs paramètres d'études, notamment sur la contribution du béton à la résistance en cisaillement (dimension des granulats et taux d'armature longitudinale), demeurent constants parmi les spécimens étudiés. Il en est de même pour le rapport de la portée en cisaillement sur la profondeur utile (a/d), égale à 3.0, représentatif d'une poutre élancée. Ce rapport a été choisi pour appliquer l'hypothèse de Navier-Bernoulli dans l'approche analytique qui sera développée dans le CHAPITRE 6, section 6.2.

3.3 Nomenclature des poutres

Le Tableau 3. 1 montre les poutres d'essais expérimentaux pour le chargement croissant. Le terme CON est employé pour désigner les essais de contrôle sans renforcement, l'abréviation LS est utilisée pour L-Shape, puis RF et RW pour signifier la configuration du système d'ancrage, Rope Flange et Rope Web, respectivement. Chacune des séries est regroupée ensemble selon le taux d'armature transversale (i) S0 : sans étrier interne en acier, (ii) S3 : $s = 3d/4 = 260$ mm: espacement des étriers en acier selon la profondeur utile de la section en BA ($\rho_s = 0.26\%$), et (iii) S1 : $s = d/2 = 175$ mm: espacement des étriers en acier selon la profondeur utile de la section en BA ($\rho_s = 0.39\%$),

3.4 Description des poutres

Les prochaines sections traitent de la géométrie des poutres d'essai, les étapes de fabrication incluant les propriétés mécaniques des matériaux, l'instrumentation des jauges de déformation et des capteurs de déplacement requis pour l'analyse des résultats. La procédure de chargement statique et le système d'acquisition de données sont présentés à la fin du présent chapitre.

Tableau 3. 1 Spécimens d'essais expérimentaux

Système d'ancrage	$s = 0$	$s = 3d/4$	$s = d/2$
Contrôle (sans renforcement)	S0-CON	S3-CON	S1-CON
Configuration du cordage à travers l'âme	S0-LS-RW	S3-LS-RW	S1-LS-RW
Configuration du cordage à travers la semelle	S0-LS-RF	S3-LS-RF	S1-LS-RF

La géométrie de l'ensemble des neuf poutres est identique, autant pour les dimensions que le profil de la section. Le choix d'une section en T est basé sur des considérations pratiques qui sont observées sur le terrain. Chaque spécimen de 4 520 mm de long représente deux poutres sur appui simple d'une portée de 3 110 mm. L'emplacement du système de renforcement externe en PRFC dans la zone de test est semblable pour toutes les séries. La Figure 3. 1 et la Figure 3. 2 montre les différents emplacements des composantes et dimensions des sections incluant également les jauges de déformation interne sur les armatures en acier et celles externes sur les lamelles en PRFC.

Les poutres ont une hauteur totale de 406 mm incluant la table de compression, h_f , de 102 mm. La largeur de la semelle supérieure, b_{eff} , est de 508 mm et la largeur de l'âme, b_w , mesure 152 mm. La charge est appliquée à une distance de 1050 mm ($3d$) de l'appui fixe. La profondeur effective, d , est de 350mm. Les étriers en PRFC proviennent de lamelles en L de dimensions 200 x 500 x 40 mm. Celles-ci ont été coupées à l'aide d'une lame transversalement pour convenir aux dimensions de la poutre et longitudinalement en deux pour des besoins de rigidité suffisante. L'espacement entre les étriers en PRFC est de 175

mm. Compte tenu de l'emplacement des étriers d'acier interne, la première lamelle a été placée à 85 mm de l'appui fixe pour les spécimens des séries S0 et S3 et à 130 mm pour ceux de la série S1. L'extrémité du système d'ancrage est fixée à la moitié de l'âme de la poutre pour les deux configurations considérées.

L'armature de flexion est composée de quatre barres de 25M (aire de 500 mm²) sur deux lits dans la zone en tension et de six barres de 10M (aire de 100 mm²) sur une couche dans la zone de compression. Des crochets à 90° sont pourvus pour cette armature (25M) près de l'appui. Le taux d'armature longitudinale ($\rho_w = 3.75\%$) pour la flexion et son ancrage a été dimensionné de façon à provoquer une rupture en cisaillement et éviter la rupture au niveau des appuis. L'armature transversale des séries S3 et S1 est composée d'étriers d'acier fermés en barre d'armature de diamètre 8 mm (aire de 51.6 mm²).

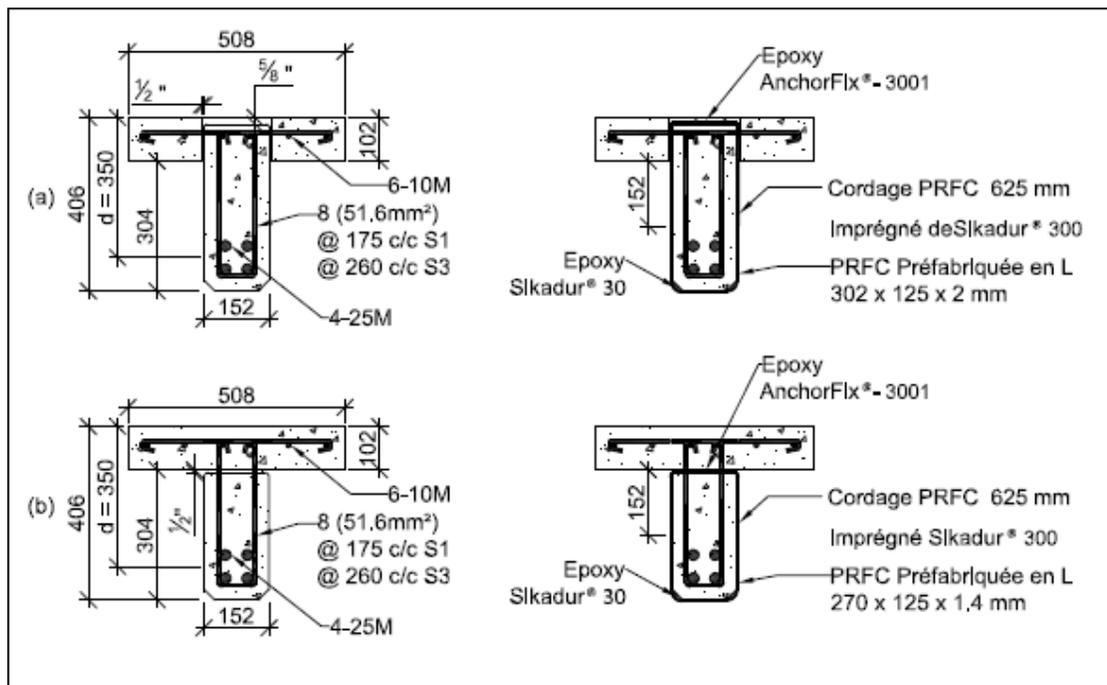


Figure 3. 1 Dimensions et caractéristiques des poutres
a) Coupe et détails des poutres LS-RF; b) Coupe et détails des poutres LS-RW

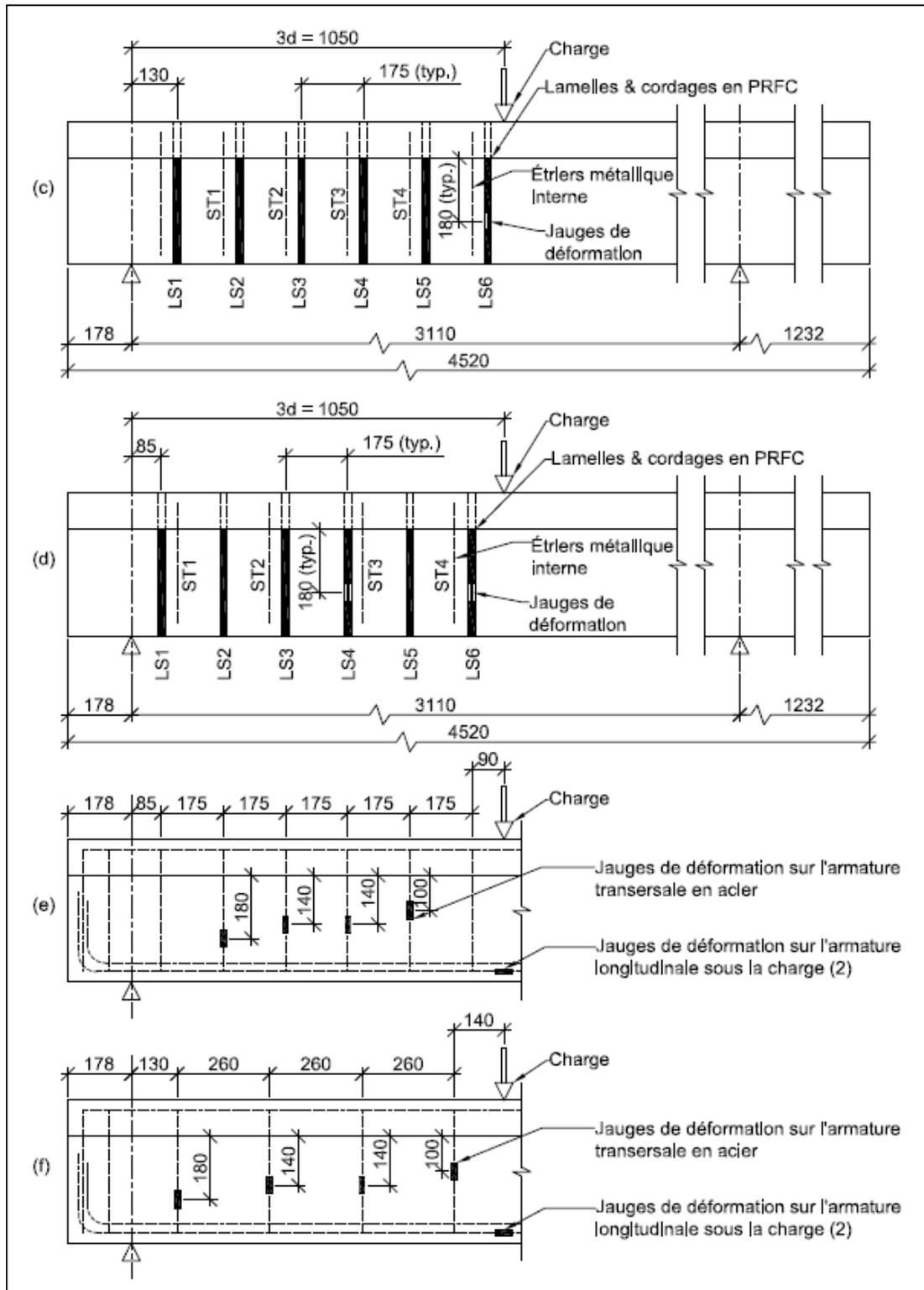


Figure 3. 2 Dimensions et caractéristiques des poutres

- c) détails du renforcement externe S1 d) détails du renforcement externe S0 et S3
 e) détails des armatures d'acier internes S1 f) détails des armatures d'acier internes S3

3.5 Étapes de fabrication

La section suivante est dédiée aux différentes étapes de fabrication des spécimens dans les laboratoires de l'ÉTS. Les grandes lignes sont montrées en photos allant de la fabrication des cages d'armatures internes dans les coffrages, le bétonnage, le collage du renforcement externe en PRFC avec son système d'ancrage et l'installation des jauges de déformation. Dans chacune des étapes de fabrication, les propriétés mécaniques des matériaux sont données.

3.5.1 Montage de l'armature et du coffrage

Les spécimens ont été construits dans des coffrages préfabriqués en bois formant un lot de six spécimens côte à côte. Les cages d'armature et leur instrumentation ont été insérées dans les coffrages à l'aide d'un pont roulant disponible dans le laboratoire. Le recouvrement du béton est assuré par les chaises fournies par le fabricant d'armatures. Le bois du coffrage a été enduit d'une huile ÉCO-COAT de W.R. Meadows pour faciliter le démoulage et récupérer les coffrages. La Figure 3. 3 montre la fabrication et l'installation du ferrailage dans les coffrages.



Figure 3. 3 Montage de l'armature et du coffrage

3.5.1.1 Propriétés mécaniques

Pour l'ensemble des poutres du programme expérimental, les barres longitudinales en tension (25M) ont une valeur moyenne de la limite élastique de 470 MPa. La limite élastique des étriers en acier de diamètre 8 mm est de 580 MPa et celle des barres de 10M de la table de compression est de 540 MPa. Le Tableau 3. 2 montre les propriétés mécaniques des barres d'armature utilisées ainsi que la déformation à la plastification de chacune. Des essais de traction simple sur des coupons d'armature de 25M et de diamètre 8 mm ont été effectués dans le laboratoire de l'ÉTS selon la norme ASTM A370-12a.

Tableau 3. 2 Propriétés mécaniques des barres d'armature

Désignation métrique	Aire mm²	Module E_s, GPa	Limite élastique f_y, MPa	Déformation plastique x10⁻⁶, με
8	51.6	195	580	3 100
25M	500	200	470	2 800
10M	100	200	540	2 700*

* Théorique

3.5.2 Bétonnage et mûrissement

Le bétonnage des six poutres avec renforcement externe (LS-RF et LS-RW) a été réalisé avec la même bétonnière d'une quantité minimale de trois mètres cubes, alors que les poutres de contrôle ont été obtenues de deux bétonnages différents. Le mûrissement des poutres a été fait conformément aux exigences du CCDG pour sept jours consécutifs sous des toiles de polyéthylène dans leurs coffrages. La Figure 3. 4 montre le transport du béton plastique dans une benne à fond ouvrant par le pont roulant, la mise en place du béton à l'aide d'une aiguille vibrante et la cure humide des poutres.



Figure 3. 4 Bétonnage et mûrissement des poutres LS-RW et LS-RF

3.5.2.1 Propriétés mécaniques

Les constituants et la composition des bétons sont présentés à l'ANNEXE III. Les propriétés du béton plastique lors du bétonnage ont été suivies selon la norme ASTM C39/C39M. La résistance moyenne en compression à 28 jours est obtenue sur des éprouvettes cylindriques de 200 mm x 100 mm. Celle-ci a été calibrée à 28 MPa pour l'ensemble des spécimens d'essai. Les éprouvettes ont été conservées dans les mêmes conditions que les poutres dans le laboratoire.

3.5.3 Préparation de la surface et application du renforcement externe en PRFC

La préparation du substrat est une étape importante au succès de la performance du renforcement externe. Elle permet d'éliminer la laitance, mais surtout d'offrir une rugosité ouverte des granulats à l'adhésif époxydique. Un jet de sable moyen localisé aux positionnements des lamelles en PRFC a été pratiqué conformément aux plaquettes de l'ICRI avec un CSP de 5 comme le montre la Figure 3. 5.

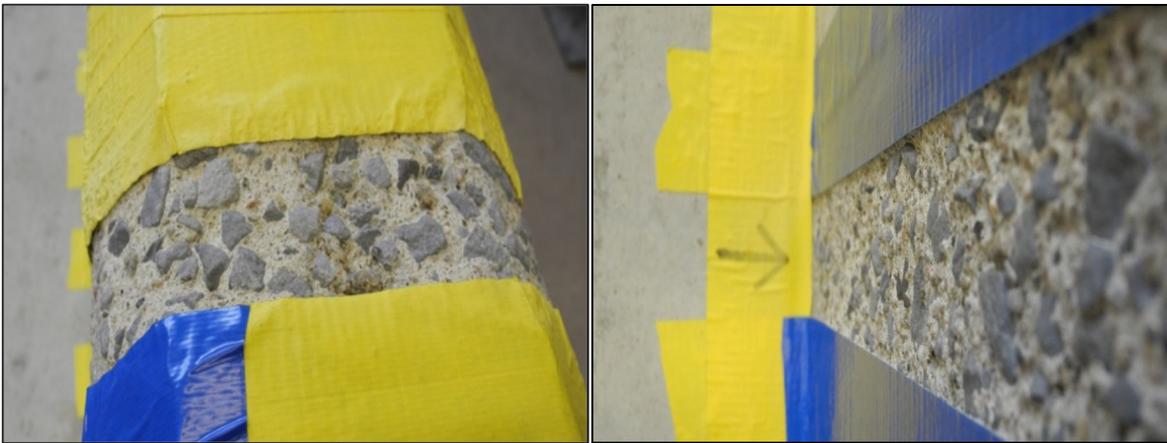


Figure 3. 5 Préparation de la surface du béton

Les arêtes vives près des trous de 16 mm (5/8") pour l'insertion du cordage ainsi que la rainure sur le dessus de la table de compression des poutres LS-RF ont été arrondies au moyen de la mèche utilisée, et ce pour réduire les concentrations de contraintes sur les fibres de carbone.

La Figure 3. 6 montre les produits et matériaux utilisés pour le système de renforcement, y compris le système d'ancrage. Tous les produits et matériaux sont fabriqués par Sika®. On y trouve de droite à gauche :

- Sika® AnchorFix®-3001 en tube injectable à l'aide d'un pistolet à deux cartouches. Cette résine époxyde brunâtre est utilisée pour fixer le cordage du système d'ancrage dans les trous forés et sur le dessus de la table de compression dans la rainure;

- Sikawrap® Anchor C est le système d'ancrage. Il est fourni dans un filet et présenté ici avec un ruban adhésif jaune qui est enlevé durant le collage sur les lamelles pour former un éventail;
- Sika® CarboShear L est le système de renforcement présenté ici en équerre prêt à l'emploi. L'orientation des fibres de carbone dans la matrice est unidirectionnelle;
- Sikadur® 30 est l'adhésif époxy structural qui une fois les deux composantes mélangées donnent une pâte grisâtre. Il est utilisé pour le collage des lamelles préfabriquées sur la surface du béton d'une part et sur le cordage en PRFC d'autre part;
- Sikadur® 300 est la résine époxyde pour l'imprégnation du système d'ancrage et le collage avec l'adhésif structural sur les lamelles en éventail. L'odeur qui se dégage de la composante B de cette résine visqueuse est très remarquable.



Figure 3. 6 Système de renforcement et d'ancrage

La Figure 3. 7 illustre étape par étape la procédure d'installation du renforcement externe en PRFC sur les poutres en BA. La préparation de l'adhésif époxy (Sikadur® 30) est réalisée en petite quantité conformément aux recommandations de la fiche technique pour respecter la durée de vie en pot une fois mélangé. Le rapport de poids est de 3:1 pour la résine époxydique et le durcisseur, respectivement. Le mélange est réalisé au moyen d'une perceuse électrique à basse vitesse et complété manuellement avec une spatule pour avoir une homogénéité parfaite. Le mélange grisâtre obtenu est étendu sur le substrat de béton pour combler les pores entre les granulats apparents.



Figure 3. 7 Collage du système de renforcement externe

Par la suite, les lamelles (Sika® CarboShear L) sont enduites avec cet époxy ainsi préparé à l'aide d'un outil fabriqué au laboratoire pour former un dôme uniforme sur celles-ci. Elles sont ensuite apposées à leurs endroits respectifs en pressant dessus de façon uniforme de

manière à enlever l'excédent et éviter que l'air demeure emprisonné. Entre-temps, le cordage (Sikawrap® Anchor C) est imprégné de la résine époxyde (Sikadur® 300) pour une trentaine de minutes, inséré dans les trous de la table de compression vis-à-vis des lamelles et étalé éventail une fois celles-ci enduites de l'adhésif époxy structural. Une fois le cordage en place, celui-ci est bien étiré et la résine époxyde brunâtre (Sika® AnchorFix®-3001) est injectée par le dessus dans les trous en retirant progressivement dans un seul sens le bec du pistolet pour éviter la formation de vide dans le passage. Une période minimale de deux semaines est requise avant de déplacer les spécimens sur le banc d'essai selon les recommandations du fabricant.

3.5.3.1 Propriétés mécaniques

Le Tableau 3. 3 montre les propriétés mécaniques et physiques du renfort en étriers fermés utilisé pour les deux configurations du cordage (LS-RF et LS-RW), alors que le Tableau 3. 4 présente les caractéristiques des résines époxydiques. À noter que deux types de lamelles préfabriquées ont été employés dans le programme expérimental puisque celles utilisées pour les poutres LS-RW (épaisseur de 1.4 mm) ne sont plus fabriquées par le manufacturer et sont remplacées par les lamelles utilisées pour les poutres LS-RF (épaisseur 2.0 mm). Les données présentées proviennent des fiches techniques du fabricant ainsi, les informations sur les lamelles des poutres LS-RF sont des minimums obtenues.

Tableau 3. 3 Propriétés mécaniques et physiques des systèmes de renforcement

	Lamelles PRFC (LS-RF)	Lamelles PRFC (LS-RW)	Cordages PRFC
Module, E_{frc}	> 90 GPa	120 GPa	215 GPa
Allongement	> 1.30 %	1.90 %	0.74 %
Résistance, T_u	> 1 350 MPa	2 250 MPa	1 590 MPa
Épaisseur ou aire	2.0 mm	1.4 mm	25.3 mm ²

Tableau 3. 4 Propriétés mécaniques des adhésifs et résines époxydiques

	Sikadur® 30	Sikadur® 300	Sika Anchorfix®-3001
Module, E_{frp}	4.5 Gpa	1.7 GPa	5.5 GPa
Allongement	1.0 %	3.0 %	5.9 %
Résistance, T_u	24.8 MPa	55.0 MPa	23.5 MPa

3.5.4 Instrumentation

Tous les constituants d'influence majeure à la résistance en cisaillement ont été instrumentés pour suivre le comportement de l'ensemble de la poutre sous le chargement croissant. Les capteurs de déplacement LVDT et les jauges de déformation sont reliés au système d'acquisition de données. Les résultats sont interprétés en termes de mode de rupture, gain de résistance en cisaillement des PRF, déformation subie des différents constituants, relation charge-déplacement et rigidité à l'aide des lectures faites sur les poutres. Le collage des jauges de déformation est une étape cruciale qui nécessite beaucoup de minutie. Les produits de préparation et de collage sont ceux de la compagnie InterTechnology inc et l'adhésif *M-Bond 200* est utilisé.

Le crènelage des barres d'armature est tout d'abord meulé pour avoir une surface lisse et propre afin recevoir les jauges, voir Figure 3. 8. Les fils électriques des jauges sont placés dans une gaine et la jauge elle-même est enveloppée dans un ruban caoutchouté pour les protéger durant le bétonnage. Les jauges internes pour suivre le déplacement et la plastification des étriers en acier ont été installées sur ceux-ci en suivant le patron de fissuration diagonal présumé, voir Figure 3. 1 c) et d). Les jauges de déplacement sur les armatures longitudinales sous l'application de la charge ont également été placées en paire afin d'obtenir une lecture représentant la moyenne.

Pour les lamelles préfabriquées, les jauges de déformation sont apposées sur des surfaces exemptes de matière grasseuse juste en dessous de l'extrémité du cordage après la mise en place de la poutre sur le banc d'essai. L'emplacement des jauges de déformation est la même pour toutes les lamelles en PRFC, soit juste au-dessous de l'extrémité du cordage du système d'ancrage étant limité par ce dernier.



Figure 3. 8 Préparation et installation des jauges de déplacement sur les armatures 25M

En tout, dix jauges de déformation ont été installées sur les aciers d'armatures pour chacune des poutres. Soit :

- ST1 à ST4 qui mesure les déformations uni axiales des étriers en acier verticalement répartis dans la zone de test comme montré sur la Figure 3. 2;
- ST5 à ST8 qui mesure les déformations uni axiales des étriers en acier verticalement répartis au centre de la poutre. Ces jauges sont communes aux deux poutres d'un même spécimen et ne servent qu'à observer si des efforts internes cheminent vers l'autre poutre;
- LG1(1) et LG1(2) côte à côte sous la charge mesurent les déformations uni axiales des barres d'armatures longitudinales;

À l'extérieur des poutres, six jauges de déformation et deux capteurs de déplacement sont installés de la façon suivante :

- L1 à L6 mesurent les déformations uni axiales des étriers en PRFC répartis dans la zone de test comme montré sur la Figure 3. 2;
- HS50A et HS50B mesurent le déplacement vertical à mi-portée et sous la charge, respectivement. Ils sont installés sur un tube en acier fixé sous la table de compression comme démontré par la Figure 3. 9;



Figure 3. 9 Poutre instrumentée sur le banc d'essai

La composante instrumentée ainsi que le type de jauge utilisé sont présentés dans le Tableau 3. 5. La longueur du circuit imprimé sur la jauge de déformation diffère entre les composantes suivies. Les armatures transversales et longitudinales sont instrumentées avec une lecture possible sur 2 mm et 5 mm, respectivement, alors que les lamelles préfabriquées sur 30 mm. La course des capteurs de déplacement est limitée à 50 mm.

3.6 Procédure de chargement statique

Le couplage des poutres sur un même spécimen n'a pas été fait de façon arbitraire, mais bien de façon à atténuer les efforts sur la partie non testée, bien que cette zone soit en porte-à-faux sur 1 232 mm. Des jauges de déformations ont tout de même été placées sur les étriers distribués au centre de la poutre. Les deux séries d'essais en statique, LS-RW et LS-RF, ont

été réalisées séparément dans un autre programme expérimental incluant des essais de fatigue sur le même système de renforcement. Un total de six spécimens a donc été nécessaire pour les deux programmes d'essais, six poutres testées sous chargement croissant et six autres sous chargement cyclique.

Tableau 3. 5 Résumé de l'instrumentation des spécimens

Composante	Nom	Type de jauge	Fournisseur
Acier transversal	ST1 à ST8	KFG-2-120-C1- 11L3M3R	Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd
Acier longitudinal	LG1(1); LG1(2)	KFG-5-120-C1- 11L5M3R	Kyowa Electronic Instruments Co
Équerre en PRFC	L1 à L6	KFG-30-120-C1- 11L3M3R	Kyowa Electronic Instruments Co
LVDT	HS50A et HS50B	Linear displacement sensor HS50	Vishay Micro- Measurements

Le choix de faire deux essais sur un même spécimen, outre les considérations monétaires, est de réaliser des essais localisés dans la zone de cisaillement en flexion trois-points. Ce type de chargement demande un effort hydraulique du vérin moindre et diminue le nombre de manipulations des spécimens. Pour les essais statiques du présent mémoire, la poutre S1 a été jumelée avec S3 en prenant soin de faire l'essai sur S3 en premier. Puis S0 avec la poutre analogue testée sous chargement cyclique.

La charge croissante est appliquée par l'intermédiaire d'un vérin hydraulique *Enerpac RRH-10010* d'une capacité de 1 000 kN. La Figure 3. 10 montre une vue d'ensemble du chargement statique. Les essais sont conduits en contrôle de déplacement, pour saisir le comportement non linéaire du BA, à un taux de 2 mm / min. Les variations de résistance

électrique enregistrées par les jauges de déformation sont traitées et converties par le système d'acquisition de données modèle *System 5000* de marque *Measurements Group inc* à raison d'une lecture pas seconde, voir Figure 3. 10.



Figure 3. 10 Mise à l'essai des spécimens

3.7 Conclusion partielle

Les données recueillies dans ce programme expérimental revêtent d'une grande importance pour la compréhension du comportement des poutres ceinturées par des étriers en PRFC fermés et au niveau de la performance du système d'ancrage à l'étude. Celui-ci agit-il en enveloppe complète? La force d'adhérence entre le cordage et la lamelle est-elle suffisante pour éviter un glissement? S'il advient un délaminage du substrat sous une lamelle, le cordage permet-il de conserver l'intégralité du système de renforcement? Les mesures prises par l'instrumentation et les observations faites aux laboratoires apporteront des éléments de réponse à ces questions importantes avec l'aide des courbes effort-déplacement et des courbes effort-déformation de l'armature interne et des étriers externes en PRFC. Ces informations recueillies durant le programme expérimental vont aussi permettre de confronter les résultats d'essai de chacune des poutres aux codes et normes de conception nord-américains et européen, plus spécifiquement sur la contribution du renforcement externe (ACI-440.2R, 2008; CSA-S6, 2014; CSA-S806, 2012; *fib*-TG-9.3, 2001).

CHAPITRE 4

PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS D'ESSAIS

L'analyse des résultats du programme expérimental est présentée dans ce chapitre. Les données recueillies sont traduites en termes de mode de rupture, gain de résistance en cisaillement des PRF, relation effort-déplacement, déformation subie des différents constituants, et rigidité. Chacune des composantes instrumentées va permettre d'établir leur rôle respectif dans la résistance à l'effort tranchant. En particulier l'interaction avec le taux d'armature transversale vis-à-vis celui du renfort en PRFC. Les composantes analysées sont regroupées en fonction des différentes séries d'essai et de la configuration du système d'ancrage. Le comportement des poutres en BA à l'effort tranchant sous charge croissante est traité selon la plastification du renforcement longitudinal, la répartition des déformations dans les armatures transversales et celle dans les PRFC externes. Les résultats d'essais sont présentés pour la plupart sous forme graphique avec l'augmentation de l'effort tranchant à l'ordonnée.

4.1 Capacité ultime

La contribution du béton, V_c , de chacune des séries d'essais est basée sur la capacité maximale de la poutre de contrôle sans acier d'armature transversale (S0-CON). La résistance en compression des cylindres témoins de ces poutres étant différente, une relation basée sur le *fib*-TG-9.3 (2001) a été appliquée pour uniformiser la charge de rupture en fonction de la résistance en compression, f_{cm} . Cette relation est la suivante :

$$\sqrt[3]{\frac{f_{cm} (LS)}{f_{cm} (CON)}} \quad (4.1)$$

Le Tableau 4. 1 montre la charge de rupture et la résistance à l'effort tranchant des poutres testées pour chacune des composantes. La contribution du béton inclut les mécanismes internes déjà mentionnés tels que (i) le béton non fissuré dans la zone de compression; (ii) le

frottement sur le plan incliné de la fissure et (iii) l'action de goujon. La contribution des aciers armatures transversales, V_s , est obtenue à partir des poutres de contrôle respectives (S3-CON et S1-CON). La contribution des PRF, V_{frp} , est alors obtenue en soustrayant la participation du béton de la résistance à l'effort tranchant de la poutre respective. Le même procédé est utilisé pour obtenir la contribution des armatures transversales des séries S3 et S1 à partir des poutres de contrôle associées. La Tableau 4. 1 présente également le gain en résistance dû aux matériaux composites. Ce gain est obtenu selon le rapport de la contribution des PRF sur la somme des deux autres éléments ($V_c + V_s$). Le gain observé dû à la contribution des PRF est remarquable pour la série S0 variant de 94.7 à 141.5% pour les poutres LS-RW et LS-RF, respectivement. Ce gain diminue progressivement avec l'augmentation du taux d'armature transversale pour devenir 34.5 et 46.3% pour la série S3 et atteindre 18.7 et 19.7% pour la série S1.

Tableau 4. 1 Charge ultime et contributions des composantes

Série	Poutre	P_{ult} (kN)	$V_{n, test}$ (kN)	$V_c, test$ (kN)	$V_s, test$ (kN)	$V_{frp, test}$ (kN)	Gain dû au MCA (%)
S0	CON	127.4	84.4	84.4	N/A	N/A	N/A
	LS-RW	248.0	164.3	84.4	N/A	79.9	94.7
	LS-RF	307.7	203.8	84.4	N/A	119.4	141.5
S3	CON	284.1	188.2	84.4	103.8	N/A	N/A
	LS-RW	381.5	252.7	84.4	103.8	64.5	34.3
	LS-RF	415.7	275.4	84.4	103.8	87.2	46.3
S1	CON	355.3	235.3	84.4	150.9	N/A	N/A
	LS-RW	421.7	279.3	84.4	150.9	44.0	18.7
	LS-RF	425.2	281.6	84.4	150.9	46.3	19.7

La contribution des PRF diminue avec l'augmentation du taux d'armature transversale et les poutres LS-RF obtiennent des gains plus importants sous la charge maximale. Ce gain entre les deux configurations du système d'ancrage diminue aussi avec l'augmentation du taux

d'étriers internes. La résistance à l'effort tranchant des PRF de la série S1 est similaire entre les différentes configurations du cordage. En effet, la charge de rupture de cette série varie à peine de 2.3 kN entre les deux configurations du système d'ancrage comparativement à 39.5 et 22.7 kN pour les séries S0 et S3, respectivement. Dès lors, les résultats montrent l'influence majeure de la présence des étriers en acier sur la répartition des efforts internes entre les différents éléments de résistance. Ceci indique que le rôle de l'armature transversale est prédominant lorsque le faciès de la fissuration diagonale intercepte davantage d'étriers en acier. Ces aciers d'armature internes sont donc plus engagés et interagissent en premier plan.

Le mode de rupture de l'ensemble des poutres mises à l'essai est en cisaillement par écrasement du béton. Ce mécanisme de ruine a d'abord débuté par l'apparition de fissures de flexion verticale directement sous le point d'application de la charge pour développer par la suite un certain nombre de fissures inclinées en fonction du taux d'armature transversale. L'angle d'inclinaison des fissures varie entre 31 et 43° pour les poutres LS-RW et entre 28 et 41° pour celles ancrées avec la dalle supérieure, LS-RF. Le CHAPITRE 5 traitera davantage des patrons de fissuration observés. Aucun glissement du cordage n'a été observé jusqu'à l'application du chargement maximal. Ce phénomène a été noté qu'après l'écrasement du béton où une quantité d'énergie est libérée suite à l'ouverture importante de la fissure principale. Il en est de même pour la rupture des étriers internes en acier. Cependant, le comportement de la poutre S3-LS-RW diffère des autres poutres à l'essai. Les mesures enregistrées sur l'étrier ST2 laissent croire que la rupture de cet étrier est survenue quelques instants avant d'atteindre la charge maximale. De plus, la déformation dans la lamelle L2 a chuté brusquement au même moment indiquant un délaminage du béton et une rupture imminente de la section.

Le Tableau 4. 2 fait ressortir la déformation enregistrée dans la lamelle en PRFC située dans la zone de rupture (L3). Cette déformation est comparée à la déformation ultime selon la fiche technique du produit. Ce qui permet d'observer, compte tenu de la série, que le pourcentage obtenu diminue sensiblement en présence d'acier d'armature transversale.

Tableau 4. 2 Déformation des PRFC et mécanisme de rupture

Série	Poutre	$\varepsilon_{f,max}$ ($\mu\epsilon$)	$\varepsilon_{f,max} / \varepsilon_{fu}$ (%)	Mode de rupture
S0	CON	N/A	N/A	cisaillement
	LS-RW	6 457	34.0	cisaillement
	LS-RF	5 393	41.5	cisaillement
S3	CON	N/A	N/A	cisaillement
	LS-RW	6 048	31.8	cisaillement
	LS-RF	5 207	40.0	cisaillement
S1	CON	N/A	N/A	cisaillement
	LS-RW	5 722	30.1	cisaillement
	LS-RF	4 959	38.1	cisaillement

Le Tableau 4. 3 fait la comparaison entre l'efficacité de chaque système d'ancrage à l'étude. Ce ratio d'efficacité, ψ_f , est propre à chaque produit utilisé. Il est obtenu à partir du rapport de la contribution des PRF sur la résistance ultime à la traction par mètre de longueur. La résistance ultime à la traction par mètre de longueur est déduite selon l'aire de la section du système de renforcement de part et d'autre de la poutre, soit 320 mm²/m pour les lamelles de 1.4 mm (RW) et 457 mm²/m pour celles de 2.0 mm (RF). Cette aire de section par mètre de longueur est multipliée par la résistance à la traction en MPa tirée des fiches techniques du produit. La contribution des PRF a également été reportée par mètre linéaire selon la longueur de portée de cisaillement de 1 050 mm.

Selon ces résultats, le système d'ancrage englobant la dalle supérieure (RF) est plus performant, toutes séries confondues. Par contre, ce taux d'efficacité diminue avec la présence de plus marquée des armatures transversales. Il en est de même pour l'écart entre les différentes configurations investiguées du système d'ancrage. Donc, pour un taux d'étrier en acier relativement bien dimensionné (Série S1), la performance du système d'ancrage à travers l'âme de la poutre (LS-RW) est comparable à celle dans l'autre configuration sous prétexte que la faisabilité de perforer la dalle supérieure n'est pas envisageable.

Les propriétés mécaniques des lamelles en PRFC étant différentes, le module d'élasticité et l'allongement à la rupture des poutres LS-RF sont inférieures aux poutres LS-RW. À noter que la différence de rigidité ($\rho_f \cdot E_{fpr}$) entre les types de lamelles utilisées est d'environ 7%. Cet écart est cependant négligeable au point de vue de l'auteur étant donné que les résultats des essais du fabricant pour les lamelles utilisées dans les poutres LS-RF sont des minimums obtenus. Le fait de n'avoir observé aucune rupture des PRFC pour l'ensemble des poutres permet de conclure que les deux systèmes de renforcement sont similaires du point de vue des propriétés mécaniques.

Tableau 4. 3 Efficience des différents systèmes de renforcement

Série	Poutre	Aire de section PRFC (mm ² /m)	Résistance T_u par mètre (kN/m)	$V_{fpr,test}$ (kN/m)	Efficacité PRFC ψ_f (%)
S0	LS-RW	320	720	76.1	10.6
	LS-RF	457	617	113.7	18.4
S3	LS-RW	320	720	61.4	8.5
	LS-RF	457	617	83.0	13.5
S1	LS-RW	320	720	41.9	5.8
	LS-RF	457	617	44.1	7.1

4.2 Comportement effort-déplacement

Les graphiques présentés dans cette section correspondent au capteur de déplacement (LVDT) fixé à la dalle de compression sous le point de chargement. Ces courbes effort-déplacement permettent d'observer le comportement évolutif sous charge croissante résultant de la fissuration et de la perte de rigidité. La pente des courbes de la Figure 4. 1 pour l'ensemble des poutres est quasi linéaire, fidèle au comportement des essais en cisaillement.

Le Tableau 4. 4 montre la flèche maximale mesurée au droit de la charge ainsi que le déplacement correspondant à la plastification des armatures longitudinales. La plastification des armatures de flexion pour les poutres avec un système de renforcement externe, excepté

ceux de la série S0, est survenue autour de 2 760 microdéformations sous un effort tranchant de 232 kN en moyenne. Pour les poutres de contrôle et ceux renforcées de la série S0, aucune plastification de l'armature longitudinale n'a été enregistrée. Le facteur de ductilité présenté dans le Tableau 4. 4 est traité à la sous-section 4.3.1 dédiée au comportement effort-déformation de l'armature longitudinale.

L'augmentation du déplacement des poutres LS-RF au droit de la charge varie de 2.8, 3.8 et 1.6 mm pour les séries S0, S3 et S1, respectivement, par rapport aux poutres LS-RW. L'augmentation de cette flèche ainsi que la capacité de résister à l'effort tranchant allant de 39.5, 22.7 et 2.3 kN pour les mêmes séries respectivement justifient la performance supérieure d'employer des étriers fermés en PRFC ceinturant l'ensemble de la poutre en Té.

Tableau 4. 4 Déplacement maximal et à la plastification de l'armature de flexion

Série	Poutre	Δ_{max} au droit de la charge (mm)	Δ_y à la plastification de A_s (mm)	Facteur de ductilité $\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$
S0	CON	2.6	N/A	N/A
	LS-RW	8.2	N/A	N/A
	LS-RF	11.0	N/A	N/A
S3	CON	11.3	N/A	N/A
	LS-RW	14.2	11.0	1.29
	LS-RF	18.0	13.6	1.32
S1	CON	11.9	N/A	N/A
	LS-RW	23.2	13.0	1.78
	LS-RF	24.8	13.1	1.89

4.2.1 Série S0

Les courbes présentées à la Figure 4. 1 a) montrent l'évolution de l'effort tranchant en fonction du déplacement enregistré directement sous le point d'application de la charge. Le mode de rupture fragile fait remarquer qu'aucune plastification des armatures longitudinales n'a eu lieu pour l'ensemble des poutres de cette série. La poutre avec le système d'ancrage à travers la semelle (RF) montre un déplacement à la rupture légèrement plus grand avec un écart de 2.8 mm par rapport à la poutre avec la configuration du cordage à travers l'âme (RW).

L'évolution du déplacement de la poutre en BA fait intervenir différentes phases en fonction de la reprise de l'effort tranchant par ces constituants. Dès le début du chargement, la pente de la poutre de contrôle et la poutre LS-RW sont confondues n'indiquant aucun effet de la présence des PRF sur la rigidité, et ce jusqu'à un effort tranchant d'environ 22 kN. Par contre, la poutre LS-RF présente dès lors une rigidité moins élevée par rapport aux autres poutres. À partir de ce point, les deux poutres avec renforcement sont pratiquement parallèles jusqu'à 54 kN où les premiers crépitements du béton sont perceptibles, puis s'écartent peu à peu dans la phase correspondante à la fissuration du béton où l'armature longitudinale et les étriers fermés en PRFC contribuent à la reprise des efforts. Vers 152 kN, un changement de pente est observable pour le spécimen S0-LS-RF. Il s'agit probablement d'une redistribution des efforts puisqu'à ce même point plusieurs éléments ont subi des variations, dont les lamelles en PRFC. Ce niveau de chargement indique donc un changement de comportement qui a permis de soutenir plus longtemps la charge à la suite de l'ouverture de la fissure principale. La poutre de contrôle subit également une rupture fragile associée au manque de ductilité apportée par la plastification de l'armature longitudinale. L'évolution du déplacement de cette poutre sans étriers fermés en PRFC pour intercepter les fissures est plus rigide que les spécimens renforcés caractérisant sa rupture subite.

4.2.2 Série S3

La Figure 4. 1 b) montre l'évolution du déplacement sous la charge pour la série S3. Le gain obtenu par rapport à la poutre de contrôle est moindre avec la présence des étriers en acier. La poutre avec le système d'ancrage à travers la semelle (RF) montre un comportement à la rupture légèrement moins rigide avec un écart de 3.8 mm de déplacement à la rupture par rapport au spécimen avec la direction du cordage à travers l'âme (RF).

L'évolution du déplacement de la poutre en BA fait intervenir sensiblement les mêmes phases que les spécimens de la série S0. Dès le début du chargement, les trois poutres sont confondues n'indiquant aucun effet de la présence des PRF sur la rigidité, et ce jusqu'à un effort tranchant d'environ 25 kN. Dans la phase de fissuration où l'ensemble des constituants travaillent à la reprise des efforts de cisaillement, la pente de la poutre de contrôle est similaire à celle de la poutre avec le renforcement LS-RF et ce jusqu'à environ 151 kN. Signifiant ainsi que l'apport des PRFC n'influence pas la rigidité de la poutre en faisant agir la dalle de compression. La poutre LS-RW montre une pente plus raide que la poutre de contrôle associée et la même pente que celle de la série S0 avec le même système d'ancrage. Le comportement effort-déplacement de cette poutre (S3-LS-RW) ne semble pas avoir donné des résultats concordant avec les autres poutres.

Comme pour les poutres de la série S0, ceux de cette série présentent différents points d'intérêt le long de l'évolution du déplacement en fonction de l'effort tranchant, notamment pour la poutre S3-LS-RW dans la phase de fissuration vers 167 kN d'effort il y a une redistribution des efforts entre les lamelles en PRFC et les étriers en acier. La poutre S3-LS-RF et la poutre de contrôle semblent avoir un meilleur comportement le long de cette phase de fissuration où aucune perte de rigidité n'est perceptible.

4.2.3 Série S1

La relation effort-déplacement des poutres de la série S1 est montrée à la Figure 4. 1 c). La formation d'un plateau horizontal est évidente pour les poutres renforcées (LS-RW/RF). Ces

poutres ont aussi été en mesure de soutenir la charge maximale tout en augmentant le déplacement. Ce qui n'est pas le cas pour les poutres de contrôle et les autres poutres testées. La pente obtenue dans la phase de fissuration se distance plus rapidement d'une poutre à un autre indiquant une rigidité initiale propre à chacune des poutres. La redistribution des efforts de cisaillement parmi les systèmes de résistance verticaux (armatures transversales et étriers fermés en PRFC) est plus marquée que dans les autres séries (S0 et S3). Notamment pour la poutre S1-LS-RF où vers 262 kN d'effort tranchant, avant d'atteindre la phase de grand déplacement, la charge diminue légèrement. À ce niveau de chargement, des changements dans les déformations des étriers internes et ceux en PRFC sont perceptibles.

4.3 Comportement effort-déformation

La section qui suit est dédiée à l'analyse des déformations selon le comportement de chacun des constituants instrumentés : (i) l'armature de flexion; (ii) l'armature de cisaillement et (iii) les lamelles en PRFC. Les résultats analysés vont permettre de mieux comprendre l'interaction observée entre le taux d'armature transversale et la contribution des PRFC à la résistance au cisaillement. Les résultats sont présentés sous forme graphique en fonction de l'effort tranchant appliqué et les déformations enregistrées.

4.3.1 Déformation de l'acier longitudinal

Pour l'analyse des déformations de l'armature tendue de diamètre 25M, uniquement les poutres avec renforcement externes sont présentées. Les poutres de contrôle des trois séries d'essais n'ont pas atteint la plastification de l'armature longitudinale. La contrainte maximale dans cette armature est située sous le point d'application de la charge par l'analogie du treillis. Deux jauges de déformation ont été installées à cet endroit et les courbes de la Figure 4. 2 font référence à la moyenne des lectures enregistrées.

4.3.1.1 Poutres LS-RW

Les armatures longitudinales des poutres avec la direction du cordage à travers l'âme ont atteint la limite de la phase linéaire sous un effort tranchant de 226 et 233 kN en enregistrant une déformation de 2 815 et 2 775 $\mu\epsilon$ pour la série S3 et S1, respectivement. Ceci est en accord avec la plastification des coupons d'armatures de diamètre 25M établies à 2 800 $\mu\epsilon$ en traction directe comme discuté précédemment. La poutre de contrôle sans armature transversale (S0-CON) et celle avec étriers fermés externes de la même série (S0-LS-RW) ont cédé avec une déformation de 810 et 1 750 $\mu\epsilon$, respectivement. À la rupture de la poutre de contrôle ($V_r = 84.4$ kN), la déformation dans l'armature longitudinale de la poutre S0-LS-RW est de 870 $\mu\epsilon$ indiquant peu d'influence des PRF sur la sollicitation de l'armature longitudinale jusqu'à la rupture du béton. Les poutres S3-LS-RW et S1-LS-RW ont obtenu un plateau plastique démontrant que la quantité d'armatures transversales et la présence des étriers fermés en PRFC affectent le comportement ductile de l'armature en flexion. Ces poutres enregistrent une déformation de 4 780 et 10 170 $\mu\epsilon$ à la rupture, respectivement, bien en deçà de l'allongement à la contrainte ultime, f_u , fixé à 10.8 %. La présence des étriers en acier et des lamelles en PRFC a permis à l'armature longitudinale de développer sa pleine capacité flexionnelle en augmentant la charge de rupture. Le comportement de l'armature en tension dans la phase élastique est similaire pour toutes les poutres de contrôle et les poutres LS-RW.

4.3.1.2 Poutres LS-RF

Les armatures longitudinales des poutres avec la configuration du cordage à travers la semelle ont connu un comportement similaire à celles à travers l'âme. L'effort tranchant produisant la plastification de l'armature de flexion montre cependant un écart plus important allant de 242 et 225 kN d'effort tranchant avec une déformation de 2 710 et 2750 $\mu\epsilon$ pour la série S3 et S1 respectivement. La poutre sans armature transversale (S0-LS-RF) n'a pas atteint la plastification et enregistre une lecture de 2 430 microdéformations à la rupture. Une sollicitation supérieure de 200 microdéformations est obtenue dans la poutre S0-LS-RF, comparativement à celle enregistrée dans la poutre de contrôle sans armature transversale

(S0-CON) à la rupture de cette dernière. Ceci indique que la présence des étriers externes en enveloppe complète influence davantage la sollicitation de l'armature longitudinale jusqu'à la rupture du béton. Les poutres S3-LS-RF et S1-LS-RF ont atteint un plateau plastique avec des déformations de 7 050 et 11 910 microdéformations à la rupture, respectivement. Le comportement de l'armature en tension dans la phase élastique est similaire pour toutes les poutres de contrôle et les spécimens LS-RF.

Aux fins de comparaison avec les poutres RW, la plastification de la poutre S3-LS-RF est survenue sous un effort tranchant supérieur que la poutre de la même série avec le système d'ancrage RW. Ceci indique que la participation de la dalle de compression dans le système en enveloppe complète permet d'augmenter la contribution de l'armature de flexion et le comportement ductile de la poutre en retardant la plastification de l'armature longitudinale. La déformation des armatures longitudinales dans les spécimens LS-RF ont atteint un écart supérieur de 2 000 $\mu\epsilon$ en moyenne comparée à la déformation maximale obtenue des spécimens LS-RW. Cette différence est notable d'autant plus pour la série S1 où le gain de résistance en cisaillement attribuable au renfort externe est similaire entre les deux systèmes d'ancrage à l'étude.

Le facteur de ductilité statique est établi comme le rapport du déplacement maximal sur le déplacement à la plastification des armatures longitudinales, voir Tableau 4. 4 pour les détails. Ce ratio est de 1.29 et 1.78 pour les poutres S3-LS-RW et S1-LS-RW, respectivement. Ce facteur de ductilité mesuré est de 1.32 et 1.89 pour les deux séries d'essais S3-LS-RF et S1-LS-RF, respectivement. Ce facteur permet d'évaluer la performance d'une section sous des sollicitations sismiques et leur capacité à dissiper l'énergie. Une analyse plus approfondie impliquant des essais cycliques réalisés sur des poutres similaires est requise pour corroborer ces résultats.

4.3.2 Déformation de l'acier transversal

Les graphiques présentés ici pour les étriers en acier font référence aux jauges de déformation suivant le patron de fissuration présumé tel que montré sur les Figures 3. 2 e) et f). La présence de l'armature transversale joue un rôle prédominant dans la résistance des poutres vis-à-vis l'effort tranchant, puisqu'elle permet d'augmenter la contribution du béton en le confinant davantage et de réduire ainsi l'ouverture des fissures. L'influence du taux d'armature transversale est présentée pour les séries S3 et S1 et les deux systèmes de renforcement en PRFC (voir Figure 4. 3), puis selon le maximum enregistré à la rupture pour chacune des séries incluant les poutres de contrôle (voir Figure 4. 4). Les résultats sont montrés sous forme de courbe lissée représentant de l'effort tranchant appliqué en fonction des déformations mesurées.

4.3.2.1 Poutre S3-LS-RW

La Figure 4. 3 a) montre l'évolution des déformations pour les étriers ST1 à ST4 de la poutre S3-LS-RW. Cette poutre a connu une rupture à un niveau d'effort tranchant d'environ 27 kN de moins que celle de la série S1 avec le même système d'ancrage (S1-LS-RW). En début de chargement, la contribution des armatures transversales est négligeable attribuant toute la reprise de l'effort au béton. C'est d'abord l'étrier ST3, au centre de la portée de cisaillement, qui enregistre une déformation initiale ($50 \mu\epsilon$) à 42 kN d'effort tranchant. L'étrier près de la zone d'appui, ST1, n'intervient pas avant 90 kN d'effort tranchant. À noter que cet étrier a enregistré de la compression jusqu'à 87 kN et a rapidement été sollicité. Il a atteint une déformation de $3\,160 \mu\epsilon$ très près du seuil de plastification, à la rupture de la poutre. Seulement ST2 rompt juste avant que la poutre ait enregistré sa capacité ultime. La plastification de cet étrier est survenue à $3\,070$ microdéformations sous un déplacement 9.7 mm au droit de la charge avec un effort tranchant de 207 kN et ce jusqu'à $12\,500 \mu\epsilon$ à 247 kN d'effort tranchant quelques instants avant d'atteindre la rupture ultime. L'étrier ST3 a également subi la plastification enregistrant une déformation de $3\,690$ microdéformations à la rupture de la poutre.

4.3.2.2 Poutre S3-LS-RF

La Figure 4. 3 b) montre l'évolution des déformations pour les étriers ST1 à ST4 de la poutre S3-LS-RF. Cette poutre a connu une rupture pratiquement au même niveau de chargement que celle de la série S1 avec le même système d'ancrage (S1-LS-RF). La plastification des armatures longitudinales est survenue à environ 16 kN d'effort tranchant de plus par rapport à S3-LS-RW avec un déplacement supérieur de 2.6 mm sous la charge. En début de chargement, la contribution des armatures transversales est négligeable attribuant toute la reprise de l'effort au béton. C'est d'abord l'étrier ST4, le plus près de la charge, qui enregistre autour de 36 kN d'effort tranchant une déformation initiale ($50 \mu\epsilon$). L'étrier près de la zone d'appui, ST1, n'intervient pas avant 62 kN. Les étriers aux extrémités sont les moins sollicités avec des déformations de 2 545 et 2 190 $\mu\epsilon$, en deçà du seuil de plastification, à la rupture de la poutre pour ST1 et ST4, respectivement. Seulement ST2 rompt après que la poutre ait enregistré sa capacité ultime. La plastification de cet étrier est survenue à 3 045 microdéformations sous un déplacement 11.4 mm au droit de la charge avec un effort tranchant de 213 kN et ce jusqu'à 8 475 $\mu\epsilon$ à la rupture ultime. L'étrier ST3 a également connu brièvement un début de plastification enregistrant une mesure de 3 020 microdéformations à la rupture de la poutre.

4.3.2.3 Poutre S1-LS-RW

La Figure 4. 3 c) montre l'évolution des déformations pour les étriers ST1 à ST4 pour la poutre S1-LS-RW. C'est d'abord l'étrier ST4 qui participe à la reprise de l'effort tranchant à 32 kN. L'étrier près de la zone d'appui, ST1, n'intervient pas avant 56 kN d'effort tranchant. À noter que cet étrier a enregistré de la compression jusqu'à 55 kN et a rapidement été sollicité. Les étriers ST3 et ST4 sont les moins sollicités avec des déformations à la rupture de 3 496 et 2 559 $\mu\epsilon$, respectivement. Aucun étrier n'a cédé probablement dû à une distribution des efforts sur un plus grand nombre d'étriers que la série S3 et que la charge causant la plastification des étriers est plus élevée que la poutre S1-LS-RF. La plastification de l'étrier ST2 est survenue à 3 070 microdéformations sous un déplacement de 15.5 mm au droit de la charge avec un effort tranchant de 260 kN et ce jusqu'à 4 100 $\mu\epsilon$ à la rupture

ultime. Les étriers ST1 et ST3 ont également subi la plastification enregistrant une déformation de 4 120 et 3 495 microdéformations, respectivement, à la rupture de la poutre.

4.3.2.4 Poutre S1-LS-RF

La Figure 4. 3 d) montre l'évolution des déformations pour les étriers ST1 à ST4 de la poutre S1-LS-RF. La plastification des armatures longitudinales est survenue à environ 8 kN d'effort tranchant de moins par rapport à S1-LS-RW avec un déplacement équivalent sous la charge. En début de chargement, la contribution des armatures transversales est négligeable attribuant toute la reprise de l'effort au béton. C'est d'abord les étriers ST3 et ST4 qui enclenchent la participation des étriers en acier à 28 kN d'effort tranchant. L'étrier près de la zone d'appui, ST1, n'intervient pas avant 67 kN d'effort tranchant et enregistre une déformation de 3 865 $\mu\epsilon$ à la rupture de la poutre. Les étriers ST2 et ST4 atteignent la plastification au même moment à 14.4 mm de déplacement au droit de la charge avec un effort tranchant de 242 kN et environ 3 080 microdéformations, et ce jusqu'à 16 100 $\mu\epsilon$ pour ST2 sous un effort de 277 kN après la rupture en cisaillement de la poutre. Également, pour les étriers ST1 et ST3 qui terminent leurs phases linéaires vers 3 030 $\mu\epsilon$ et 16.6 mm de déplacement au droit de la charge. Le comportement des étriers suit la fissuration observée sur les spécimens au cours de l'évolution de la résistance à l'effort tranchant. Les variations observées sur la Figure 4. 3 d), notamment pour l'étrier ST3 et ST4 vers 150 kN d'effort tranchant est attribuable aux fissures principales qui traversent les étriers en acier. À la rupture, les étriers ST2 et ST3 ont cédé.

4.3.2.5 Série S3

La Figure 4. 4 a) montre l'étrier le plus sollicité pour toutes les poutres de la série S3. La plastification des étriers en acier durant la séquence de chargement par rapport à la capacité ultime peut renseigner sur le comportement global du spécimen à l'étude. La poutre de contrôle n'a pas atteint la plastification des armatures longitudinales et celle des armatures transversales a été obtenue à environ 70 % de la charge ultime vers 200 kN. Ces résultats indiquent la rupture subite que la poutre a connue. La présence des MCA, peu importe le

système d'ancrage, permet également de constater que durant la phase linéaire élastique, la déformation des étriers internes de la poutre de contrôle est beaucoup plus importante. L'enclenchement de la contribution de l'étrier en début de chargement est plus marqué pour les poutres S3-CON et S3-LS-RF, dans lesquelles un petit plateau est observé indiquant la fissuration initiale traverse la membrure en acier entre 59 et 61 kN d'effort tranchant pour chacune des séries respectivement. Ceci n'est pas le cas pour S3-LS-RW, qui a atteint la plastification des armatures transversales à 312 kN de chargement avant celui de l'armature longitudinale à 340 kN. Ceci explique la forte rigidité de ce spécimen comparativement à la poutre de contrôle. Le spécimen S3-LS-RF a enregistré la plastification de l'étrier ST2 à 322 kN de chargement tandis que l'armature longitudinale atteint la plastification à 366 kN. Dans les deux cas investigués, la plastification des armatures transversales survient avant celle de l'armature longitudinale. Le déplacement à la plastification de ST2 de la poutre S3-LS-RF au droit de la charge est de 11.4 mm et celui de la poutre S3-LS-RW est de 9.7 mm. Ceci indique que le comportement de la poutre ceinturant seulement l'âme de la section (RW) est légèrement moins performant que le comportement flexionnel de la poutre englobant la dalle supérieure avec le cordage en PRFC (RF).

4.3.2.6 Série S1

La Figure 4. 4 b) montre l'étrier le plus sollicité pour toutes les poutres de la série S1. La poutre de contrôle (S1-CON) n'a pas atteint la plastification des armatures longitudinales et celle des armatures transversales a été obtenue à environ 86 % de la charge ultime vers 305 kN. Ces résultats indiquent la rupture subite que la poutre a connue. L'enclenchement de la contribution de l'étrier en début de chargement est plus marqué pour la poutre S1-LS-RF, auquel un petit plateau est observable indiquant la fissuration initiale traverse la membrure en acier à 68 kN. Ce qui n'est pas le cas pour S1-LS-RW où cette poutre atteint la plastification des armatures transversales à 392 kN de chargement après l'armature longitudinale à 352 kN. Le spécimen S1-LS-RF a enregistré la plastification de l'étrier ST2 à 366 kN de chargement tandis que l'armature longitudinale atteint la plastification à 242 kN. Dans les deux cas investigués, la plastification des armatures transversales survient après celle de l'armature

longitudinale. Le déplacement à la plastification de ST2 de la poutre S1-LS-RF au droit de la charge est de 14.4 mm et celui de la poutre S1-LS-RW est de 15.5 mm. Ceci indique que le comportement de la poutre ceinturant seulement l'âme de la section (RW) est légèrement moins performant que le comportement flexionnel de celle englobant également la dalle supérieure avec le cordage en PRFC (RF).

4.3.3 Déformation des PRFC

Cette section présente les lectures enregistrées par les jauges de déformations sur les lamelles en PRFC à la terminaison du cordage d'ancrage pour les deux systèmes de renforcement investigués. Au même titre que les étriers en acier, la contribution des lamelles préfabriquées joue un rôle très important dans la reprise de l'effort tranchant. La déformation des lamelles en PRFC n'a pas atteint la moitié de leurs déformations ultimes. De ce fait, aucune rupture de la fibre de carbone ni aucun décollement à l'interface cordage-lamelle n'ont été constatés avant la rupture des poutres, excepté pour la poutre S3-LS-RW. Le mode de rupture secondaire relié au système de renforcement est le délaminage du substrat de béton, et non pas le décollement à l'interface entre le béton et les lamelles. Les résultats sont montrés, à la Figure 4. 5, sous forme graphique pour chacune des lamelles du renfort externe des deux systèmes d'ancrage. La déformation des lamelles est fonction de l'effort tranchant appliqué jusqu'à la rupture de la poutre.

L'initiation de la contribution des étriers fermés en PRFC, comme pour les étriers internes en acier, ne débute pas avant un certain effort tranchant. Dans le cas de S0, la résistance à l'effort tranchant avant l'enclenchement de la tension dans le système de renforcement est attribuable aux composantes de la résistance du béton (V_{cz} , V_{ay} et V_d). Donc, la lamelle préfabriquée ne joue un rôle qu'après la fissuration initiale du béton comme pour les armatures transversales.

4.3.3.1 Poutres S0-LS-RW/RF

Pour la poutre S0-LS-RW, les lamelles L2 et L3 enclenchent la participation des PRF à un effort tranchant de 54 kN, puis L2 intervient à 64 kN. Les lamelles L5 et L6 ne participent pas à la résistance au cisaillement de la poutre. La lamelle L1 est demeurée en compression jusqu'à 95 kN d'effort tranchant et sa participation atteint un plateau vers la capacité ultime de la poutre. La lamelle L2 est la plus sollicitée avec une déformation de $6\,457\ \mu\epsilon$ à la rupture. Cette poutre a montré une augmentation de la résistance à l'effort tranchant due au PRFC de 94.7% par rapport à la poutre de contrôle. La progression de la fissuration principale a été acheminée davantage vers l'appui en passant sous la dalle de compression, comme le système d'ancrage ceinture seulement l'âme de la section. Alors la répartition des efforts a été reprise par un moins grand nombre de ces lamelles et ce sont les lamelles L2 et L4 qui ont intercepté une fissure principale causant la ruine de la poutre.

Pour la poutre S0-LS-RF, les lamelles L2 et L6 enregistrent une déformation initiale ($50\mu\epsilon$) à un effort tranchant de 64 kN d'effort tranchant. Puis L3 et L4, au centre de la portée en cisaillement où la fissuration oblique est habituellement initiée, n'interviennent pas avant 30% de la capacité ultime à 66 kN d'effort tranchant. La lamelle L5 s'implique à partir de 86 kN tandis que L1 et L6 ne participent que très peu à la résistance au cisaillement de la poutre. Les lamelles intéressantes (L2 à L5) sont grossièrement regroupées ensemble suivant la même pente sur la Figure 4. 5 b). C'est la lamelle L3 qui enregistre la lecture la plus importante à 5 393 microdéformations sous 41% de sa déformation ultime. Cette poutre a obtenu une augmentation de la résistance à l'effort tranchant due au PRFC de 141.5% par rapport à la poutre de contrôle. Ce gain est attribuable à un patron de fissuration plus diffuse et plus fine dû à la présence des lamelles préfabriquées. La distribution de l'effort tranchant le long de la portée de cisaillement est donc mieux répartie parmi ces éléments.

4.3.3.2 Poutres S3-LS-RW/RF

Pour la poutre S3-LS-RW à la Figure 4. 5 c), le même phénomène de plafonnement des lamelles que celui de la poutre S0-LS-RW survient en fin de chargement. Plusieurs lamelles,

notamment L2, ont connu une relaxation de leur déformation probablement due à un délaminage prématuré à l'interface béton-PRF tout en demeurant soutenu par le cordage. La contribution des lamelles aux extrémités de la poutre est très peu efficace. Celles-ci (L1 et L6) sont demeurées en compression jusqu'à un effort tranchant de 135 kN. La lamelle L5 est la première à enregistrer une déformation vers 62 kN, puis L3 et L4 à 66 kN d'effort tranchant en moyenne et finalement L2 à 85 kN. La plastification de l'étrier ST2 est survenue sous un effort de 207 kN qui ne semble pas avoir affecté la lamelle voisine L3 ni aucune autre. Par contre, à 167 kN d'effort tranchant les variations observées dans les lamelles d'intérêt (L2 à L5) sont aussi notables dans les étriers ST2 et ST3, signe d'une interaction entre le renfort externe et les étriers en acier. Comme pour la poutre S0-LS-RW, le patron de fissuration de S3-LS-RW est décalé vers l'appui en enregistrant les déformations maximales dans les lamelles L2 et L3 avec 6 000 microdéformations en moyenne. Les lamelles L4 et L5 ont obtenu une lecture de 3 565 et 4 032 $\mu\epsilon$, respectivement. La distribution des efforts dans les PRFC est donc moins uniforme que le spécimen LS-RF.

Pour la poutre S3-LS-RF à la Figure 4. 5 d), les étriers en fibres de carbone aux extrémités offre une résistance minimale à l'effort tranchant, notamment L6 qui est demeurée en compression jusqu'au quart de la capacité ultime. La lamelle près de l'appui intervient vers 71 kN d'effort tranchant. Les premières lamelles d'intérêt au centre de la portée en cisaillement à obtenir une lecture initiale (50 $\mu\epsilon$) sont L5 et L4 vers 49 et 56 kN d'effort tranchant, respectivement. Puis L2 et L3 enregistrent une lecture similaire à 61 et 84 kN d'effort tranchant respectivement. Ceci peut renseigner sur l'apparition des premières fissures diagonales le long de la section étudiée. Ces résultats seront traités dans le chapitre suivant sur l'évolution de la résistance des éléments verticaux et le patron de fissuration observé. Somme toute, les lamelles centrales (L2 à L5) suivent globalement la même tendance jusqu'à la rupture. Une relaxation des déformations a été observée pour les lamelles L2 et L4 à 214 kN d'effort tranchant, au même moment où la déformation dans la lamelle L3 a augmenté considérablement sous le même chargement. Cette variation est probablement attribuable à la plastification de l'étrier ST2. La distribution des déformations est similaire

dans les lamelles L3 et L4 et dans les lamelles L2 et L5 variant en moyenne de 5 360 à 4 610 microdéformations, respectivement.

4.3.3.3 Poutres S1-LS-RW/RF

Les deux poutres renforcées de la série S1 ont eu un comportement similaire jusqu'à la rupture. Ce comportement, plus ductile que les poutres renforcées des séries S0 et S3, est attribuable à l'important taux d'acier d'armature transversale et la présence du renfort externe qui a permis de solliciter l'armature longitudinale jusqu'à la plastification bien avant d'atteindre la rupture ultime. La contribution des PRFC à la rupture a enregistré un écart minimale de 2.3 kN d'effort tranchant entre les deux systèmes d'ancrage investigués démontrant la limite de la configuration des systèmes d'ancrage.

Pour la poutre S1-LS-RW à la Figure 4. 5 e), malgré le taux d'armature plus important, la déformation des éléments verticaux (aciers d'armatures transversales et étriers fermés en PRFC) est également déplacée vers l'appui. De ce fait, la lamelle L1 est beaucoup plus sollicitée que toutes les autres poutres déjà présentées. La lamelle L5 atteint également une diminution de presque la moitié de la poutre S1-LS-RF. La contribution des lamelles L1 à L4 débute globalement vers le même effort tranchant en commençant par L3 à 52 kN, L4 à 55 kN puis L2 à 67 kN et finalement L1 obtient une lecture positive à 70 kN. Comme déjà mentionnée, la lamelle près de l'appui a enregistré une déformation de 6 037 $\mu\epsilon$ soit plus de 2.5 fois celle de la poutre S1-LS-RF. Également, pour la lamelle L2 qui a atteint une déformation de 1 000 $\mu\epsilon$ de plus à la rupture.

Pour la poutre S1-LS-RF, la lamelle L6 n'est pas représentée sur la Figure 4. 5 f), puisque celle-ci est restée en compression tout au long du chargement. La participation de la lamelle L1 a débuté sous un effort tranchant de 85 kN et sa déformation à la rupture de la poutre a atteint le double de celle des autres poutres avec le même système d'ancrage (S0-LS-RF et S3-LS-RF) à 2 310 $\mu\epsilon$. Les lamelles L2 et L3 ont atteint une déformation considérable (50 $\mu\epsilon$) à 68 et 56 kN d'effort tranchant, respectivement, puis L4 et L5 vers un effort de 66 et 70

kN, respectivement. La répartition des efforts dans les lamelles est distribuée entre L2 et L4. Il y a donc deux fissures principales de cisaillement dans la portée étudiée. Les déformations enregistrées à la rupture de la poutre se situent autour de $5\,000\ \mu\epsilon$ en moyenne. Le niveau de déformation enregistré est similaire à celui des séries S0 et S3, signe que l'efficacité des étriers fermés en PRFC est constante, peu importe la quantité d'armature transversale. De plus, la plastification de l'armature transversale ne semble pas affecter le comportement du renforcement externe.

4.3.4 Résumé sommaire

Les tableaux suivants ont été préparés pour résumer à quel niveau d'effort tranchant les étriers en acier et les lamelles en PRFC commencent leur participation à la reprise de l'effort tranchant tel que déjà discuté. Cela permet de mieux observer la reprise de cet effort parmi les éléments verticaux suivant l'initiation de la fissuration diagonale dans le béton. Pour l'étrier interne en acier le plus sollicité (ST2), l'amorce de la participation à la reprise de l'effort tranchant maximal varie de 17.4 à 28.6 % pour les poutres renforcées et les poutres de contrôle, respectivement. Pour la lamelle préfabriquée la plus sollicitée (L2 ou L3), l'initiation de la contribution varie de 19.3, 24.3 et 32.1 % de la charge de rupture pour les séries S1, S3 et S0, respectivement.

Tableau 4. 5 Effort tranchant dans les étriers à l'initiation de leur contribution

Série	Poutre	ST1 (kN)	ST2 (kN)	ST3 (kN)	ST4 (kN)
S3	CON	N/D	59.4	N/D	N/D
	LS-RW	89.6	49.1	41.6	44.4
	LS-RF	61.7	46.5	40.2	35.5
S1	CON	N/D	60.5	N/D	N/D
	LS-RW	55.8	48.7	33.5	31.6
	LS-RF	67.3	44.5	28.2	27.3

Tableau 4. 6 Effort tranchant dans les lamelles à l'initiation de leur contribution

Série	Poutre	L1 (kN)	L2 (kN)	L3 (kN)	L4 (kN)	L5 (kN)	L6 (kN)
S0	LS-RW	116.6	64.6	53.8	53.1	80.7	75.9
	LS-RF	94.2	64.2	66.1	65.6	85.9	64.2
S3	LS-RW	167.4	84.6	66.5	68.5	61.8	219.7
	LS-RF	70.9	61.4	84.4	56.4	49.1	217.6
S1	LS-RW	70.1	67.2	52.2	54.8	100.1	258.1
	LS-RF	85.2	68.1	55.9	70.1	66.3	N/A

4.4 Conclusion partielle

Ce chapitre est dédié à l'analyse des résultats sur les neuf poutres du programme expérimental. Le gain attribuable au renfort externe passe en moyenne de 118 à 30 % pour les poutres sans et avec des armatures de cisaillement internes, respectivement. L'écart du gain entre les deux configurations du système d'ancrage est de 46 et 12% pour la série S0 et S3 respectivement. Le renfort externe a également favorisé un comportement plus ductile en plastifiant l'armature longitudinale des séries S3 et S1 et en augmentant aussi le déplacement sous la charge. La contribution des étriers fermés en PRF en début de chargement suit celle des étriers en aciers après un certain niveau d'effort repris par le béton. Ces deux éléments verticaux travaillent donc conjointement à la résistance à l'effort tranchant. D'après les résultats obtenus, le comportement à l'ultime des poutres LS-RF est plus performant. Les étriers d'acier et ceux en PRF durant la phase de fissuration sont d'une certaine façon soulagés pour un même chargement grâce à la participation de la dalle de compression avec le système d'ancrage. La présentation et la discussion des résultats d'essais du présent chapitre vont servir à suivre l'évolution de la résistance des éléments verticaux et le patron de fissuration observé pour chacune des poutres avec renforcement externe en étriers fermés du CHAPITRE 5. Le comportement des poutres sous la charge croissante est traité suivant l'apparition des fissures de flexion, puis celles des fissures diagonales de cisaillement. La répartition des déformations au cours de chargement de l'armature transversale et du système de renforcement est confrontée aux patrons de fissures observés à la rupture.

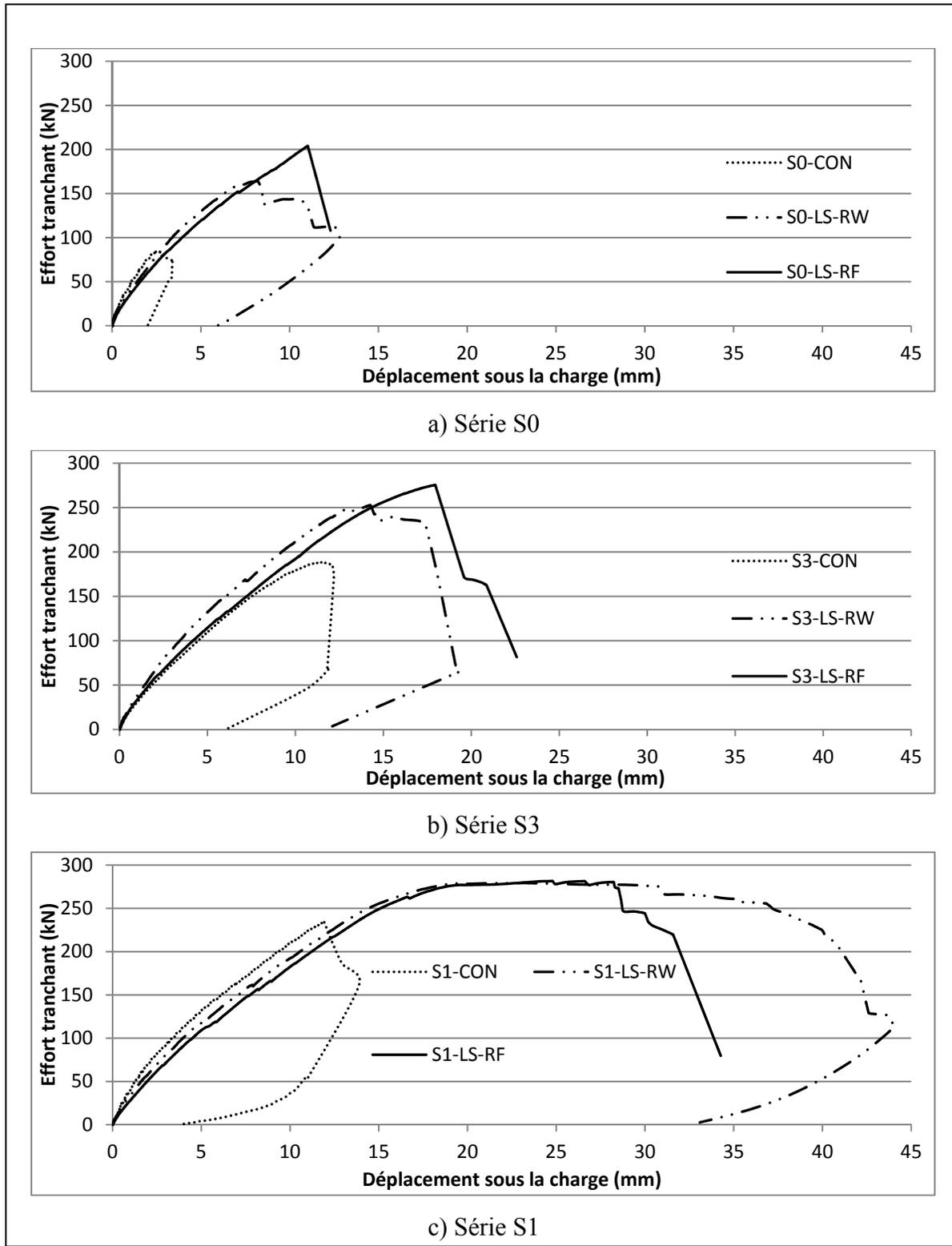


Figure 4. 1 Courbes effort-déplacement sous la charge

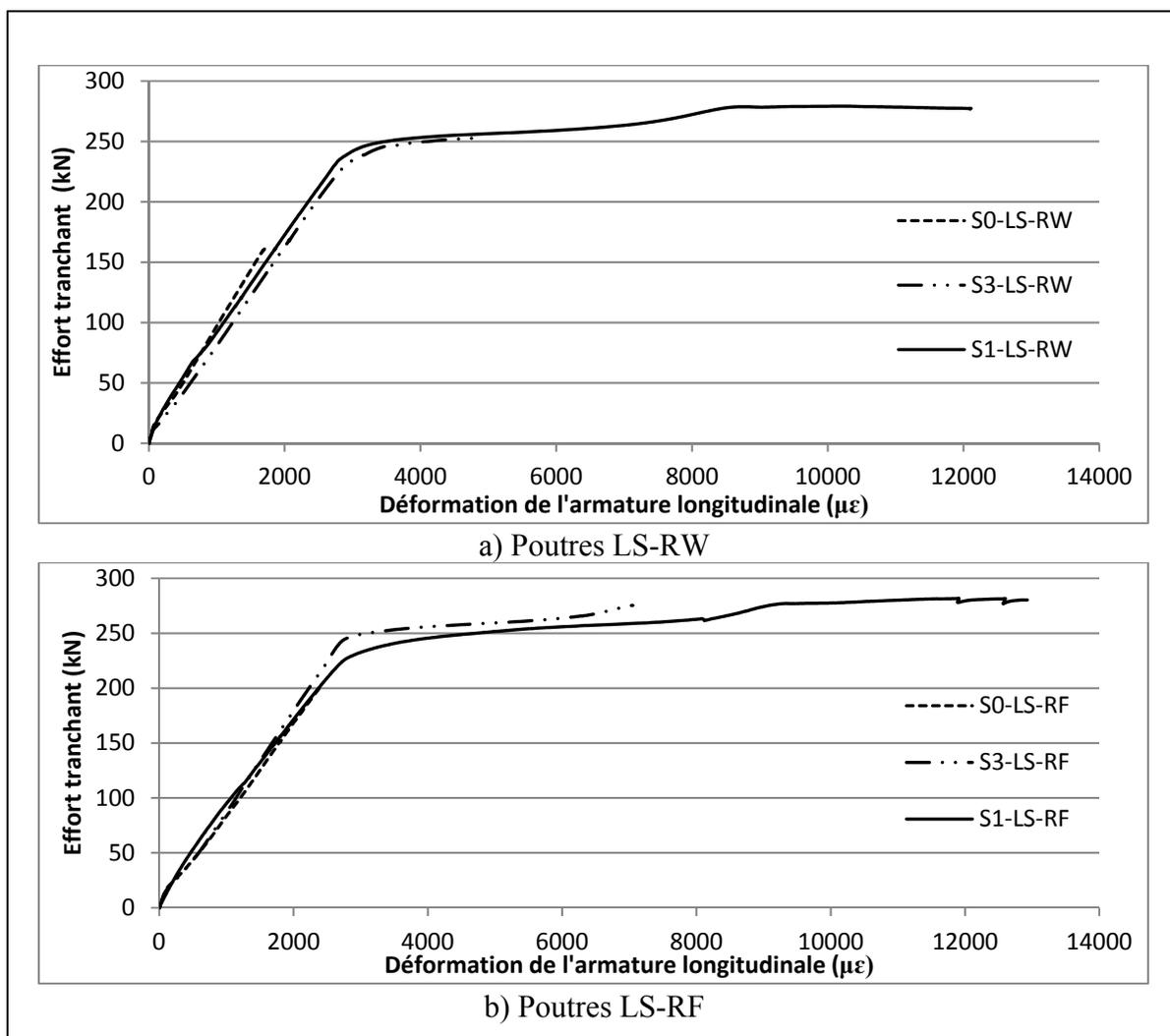
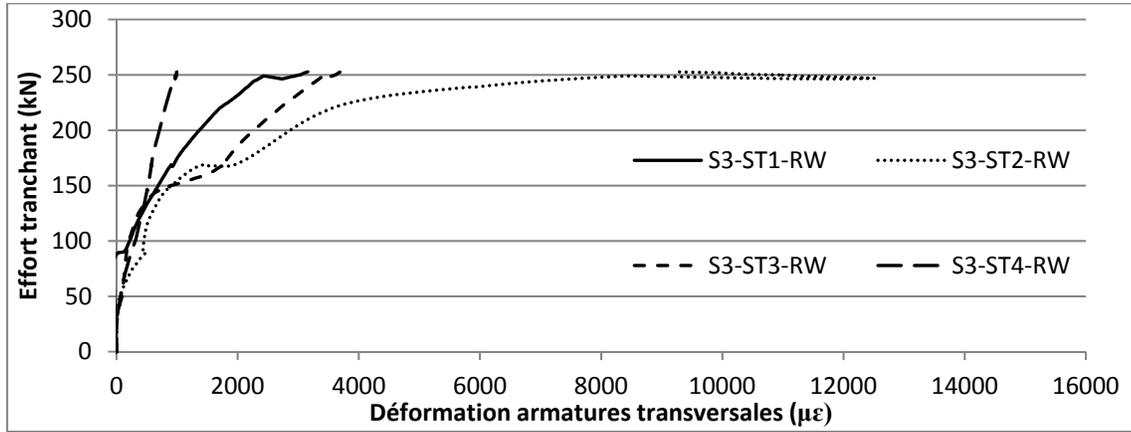
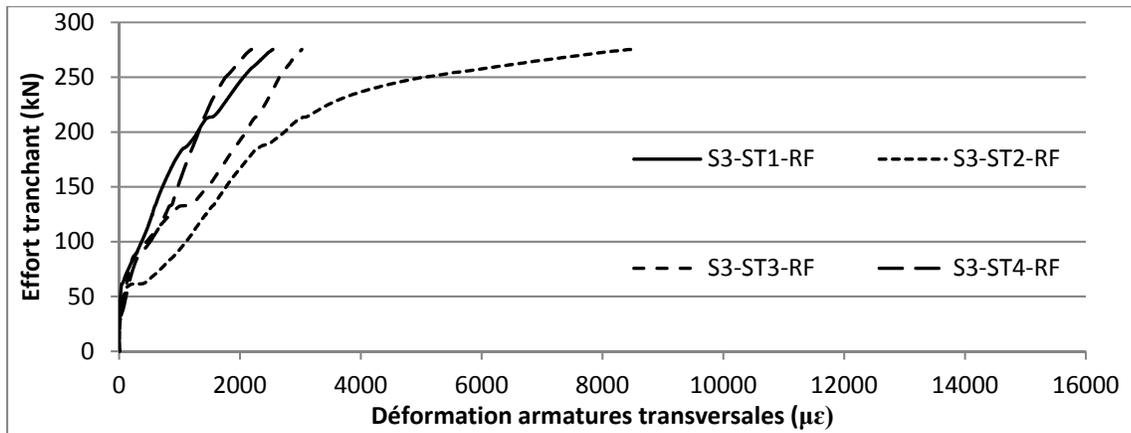


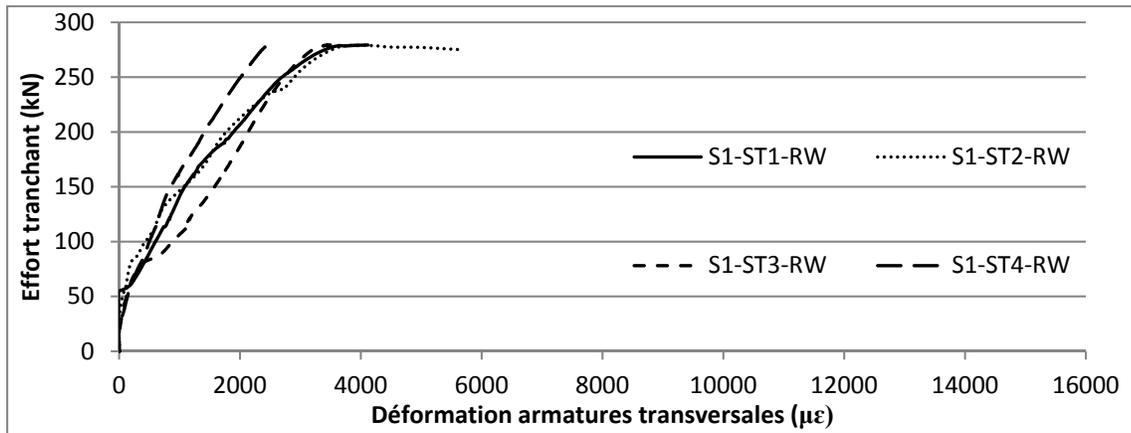
Figure 4. 2 Déformation de l'armature longitudinale au droit de la charge



a) Poutre S3-LS-RW



b) Poutre S3-LS-RF



c) Poutre S1-LS-RW

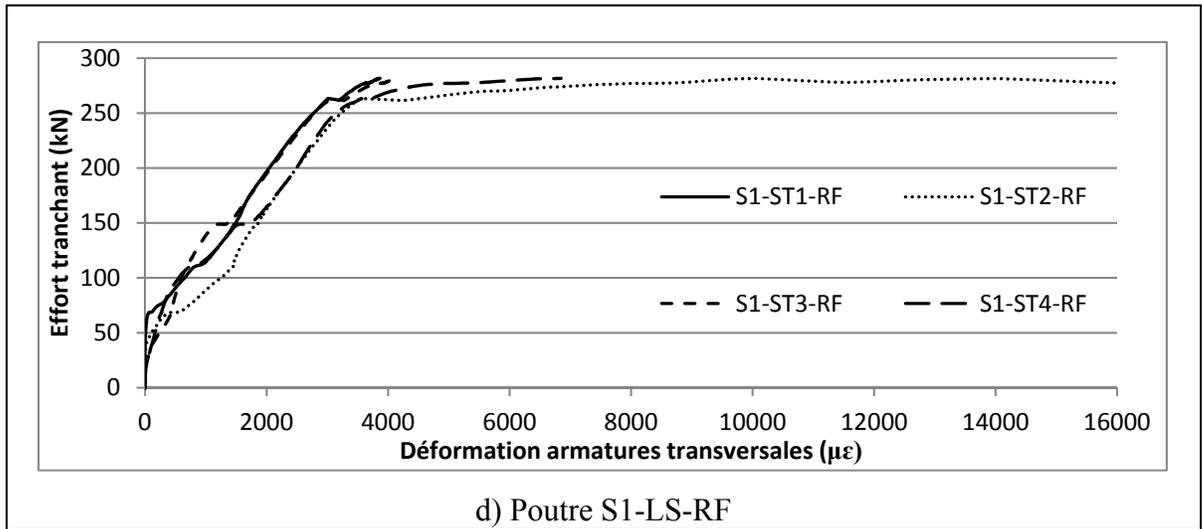


Figure 4. 3 Déformations des étriers d'acier

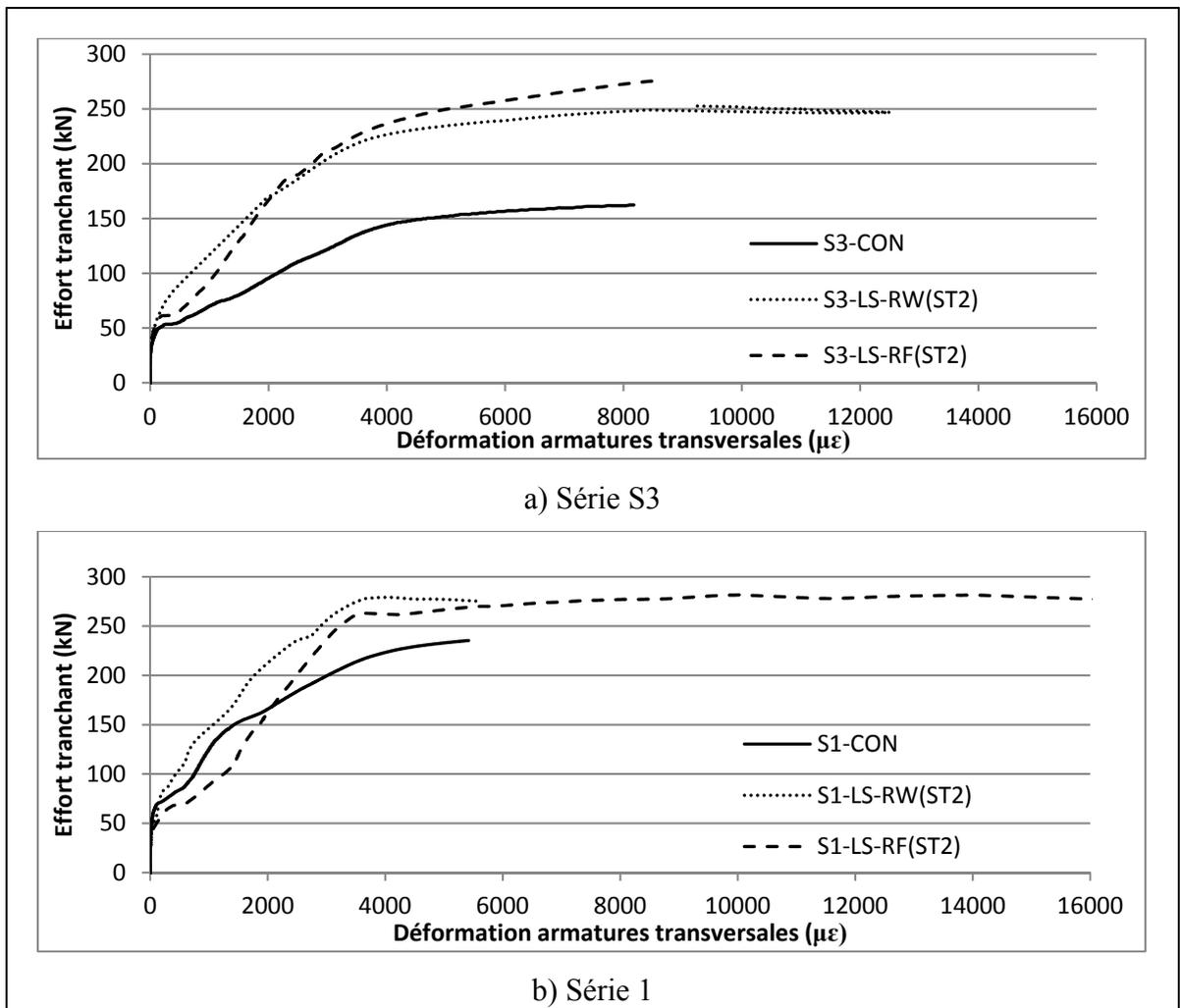
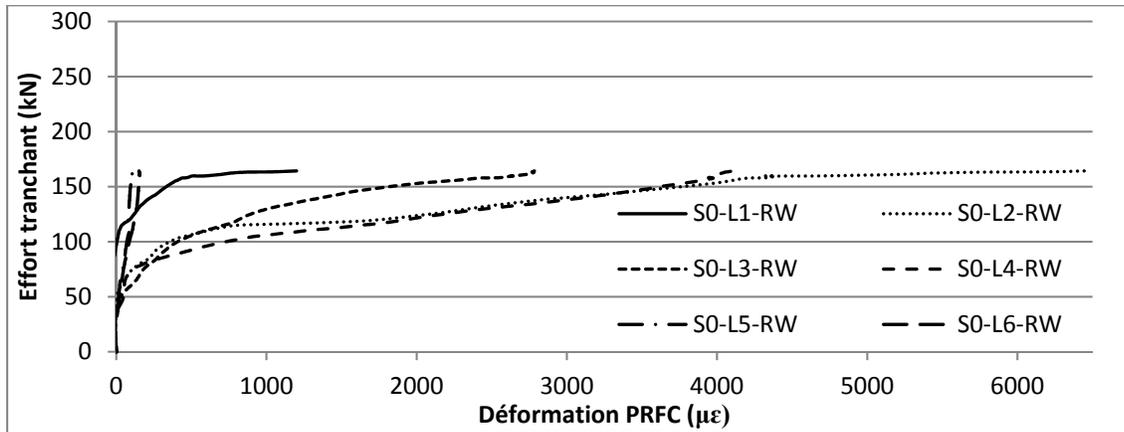
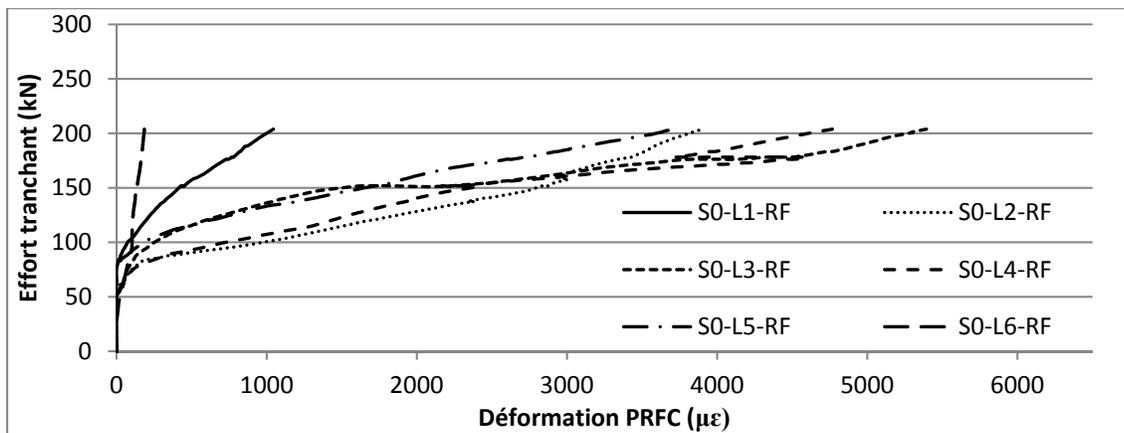


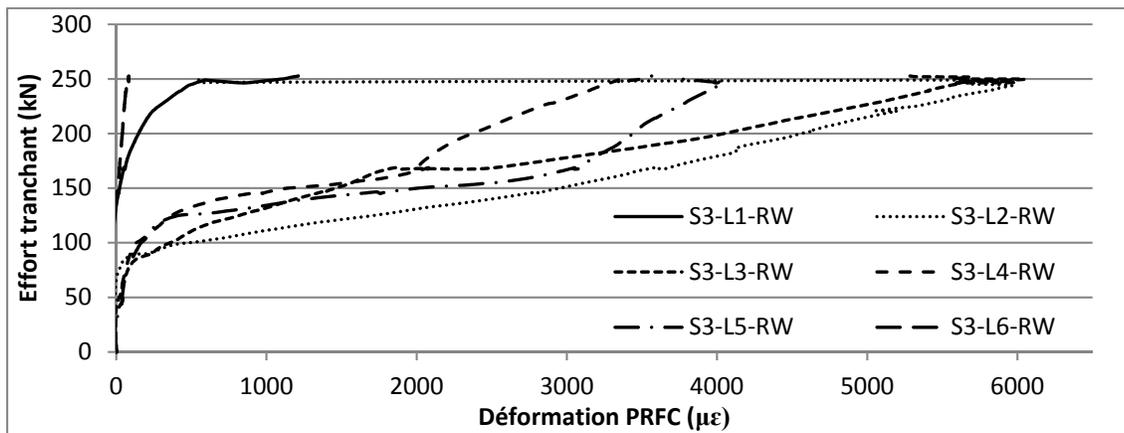
Figure 4. 4 Déformations maximales des étriers d'acier



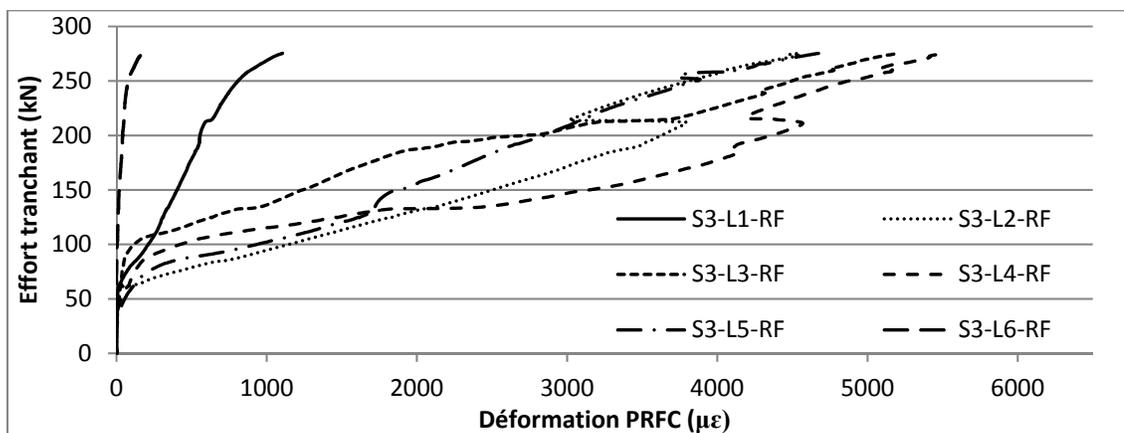
a) Poutre S0-LS-RW



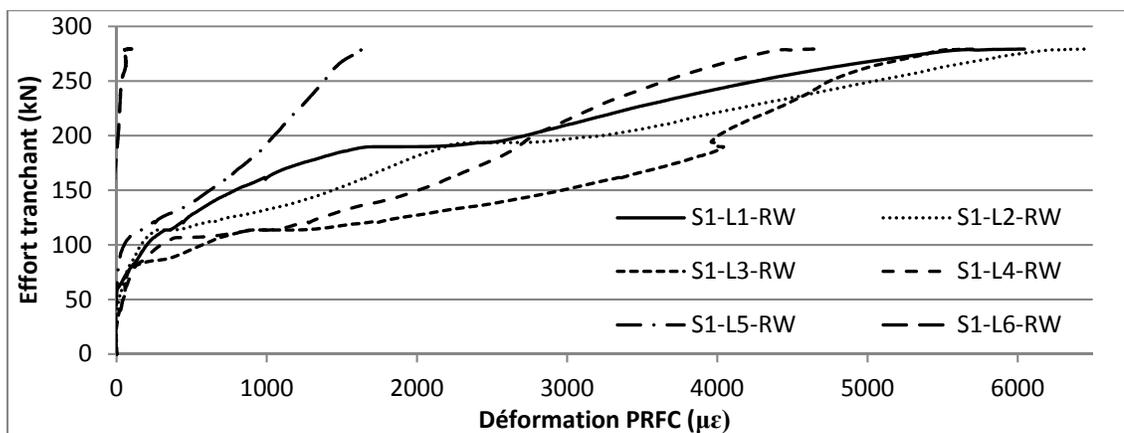
b) Poutre S0-LS-RF



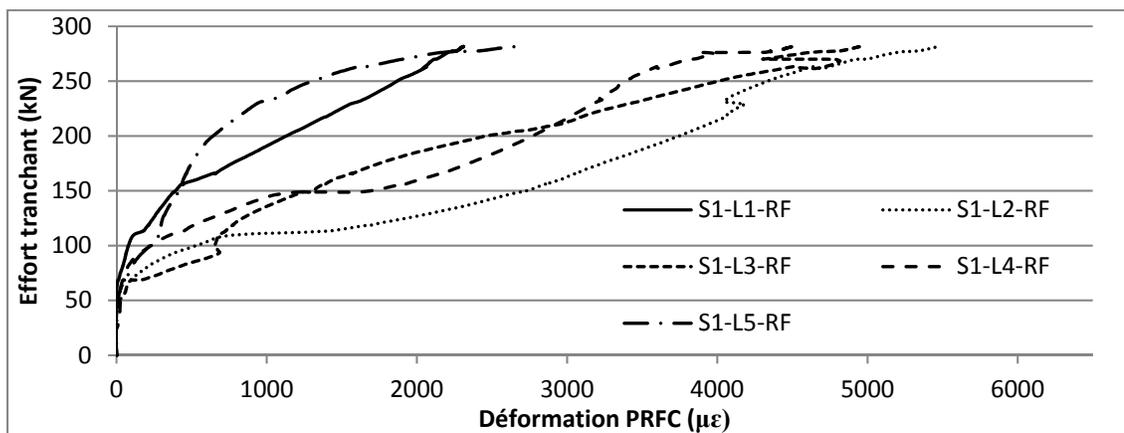
c) Poutre S3-LS-RW



d) Poutre S3-LS-RF



e) Poutre S1-LS-RW



f) Poutre S1-LS-RF

Figure 4. 5 Déformations des PRFC

CHAPITRE 5

ÉVOLUTION DE LA RÉSISTANCE DES ÉLÉMENTS VERTICAUX ET PATRON DE FISSURATION

Le présent chapitre est une extension de la discussion déjà abordée au CHAPITRE 4, mais axée sur la distribution des déformations dues à la progression de l'effort tranchant et la fissuration qui en résulte. Chacun des éléments instrumentés a permis de suivre le comportement des poutres en BA sous la charge croissante jusqu'à la capacité ultime. La lecture des déformations dans les éléments verticaux et plus précisément dans les étriers internes en acier et les étriers externes fermés en PRFC, est traité ici de façon à suivre l'évolution durant les différentes phases de fissuration. Depuis l'initiation des fissures de flexion jusqu'à celles obliques dues au cisaillement. La répartition des déformations dans ces éléments permet également de connaître les zones critiques de rupture de chacun des spécimens renforcés selon la configuration du système d'ancrage. Cette répartition est confrontée aux patrons de fissuration observés et mesurés après la rupture sur le banc d'essai.

5.1 Répartition des déformations dans les éléments verticaux

Cette sous-section fait l'objet des déformations mesurées durant l'évolution du chargement dans les armatures transversales et les lamelles préfabriquées en PRFC. L'intensité des déformations dans les renforcements en cisaillement à la rupture permet de déterminer dans chacun des spécimens la zone critique où la majorité des efforts ont été reprise et produit la ruine de la section. Ces observations serviront également à élaborer un modèle de calcul basé sur l'interaction entre les étriers internes en acier et les étriers externes fermés en PRFC. Ce modèle analytique, présenté au CHAPITRE 6, est basé en outre sur les paramètres mis à l'essai dans le programme expérimental, soit l'influence du taux d'armature transversale sur le gain dû au PRFC.

Les déformations enregistrées au cours des essais sont présentées sous forme d'histogramme dans la Figure 5. 1 et la Figure 5. 2. Cette distribution est graduée sur une échelle de 40 à 80% de la capacité ultime de la poutre étudiée. La déformation maximale, à la rupture dans la majorité des poutres, est également montrée pour évaluer l'accroissement des éléments concernés dans la zone de rupture. Le but de présenter cette séquence de chargement est d'étudier les flèches et la fissuration selon le comportement sous des charges de service. Des efforts tranchants représentant 40 à 60% de l'effort de rupture semblent raisonnables étant donné que les prescriptions dictées par les normes de béton armé, comme l'ACI-318R (2014), l'Eurocode 2 (2004) et selon les règles de calcul des structures renforcées à l'aide de FRP (ACI-440 2008, *fib* TG 9.3 2001), recommandent que les contraintes dans l'acier d'armature demeurent inférieures à 80% de sa limite élastique pour éviter des déformations inélastiques. Dans notre cas, seulement l'étrier ST2 de la poutre S1-LS-RW atteint cette limite à 78% de l'effort ultime, alors que pour tous les autres spécimens cette limite varie de 65 à 70%. Les normes de conception prévoient également de limiter la flèche sous les charges de service à $l_n/360$. Ce qui correspond en moyenne à une valeur de 65% de la capacité ultime pour l'ensemble des spécimens renforcés en omettant la série S0. De plus, comme il sera expliqué dans les sections subséquentes, l'initiation de la contribution des étriers en acier et des PRFC varie en moyenne de 17 à 24% de l'effort ultime, respectivement pour les poutres renforcées des séries S3 et S1. Donc pour un effort de 40% de la charge de rupture, la fissuration principale est clairement amorcée. Afin d'appuyer davantage ce choix de graduation pour évaluer la progression de l'effort tranchant durant le chargement, un calcul simplifié du moment de service, M_s , basé sur une contrainte dans l'armature longitudinale de $0.6 f_y$ donne une charge de 255 kN représentant en moyenne 62 % de l'effort ultime. En résumé, à 40% de l'effort ultime, la fissuration diagonale dans la zone critique est enclenchée et à 60% de cet effort, les contraintes dans l'armature transversale et longitudinale sont très près de la limite élastique (80 %) stipulée dans les normes. Cette gradation de 80% de l'effort de rupture permet aussi de voir l'effort tranchant correspondant, en général, à la plastification des étriers en acier.

5.1.1 Renforcement à l'aide d'étriers internes en acier

La plastification des armatures transversales des spécimens renforcés a été mesurée à environ 3 000 microdéformations. La graduation des histogrammes est basée sur ce niveau de déformation. Les Figures 5. 1 b) et c) font référence aux poutres avec armatures transversales selon la direction du cordage à travers l'âme (LS-RW) tandis que les Figures 5. 2 b) et c) traitent des poutres avec armatures transversales selon la direction du cordage à travers la semelle (LS-RF).

Pour les poutres LS-RW, la distribution des déformations n'est pas uniforme le long de la portée en cisaillement. L'étrier ST4 de la série S3 (S3-LS-RW) enregistre une déformation près de la rupture équivalente à la moyenne des autres étriers à 60% de l'effort tranchant ultime (Figure 5. 1 b)). Cet étrier est donc faiblement sollicité. L'étrier ST2 atteint la plastification en premier à 80% de l'effort ultime, puis cet étrier fait un bond fulgurant jusqu'à 12 500 microdéformation juste avant la rupture à 247 kN d'effort tranchant où il cède. La lamelle L3 fait alors un saut positif de 300 microdéformations, ce qui dénote de l'interaction entre les étriers et les lamelles. L'étrier ST4 de la série S1 (S1-LS-RW), à la Figure 5. 1 c), semble obtenir des mesures des déformations plus importantes que la poutre S3-LS-RW, mais il ne faut pas oublier que ce dernier est placé à 125 mm plus près de l'appui. Les déformations sont bien équilibrées jusqu'à 80% de l'effort de rupture pour ST1 et ST2 tout en étant légèrement plus élevées dans ST2 à 60% de l'effort ultime. Aucun des étriers n'atteint la plastification avant ce point. Les déformations principales sont réparties également entre ST1 et ST2 à la rupture du spécimen.

Pour les poutres LS-RF, dès 40% de l'effort de rupture, les déformations dans tous les étriers de la poutre S3-LS-RF (Figure 5. 2 b) sont le double, et même près du triple pour ST2 et ST3 comparativement à ceux de S3-LS-RW. Les déformations de ST1 à ST3 sont plus ou moins équivalentes entre les deux systèmes d'ancrage à 80% de l'effort ultime excepté pour ST2 qui est légèrement plus sollicité dans la poutre LS-RF de la série 3. C'est l'étrier ST2 de cette série qui prend la majorité des efforts en affichant aussi un saut important jusqu'à 8 475

microdéformations. Cet étrier ne rompt cependant qu'après l'écrasement du béton. Durant l'évolution de l'effort tranchant, avant la déformation maximale enregistrée, la répartition des déformations entre les deux configurations du système d'ancrage de la série S1 n'est pas aussi clairement définie que pour la série S3. De façon générale, les étriers sont plus sollicités dans la poutre S1-LS-RF (Figure 5. 2 c). Les étriers ST1 et ST2 sont en moyenne $260 \mu\epsilon$ supérieure entre 60 et 80% de l'effort de rupture. L'étrier ST1 est $850 \mu\epsilon$ supérieure en début de chargement. L'étrier ST3 est équivalent à 80% de l'effort de rupture. Tandis que ST4 est beaucoup plus sollicité entre 60 et 80% de la capacité maximale avec une moyenne de $1\ 060 \mu\epsilon$ de plus. À la rupture, les étriers ST2 et ST4 font un bond plus marqué de $5\ 974$ et $4\ 287 \mu\epsilon$ de différence positive avec la poutre S1-LS-RW.

La configuration du système d'ancrage influence donc le comportement des étriers durant l'évolution de la charge croissante. Cette différence dans la contribution des étriers est plus marquée dans les spécimens de la série S3 du fait que la fissuration principale a plus de facilité à progresser sous la table de compression en engageant davantage les étriers près de l'appui. L'étrier ST4 est toujours plus sollicité lorsque les contraintes sont confrontées au cordage traversant la table de compression. Tandis que l'étrier ST1 est majoritairement plus actif dans les poutres LS-RW qui achemine plus directement la fissuration vers l'appui.

5.1.2 Renforcement à l'aide d'étriers fermés en PRFC

Pour la série S0, qui ne dispose pas d'étrier en acier pour lier ensemble l'âme de la poutre et la dalle supérieure autrement que de façon monolithique avec le béton et le système d'ancrage RF. Les lamelles enregistrent des déformations négligeables à 40% de l'effort ultime et les lamelles aux extrémités de la portée (L1 et L6) n'apportent pas beaucoup de contribution à la résistance en cisaillement dans les deux systèmes d'ancrage investigués. Pour la poutre S0-LS-RW (Figure 5. 1 a)), l'effort tranchant est repris en grande partie par les lamelles L2 et L4 à 80% de la charge de rupture. À 60% de l'effort, les déformations sont en deçà de $500 \mu\epsilon$ en moyenne pour L2 à L4. Seulement L2 fait un bond important avec une déformation maximale de $6\ 457 \mu\epsilon$ soit $2\ 355$ microdéformations de plus que L4. Pour la

poutre S0-LS-RF (Figure 5. 2 a)), les déformations sont équivalentes à 80% de l'effort de rupture pour les lamelles au centre de la portée en cisaillement (L2 à L4). À 60% de l'effort ultime, les déformations dans les lamelles L2 à L4 sont en moyenne trois fois supérieures à ceux de la poutre S0-LS-RW. À la rupture, c'est L3 qui reprend la majorité des déformations à 5 393 $\mu\epsilon$, cependant la distribution est plus uniforme que la poutre S0-LS-RW avec une différence de moins de 1 000 microdéformations à L4.

Pour la série S3, déjà à 40% de l'effort de rupture, les lamelles de la poutre S3-LS-RF (Figure 5. 2 b)) sont généralement plus sollicitées que dans la poutre S3-LS-RW (Figure 5. 1 b)), spécialement pour L4 et L5 qui enregistrent de 5 à 7 fois une déformation supérieure, respectivement. Seule la lamelle L4 est beaucoup plus active à 60% de l'effort de rupture avec le système d'ancrage RF, tandis que les autres lamelles dans le centre de la longueur de cisaillement sont équivalentes entre les deux systèmes. À 80% de l'effort de rupture, au moment où l'étrier ST2 se plastifie, les déformations entre L2 et L5 sont, en moyenne, similaires dans les deux configurations du cordage en PRFC. Cependant la répartition des efforts est davantage reprise par les lamelles L2 et L3 de la poutre S3-LS-RW. Cette distribution des efforts est plus uniforme parmi ces lamelles dans la poutre S3-LS-RF. À la rupture, les lamelles L2, L3 et L5 de la poutre S3-LS-RW ont subi un délaminage du substrat vers 247 kN d'effort tranchant un peu avant que l'étrier ST2 ne cède. Ce qui n'est pas survenu dans la poutre S3-LS-RF. Les lamelles L2 et L5 puis L3 et L4 de S3-LS-RF démontrent une déformation identique d'environ 5 000 $\mu\epsilon$ en moyenne et une différence entre ces paires de lamelles d'environ 745 $\mu\epsilon$. Tandis que pour S3-LS-RW, ce sont seulement L2 et L3 qui obtiennent une lecture moyenne de 6 000 $\mu\epsilon$ avec une différence moyenne de 2 200 $\mu\epsilon$ avec la paire de lamelles L4 et L5. Tout comme les étriers internes en acier, la reprise des efforts de cisaillement est déportée vers l'appui pour S3-LS-RW qui intercepte moins la fissuration par les éléments verticaux situés vers la charge comparativement à la poutre S3-LS-RF où les déformations sont plus uniformes.

Pour la série S1, le comportement à la rupture est similaire entre les deux configurations du système d'ancrage. Les poutres renforcées de cette série ont enregistré une capacité ultime équivalente avec un long plateau dans les courbes effort-déplacement (Figure 4. 1 c)) avant de céder. Cependant, les déformations dans les lamelles près de l'appui (L1 et L2) sont plus sollicitées dans la poutre S1-LS-RW (Figure 5. 1 c)) comme pour les autres séries avec le même système d'ancrage. La différence des déformations entre les deux systèmes à 40% de la charge de rupture n'est pas aussi frappante que pour la série S3. Seulement la déformation de la lamelle L2 de la poutre S1-LS-RF (Figure 5. 2 c)) est plus de cinq fois supérieure à celle de S1-LS-RW tandis les déformations dans L3 sont identiques. Bien que la lamelle L4 de la poutre S1-LS-RW soit moins de deux fois supérieure à celle de S1-LS-RF à ce niveau d'effort, celle-ci enregistre une déformation similaire de $100 \mu\epsilon$ près jusqu'à la rupture pour les deux systèmes investigués. La lamelle L5 est peu utilisée dans les deux configurations. Par contre celle-ci fait un bond important dans le cas de la poutre S1-LS- RF à la rupture qui dénote une fissuration plus étendue le long de la portée en cisaillement. De même pour la lamelle L1 de S1-LS-RW, où à compter de 80% de l'effort de rupture, signale une nette augmentation de sa contribution pour atteindre à la rupture avec une différence de plus de cinq fois la lecture obtenue des autres séries d'essais (S0-LS-RW et S3-LS-RW). À la rupture, la moyenne des déformations des trois premières lamelles du côté de l'appui (L1 à L3) de la poutre S1-LS-RW est d'environ $6\ 100 \mu\epsilon$ tandis que celles de S1-LS-RF sont de $4\ 250 \mu\epsilon$. Observons que la moyenne de toutes les lamelles, exceptée pour L6 qui est inactif dans les deux systèmes, est de $4\ 900 \mu\epsilon$ pour S1-LS-RW et $4\ 000 \mu\epsilon$ pour S1-LS-RF. Les lamelles près de l'appui sont donc beaucoup plus sollicitées dans le cas du système d'ancrage qui n'inclut pas la table de compression, même en présence d'un taux d'armature transversale interne plus important. Ainsi, la répartition de l'effort tranchant est plus uniforme dans la poutre S1-LS-RF et son comportement après la fissuration diagonale est plus performant en favorisant des fissures plus étalées sur toute la portée en cisaillement.

La répartition des déformations dans les lamelles préfabriquées en L dénote bien les capacités du système d'ancrage en étriers fermés (RF) où aucune des lamelles n'a subi de délaminage avant l'écrasement du béton comparativement au système incluant seulement

l'âme de la poutre pour la série S3 (S3-LS-RW). Ce système d'ancrage en enveloppe complète (RF) est donc à privilégier du fait que la distribution des déformations le long du plan de cisaillement est plus étalée d'où l'observation d'une fissuration qui va dans le même sens.

5.2 Patron de fissuration

Les patrons de la fissuration observés sur les spécimens renforcés ont été mesurés à l'aide d'une lunette micrométrique portative d'un agrandissement 100x. Cet outil est montré sur la Figure 5. 3 a). Au-delà de la capacité de l'échelle du microscope, c'est-à-dire plus de 1 mm, une règle transparente graduée a été utilisée pour estimer l'ouverture de la fissure principale dans ces cas. La Figure 5. 3 et la Figure 5. 4 présentent les ouvertures des fissures ainsi que le faciès de la fissuration des spécimens avec renforcement externe en PRFC des trois séries d'essais. Le Tableau 5. 1 résume l'angle d'inclinaison des fissures principales causant la rupture de la poutre ainsi que l'effort tranchant qui coïncide avec l'initiation des fissures de flexion (armatures longitudinales) et de cisaillement (armatures transversales et étriers fermés en PRFC).

Les fissures de flexion ont été estimées de *visu* lors du déroulement des essais puis validées avec les courbes effort-déformation des armatures longitudinales au droit de la charge où un changement de pente est décelable en début de chargement. L'apparition des fissures de flexion a aussi été calculée théoriquement à l'aide du moment de fissuration, M_{cr} , selon une section homogène, pour comparaison.

L'effort tranchant causant l'apparition des fissures diagonales est obtenu à partir de l'initiation des contributions dans les étriers internes en aciers et ceux externes fermés en PRFC, voir les Tableaux 4. 5 et 4. 6. Les valeurs inscrites dans les tableaux susmentionnés font référence à ces éléments verticaux situés au centre de la portée en cisaillement où les fissures principales se développent. Par conséquent, seulement les lamelles L2 à L5 et les étriers internes ST2 et ST3 sont considérés.

La répartition des déformations obtenue dans les différents spécimens mise à l'essai est validée ici avec les observations et les mesures relevées à la rupture ultime. En service, l'ouverture maximale prescrite dans les normes est de 0.33 mm en milieu exposé. Les fissures supérieures à 0.3 mm sont donc considérées comme principales.

Tableau 5. 1 Inclinaison de la fissure(s) principale(s) et effort correspondant à l'apparition des fissures

Série	Poutre	Angle de fissuration principale	Fissures de flexion (kN)		Fissures diagonales (kN)	
			Avec les graphiques	Avec M_{cr}	Dans les étriers	Dans le PRFC
S0	CON	24°	N/A	25	N/A	N/A
	LS-RW	31°	16	25	N/A	54
	LS-RF	28°	17	25	N/A	64
S3	CON	34° < θ < 38°	N/D	25	59	N/A
	LS-RW	35°	12	25	49	67
	LS-RF	35°	15	25	47	61
S1	CON	38°	33	25	91	N/A
	LS-RW	41° < θ < 43°	17	25	49	55
	LS-RF	39° < θ < 41°	20	25	45	56

5.2.1 Poutres sans renfort en PRFC

Dans la poutre de contrôle S0-CON, une première fissure de cisaillement apparaît subitement au centre de la portée en cisaillement dans l'âme de la poutre sous un effort tranchant de 49 kN. Cette fissure progresse rapidement vers la table de compression et l'appui de façon simultanée avec un angle d'inclinaison de 24°. L'allure de la fissure près de l'appui est toutefois plus aplatie gênée par l'armature de flexion. Une seconde fissure est alors initiée à partir de la zone d'appui vers la table de compression sous un effort de 52 kN. Cette dernière correspond à la fissure principale causant la ruine de la poutre après sa progression à

l'intérieur de la table de compression. À noter qu'aucune fissure de flexion n'a été décelée durant l'essai.

Dans la poutre de contrôle S3-CON, la fissure diagonale est initiée sous un effort similaire à la poutre analogue sans acier d'armature transversale, soit à 48 kN. La rupture survient après que l'étrier ST3 cède sans que l'armature longitudinale ne plastifie. L'angle d'inclinaison de la fissure principale est plus grand que dans celui de la poutre S0-CON avec un faciès de fissuration plus diffus.

Dans la poutre de contrôle S1-CON, la fissuration dans la zone du moment maximal apparaît aux alentours de 30 kN. En raison de la présence de l'armature transversale, un certain nombre de fissures obliques font leur apparition à partir de 47 kN d'effort tranchant. Le patron de fissuration est mieux réparti et l'ouverture des fissures est davantage restreinte par les étriers internes, augmentant la contribution du béton. La présence des étriers d'acier n'a cependant pas retardé la formation des fissures typiques au cisaillement, mais l'angle d'inclinaison est passé à 38° . À titre de comparaison, l'effort tranchant relié à l'initiation de la fissure diagonale est de l'ordre de 55% de l'effort de rupture de la poutre S0-CON, tandis que cet ordre de grandeur est seulement d'environ 25 et 20 % pour S3-CON et S1-CON, respectivement. L'évolution du chargement accroît l'ouverture de la fissuration puis d'autres fissures obliques se greffent aux fissures de flexion déjà en place. La capacité ultime de la poutre est atteinte lorsque la fissuration atteint la table de compression et l'écrasement du béton survient.

5.2.2 Poutres avec renfort en PRFC

5.2.2.1 Série S0

Dans les poutres de la série S0 (S0-LS-RW/RF) une seule fissure majeure est observée de *visu* par l'ouverture plus fine des fissures avoisinantes (Figure 5. 3 a) Figure 5. 4 a)). Dans la poutre S0-LS-RW, la fissure majeure s'étend du premier étrier fermé en PRFC jusqu'au quatrième à partir de l'appui. Puis la fissure principale progresse sous la table de

compression à la jonction de l'âme. Aucune fissure n'est observée dans la semelle supérieure, tout comme dans S0-LS-RF. Contrairement aux observations de Bousselham (2005), l'inclinaison de la fissure principale est légèrement plus abrupte que la poutre de contrôle (S0-CON) avec un angle de 31° et 28° pour S0-LS-RW et S0-LS-RF, respectivement. Ceci peut-être causé par le système de renforcement externe qui agit comme un étrier fermé en interceptant la progression de la fissure. Les fissures sont donc forcées de poursuivre dans l'âme de la poutre encadrée par les lamelles préfabriquées. Les fissures sont donc plus nombreuses et plus fines tout particulièrement dans les poutres LS-RF. Les déformations des éléments verticaux présentées sous forme d'histogramme corroborent le faciès de fissuration observé à la rupture. La répartition des déformations plus étalée de la poutre S0-LS-RF est représentative de la tension exercée sur les lamelles L2 à L5. De même pour la poutre S0-LS-RW, où le patron de fissuration est décalé vers l'appui en délaissant la participation des lamelles L5 et L6. Après avoir atteint la capacité ultime de ce spécimen (S0-LS-RW), l'énergie emmagasinée à provoquer le glissement entre le cordage et les lamelles L2 à L3 suivi par la délaminage de L2 et le décollement du chevauchement de L1 sous le soffite de la poutre. L'apparition des fissures diagonales dans S0-LS-RW est suivie par l'initiation de la contribution des lamelles L3 et L4 conjointement. Des fissures mineures sont décelables au droit de la jauge de déformation dans ce cas. Dans le cas de la poutre S0-LS-RF, seulement le glissement du cordage des lamelles L2 à L4 est observable à la rupture. L'initiation de la contribution des lamelles dans cette poutre (S0-LS-RF) est enclenchée par L2 et L6 simultanément. Une seconde fissure diagonale survient après une redistribution des efforts d'une largeur de 1.2 mm entre les lamelles L2 et L3 suivi par une fissuration multiple à la base de l'âme dans la zone d'appui. Aucune fissure de flexion n'est réellement observée de *visu* dans la portée en cisaillement, mais plus spécifiquement directement sous la charge.

5.2.2.2 Série S3

Dans les poutres de la série S3 (S3-LS-RW/RF) la distribution des fissures est plus diffuse dans la poutre S3-LS-RF (Figure 5. 4 b)) que dans S3-LS-RW (Figure 5. 3 b)). En effet dans la poutre S3-LS-RF, au moins trois fissures d'importance suivent le même angle

d'inclinaison, soit environ 35° . Les fissures mineures se situent entre L6 et ST3 puis entre L5 et L2. La fissure causant la ruine s'étend de L1 jusqu'à quelques centimètres avant L4 et poursuit son trajet dans la table de compression. La table de compression de la poutre S3-LS-RW a également fissuré vers la fin du chargement. Cependant le nombre de fissures est plus restreint et à la rupture, l'ouverture de la fissure majeure est bien au-delà de 3 mm. Les fissures sont davantage présentes de L4 à ST1 et ceux-ci sont plus aplaties près de l'appui en raison de l'armature longitudinale. Les déformations des éléments verticaux présentés sous forme d'histogramme aux Figures 5. 1 b) et 5. 2 b) confirment le patron de fissuration observé à la rupture. Dans S3-LS-RW, la lamelle L2 est la plus sollicitée tout au long du chargement. De même S3-LS-RF au début du chargement, mais ce sont L3 et L4 qui ont été les plus sollicitées par la suite. Les déformations de la lamelle L5 est également plus important dans cette poutre d'où la présence d'une fissure de l'ordre de 0.3 mm, le double de l'ouverture que dans S3-LS-RW au même endroit. Le cordage des lamelles L2 à L5 a glissé avant que la table de compression ne fissure complètement. Pour la poutre S3-LS-RW, ce sont les lamelles L1 à L4 qui ont connu un glissement du cordage. D'où le déplacement observé dans la reprise des efforts des deux systèmes investigués. L'apparition des fissures diagonales dans les deux poutres est suivie par l'initiation de la contribution de la lamelle L5. L'initiation de la contribution de l'étrier ST3 survient plus tôt dans les deux cas que la poutre de contrôle (S3-CON). Également dans S3-LS-RF l'enclenchement de la contribution des PRFC est moins retardé que dans le S3-LS-RW. Ce fait est sans doute attribuable aux efforts repris par le cordage au centre de la table de compression qui est absent dans le cas de la poutre S3-LS-RW. Aucune fissure de flexion n'est réellement observable de *visu* dans la portée en cisaillement, mais plus spécifiquement directement sous la charge dans la zone de moment maximal.

5.2.2.3 Série S1

Dans la poutre de la série S1 (S1-LS-RW/RF), la distribution des fissures est similaire aux spécimens de la série S3 respectivement pour chacun des systèmes d'ancrage. L'angle d'inclinaison des fissures majeures n'est cependant tout à fait le même. Cet angle varie de 41

à 43° pour la poutre S1-LS-RW (Figure 5. 4 c)) et de 39 à 41° pour S1-LS-RF (Figure 5. 3 c)). Dans le cas de la poutre S1-LS-RF, les fissures se situent entre L5 et L3 puis entre L4 et ST1. La fissuration principale poursuit son trajet dans la table de compression. Dans S1-LS-RW, les fissures sont davantage présentes de L4 à ST1 puis de ST2 jusqu'à l'étrier non instrumenté près de l'appui. Une fissure importante au droit de la jonction de la table de compression et de l'âme est présente entre L5 et L2. La fissuration de la table de compression n'est pas continue avec la fissure principale dans l'âme de la poutre, elle a plutôt connu un écrasement. Ceci corrobore également l'éclatement important du recouvrement de l'armature longitudinale près de la zone d'appui de ce spécimen ainsi que la répartition des déformations plus accentuée vers cette zone. Le cordage des lamelles L2 à L5 a glissé avant que la table de compression ne fissure complètement. Dans la poutre S1-LS-RW, ce sont les lamelles L1 à L3 qui ont connu un glissement du cordage. D'où le déplacement observé dans la reprise des efforts des deux systèmes investigués. L'apparition des fissures diagonales dans les deux spécimens est suivie par l'initiation de la contribution de la lamelle L3. L'initiation de la contribution de l'étrier ST3 dans les deux poutres renforcées survient beaucoup plus tôt que dans la poutre de contrôle (S1-CON) et toutes les poutres de la série S3. De plus dans la poutre S1-LS-RF l'enclenchement de la contribution des étriers internes est précédé de près par l'initiation des fissures de flexion. Ceci fait aussi remarquer la présence de fissure de flexion-cisaillement dans la portée en cisaillement.

5.3 Conclusion partielle

Ce chapitre présente la répartition des déformations dans les composantes verticales résistant à l'effort tranchant et les patrons de fissuration observés à la rupture des poutres sur le banc d'essai. La configuration du cordage à une incidence importante sur la distribution des déformations entre chacune des lamelles et des étriers présents dans la longueur de cisaillement. Cette distribution est mieux répartie au sein des poutres LS-RF d'où un faciès de fissuration étalé. La zone de rupture diffère donc entre chacune des séries investiguées en fonction de la direction du système d'ancrage. Pour les poutres de contrôle (S0-CON, S3-CON et S1-CON) la fissuration principale se situe à une distance de $1.25d$ de l'appui. Il en

est de même pour toutes les poutres LS-RW (S0-LS-RW, S3-LS-RW et S1-LS-RW) où la direction du cordage en PRFC n'a pas modifié l'emplacement de la zone de rupture. Par contre, pour les poutres LS-RF (S0-LS-RF, S3-LS-RF et S1-LS-RF) cette zone est passée à environ $1.5d$ au centre de la portée en cisaillement. Cette information est utile pour déterminer la déformation maximale dans l'armature tendue, ϵ_x , qui est fonction du moment à cet endroit, comme il sera démontré dans le prochain chapitre portant sur la validation des résultats d'essais avec les normes en vigueur et l'élaboration d'un modèle de calcul pour les systèmes de renforcement considérés.

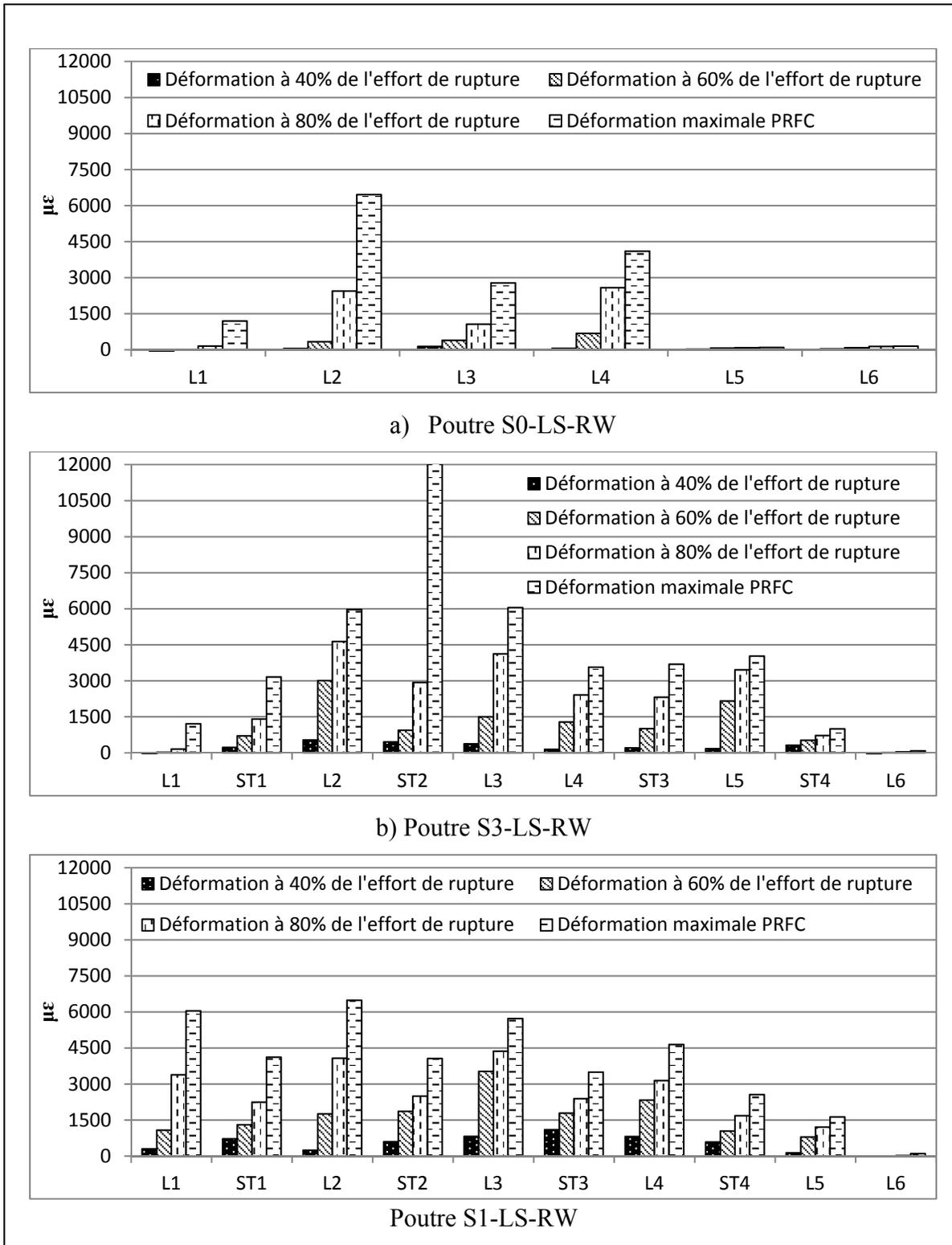


Figure 5. 1 Déformation des éléments verticaux dans les spécimens LS-RW

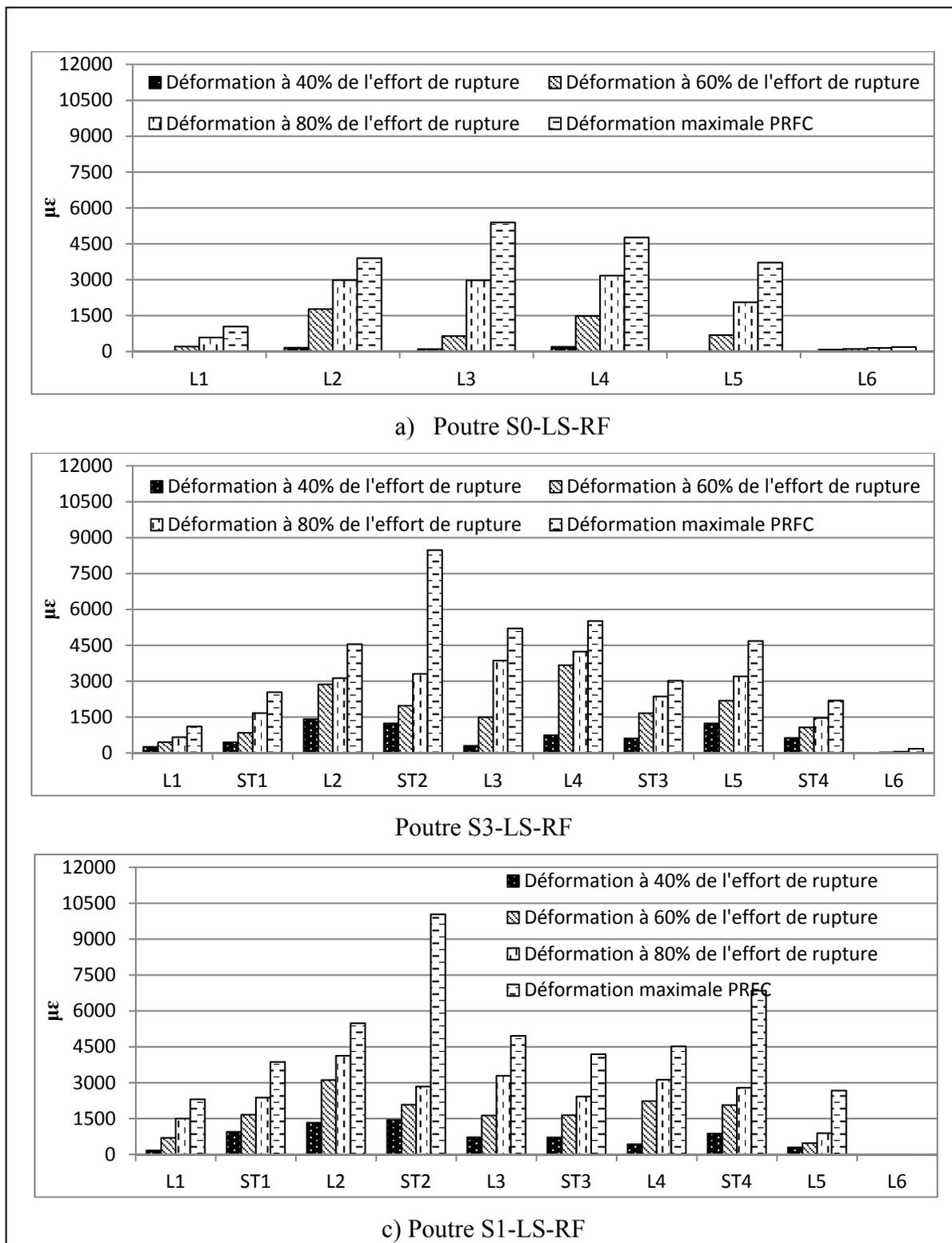


Figure 5. 2 Déformation des éléments verticaux dans les spécimens LS-RF

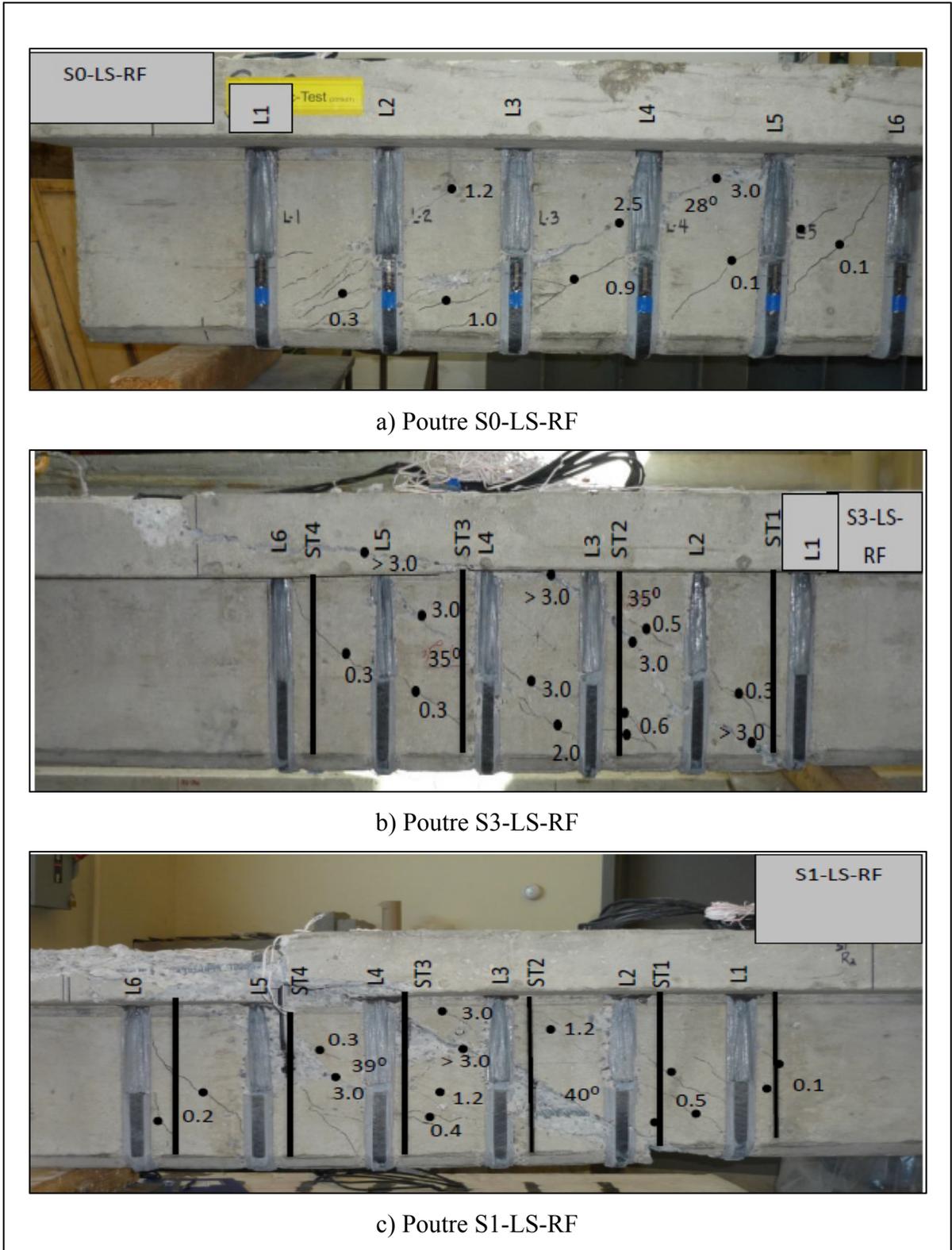


Figure 5. 4 Fissuration mesurée dans les poutres LS-RF

CHAPITRE 6

COMPARAISON DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX AUX NORMES ET MODÈLE ANALYTIQUE

Cette section poursuit le travail expérimental entrepris par des propositions théoriques sur le calcul de la contribution du renfort externe à la résistance en cisaillement, notamment sur l'interaction observée de l'acier d'armature transversale sur le gain dû au PRFC. Les fondements présentés dans ce chapitre sont basés sur le principe de superposition de la contribution du béton, la contribution de l'acier transversal puis celle des PRFC. Les calculs théoriques présentés ici sont basés sur les prescriptions et les modèles de calculs proposés par les principales normes et manuels de calculs internationaux, dont l'ACI-318R (2014), CSA-A23.3 (2014), CSA-S6 (2014) et l'EC2 (2004). Les calculs relatifs à la contribution du renfort externe en PRF collé sur la surface selon les normes en vigueur ont déjà été traités au CHAPITRE 2, section 2.3.

Les modes de rupture envisageables sont incontournables pour élaborer les bases d'un modèle analytique, notamment : (i) l'écrasement prématuré du béton; (ii) le décollement ou délaminage prématuré du renfort en PRFC; (iii) la rupture initiée par la plastification de l'acier d'armature de cisaillement ou de flexion; (iv) la rupture du renfort en PRFC et (v) le glissement prématuré du système d'ancrage. Ces différents mécanismes de ruine ont été traités au CHAPITRE 2, section 2.2. Les essais réalisés dans ce programme expérimental ont pour la majorité connu la rupture par écrasement du béton précédé par la plastification des armatures transversales. Ce mode de rupture a mené à l'élaboration d'un modèle de calcul basé sur la résistance maximale en cisaillement des poutres en BA avec renfort externe. À l'aide de la méthode du champ de compression modifiée et de l'équilibre des forces par la modélisation de l'âme en treillis en ajoutant un terme relatif à la contribution du renfort externe, une relation semi-empirique sur la contrainte dans la bielle inclinée est tirée des résultats d'essais du présent travail et de ceux disponibles dans la littérature.

Enfin, la confrontation des résultats expérimentaux aux prévisions des normes et la validation du modèle proposé permettra de s'assurer de la fiabilité du système d'ancrage investigué selon les paramètres d'essais, dont principalement, l'influence du taux d'armature transversale et la configuration du cordage en PRFC.

6.1 Calcul de la résistance en cisaillement selon les normes

Le principe de superposition adopté par les principales normes citées précédemment suppose qu'aucune interaction n'est possible entre les éléments d'influence majeure sur la résistance à l'effort tranchant. Cependant, les résultats d'essai démontrent bien que la contribution du renfort externe en PRFC est dépendante du taux d'étrier interne en acier. La fissuration diagonale responsable de l'enclenchement des déformations dans les étriers d'acier interne, comme déjà discuté, semble être devancée en présence des étriers externes fermés en PRFC. La plastification des étriers est retardée variant de 82, 77 et 70% de la capacité ultime pour la série S3 et de 92, 86 et 84% de la capacité ultime pour la série S1, respectivement pour les poutres renforcées LS-RW, LS-RF et de contrôle.

Cette section traite uniquement des poutres élancées, où le calcul sectionné basé sur la théorie de Navier-Bernouilli est applicable, laissant le soin au lecteur de déterminer le modèle de treillis à adopter pour la méthode des bielles et tirants, quoique beaucoup plus complexe en présence de renfort externe en PRFC. L'équation présentée par les principales normes et la suivante :

$$V_r = V_c + V_s + V_{fip} \quad (6.1)$$

La méthode générale des normes canadiennes exige de connaître l'effort tranchant et le moment fléchissant appliqué pour le calcul de la déformation de l'armature longitudinale, ϵ_x . Les résultats présentés dans les tableaux suivants sont basés sur un effort tranchant équivalent à 60% de l'effort ultime, représentant la charge de service, et un moment fléchissant appliqué de l'appui fixe au centre de la fissure principale soit 437.5 mm (1.25d) pour les poutres CON et LS-RW et 525 mm (1.5d) pour les poutres LS-RF. La méthode

simplifiée des normes canadiennes est limitée à une contrainte de plastification nominale maximale de 400 MPa, celle-ci a été mesurée à 470 MPa dans les spécimens d'essais. Cette différence n'est pas suffisante, selon l'auteur, pour proscrire l'utilisation de la méthode simplifiée dans le présent travail.

6.1.1 Contribution du béton

Les dispositions réglementaires en vigueur concernant la contribution du béton sont basées presque exclusivement sur des résultats expérimentaux. Il s'agit donc d'un calcul empirique. Cette contribution, notamment dans la norme américaine, est fondée sur l'apparition des fissures diagonales où la majorité des mécanismes internes reliés à la contribution du béton perdent de leur efficacité dont principalement l'imbrication des granulats.

Le Tableau 6.1 présente les résultats calculés selon les prescriptions énoncées dans les normes de conception. Les calculs simplifiés des normes nord-américaines s'écartent de façon importante des données obtenues de la poutre de contrôle sans armature interne pour le cisaillement (S0-CON) avec une différence de presque le double par rapport à la donnée expérimentale mesurée (ACI-318, 2014; CSA-A23.3, 2014; CSA-S6, 2014). Par contre, la méthode détaillée des normes canadiennes pour les ponts et bâtiments est très satisfaisante pour la poutre S0-CON. Cependant, à mesure que l'effort tranchant de rupture augmente, le calcul de la déformation dans l'armature longitudinale, ϵ_x , augmente aussi, diminuant la valeur du coefficient β représentant la résistance en cisaillement du béton fissuré. Les résultats sont plus près de la méthode simplifiée pour les poutres renforcées extérieurement (LS-RW/RF). La méthode détaillée de la norme américaine selon l'ACI-318R (2014) a été calculée avec l'équation faisant intervenir le moment fléchissant dans la poutre. Ce moment a été calculé à 60% de l'effort tranchant ultime à une distance de 1.5d pour les poutres LS-RF et à 1.25d pour les poutres LS-RW et CON, comme pour la méthode générale des normes CSA-A23.3 (2014) et CSA-S6 (2014). Cette distance représente environ l'emplacement du centre de la fissure principale par rapport à l'appui fixe. La norme européenne EC2 (2004) se rapproche un peu plus des résultats d'essais expérimentaux en limitant le ratio de l'armature

en tension à 0.02, comme l'exige la norme. Cependant, en utilisant le taux réel d'armature longitudinale, $\rho_w = 3.75\%$, les calculs sont très satisfaisants. La méthode générale proposée par les normes canadiennes donne un écart de 1.37 et un coefficient de variation (COV) de 10.5% avec les résultats expérimentaux.

Tableau 6. 1 Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Contribution du béton

Série	Poutre	V_c Test (kN)	CSA A23.3 / S6 2014 (kN)		ACI 318R 2014 (kN)		EC2 2004 (kN)	
			Méthode simplifiée	Méthode générale	Méthode simplifiée	Méthode détaillée	$\rho_w \leq$ 2.00%	$\rho_w =$ 3.75%
S0	CON	84.4	42.2	77.8	46.8	71.9	64.3	79.3
	LS-RW	84.4	42.2	66.2	46.8	71.9	64.3	79.3
	LS-RF	84.4	42.2	59.2	46.8	67.3	64.3	79.3
S3	CON	84.4	45.6	67.3	46.8	71.9	64.3	79.3
	LS-RW	84.4	45.6	60.3	46.8	71.9	64.3	79.3
	LS-RF	84.4	45.6	55.4	46.8	67.3	64.3	79.3
S1	CON	84.4	45.6	62.0	46.8	71.9	64.3	79.3
	LS-RW	84.4	45.6	57.8	46.8	71.9	64.3	79.3
	LS-RF	84.4	45.6	54.9	46.8	67.3	64.3	79.3

6.1.2 Contribution de l'armature transversale

La comparaison des calculs entre les différentes normes est présentée au Tableau 6. 2. La variation observée est fonction du nombre d'étriers internes qui interceptent les fissures principales, par l'analogie du treillis. Le calcul basé sur un angle principal de la fissuration à 35° donne des résultats très proches des valeurs expérimentales. Cette contribution expérimentale de l'armature transversale est déduite à partir de la poutre de contrôle sans étrier d'acier. La méthode simplifiée de la norme CSA-S6 (2014) avec un angle de 42° donne des résultats similaires à la norme ACI-318R (2014) pour un angle de 45° . Ceci est attribué à la détermination de la profondeur en cisaillement, d , au centre de gravité de l'armature

tendue selon la norme américaine tandis que la norme canadienne des ponts routiers utilise la profondeur effective, d_v . Les résultats théoriques de ces deux normes sont inférieurs aux données expérimentales mesurées, et ce même pour les poutres de la série S1 où l'angle d'inclinaison de la fissure principale est plus près de 40° . La norme européenne laisse la liberté au concepteur (dépendamment des pays) du choix de l'angle d'inclinaison entre $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$. Le calcul de la contribution de l'armature transversale est montré, au tableau ci-dessous, pour un angle de 35° et de 45° afin de comparer avec les autres normes.

Tableau 6. 2 Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Contribution des étriers internes

Série	V_s Test (kN)	CSA A23.3 2014 (kN)	CSA S6 2014 (kN)	ACI 318R 2014 (kN)	EC2 2004 (kN)	
		$\theta = 35^\circ$	$\theta = 42^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 35^\circ$	$\theta = 45^\circ$
S3	103.8	103.5	80.5	80.5	103.5	72.5
S1	150.9	153.7	119.6	119.6	153.7	107.7

Le Tableau 6. 3 montre les calculs pour la méthode générale des normes canadiennes des ponts et bâtiment. L'angle d'inclinaison de la fissure dépend de la déformation de l'armature longitudinale, ϵ_x . Pour la norme des ponts routiers CSA-S6 (2014), cet angle dépend également de l'espacement des fissures obliques en fonction de l'armature longitudinale et la grosseur nominale du gros granulat. Les résultats théoriques obtenus pour l'angle d'inclinaison sont basés, comme pour la contribution du béton selon la méthode générale, sur un effort tranchant de service (60% de $V_{n,test}$) et d'après l'emplacement de la fissure principale dans la portée en cisaillement. Dans tous les cas, l'angle calculé est inférieur à 35° avec une moyenne de 32.8° . Les résultats sont donc tous supérieurs à la contribution des aciers d'armature obtenue expérimentalement. Ces méthodes donnent en moyenne un écart de 0.91 et un COV de 2.2% avec les résultats expérimentaux.

Tableau 6. 3 Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques des normes canadiennes (méthode générale) – Contribution des étriers internes

Série	Poutre	V_s Test (kN)	CSA A23.3 2014 (kN)		CSA S6 2014 (kN)	
			θ (°)	V_s (kN)	θ (°)	V_s (kN)
S3	CON	103.5	31.4	118.9	32.4	114.3
	LS-RW	103.5	32.2	115.2	33.2	110.8
	LS-RF	103.5	32.9	112.2	33.9	108.0
S1	CON	150.9	32.0	172.6	33.0	166.0
	LS-RW	150.9	32.5	168.9	33.5	162.6
	LS-RF	150.9	33.0	166.1	34.0	159.9

6.1.3 Contribution des étriers fermés externes en PRFC

La présentation des équations relatives au calcul de la contribution des étriers externes en PRFC, V_{frc} , est montrée au CHAPITRE 2, section 2.2. Les calculs des normes et manuels de conception en vigueur, sont présentés au Tableau 6. 4. La contribution du renforcement externe collé en surface calculée théoriquement ne prédit pas de façon sensible les résultats expérimentaux obtenus. Ceux-ci demeurent très conservateurs, pour les spécimens sans armatures internes, en limitant l'angle d'inclinaison de la fissure à près de 45°, sauf pour la norme CSA-S806 (2012) où l'angle est de 35°. L'effet de la présence de l'armature transversale étant négligé fait en sorte que les résultats théoriques sont pour la majorité non sécuritaire et conduit à une surestimation des résultats expérimentaux, spécialement pour la norme canadienne CSA-S806 (2012). Comme pour la contribution de l'armature transversale, celle des PRF collés en surface est basée sur l'analogie du treillis. L'équation de base pour un renforcement discontinu est la suivante :

$$V_{frc} = \frac{A_f f_{fe} d_f}{s_f \tan \theta} \quad (6.1)$$

La différence entre les résultats des normes et manuels de conception, outre l'angle de rupture, réside dans la détermination de la profondeur effective en cisaillement, d_f , et le calcul de la contrainte effective, ε_{fe} . La norme américaine ACI-440.2R (2008) fait une distinction importante entre les deux systèmes d'ancrage investigués pour la détermination de la profondeur effective en cisaillement des PRF. Celle-ci est calculée à 248 mm et 350 mm pour les spécimens LS-RW et LS-RF respectivement selon cette norme. Tandis que pour les autres normes comparées, l'écart entre la valeur de d_f est calculée pour les deux systèmes investigués est réduite de moitié pour CSA-S6 (2014) et CSA-S806 (2012). La norme européenne *fib*-TG-9.3 (2001) considère la profondeur effective en cisaillement de la section peu importe la configuration du renfort externe. L'écart mesuré entre les résultats d'essais et ceux calculés théoriquement varie de 0.79 pour la norme CSA-S806 (2012) à 1.64 pour la norme ACI-440.2R (2008) avec un COV variant de 32.9% pour la norme américaine à 41.6% pour le *fib*-TG-9.3 (2001).

Tableau 6. 4 Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Contribution des étriers externes fermés en PRFC

Série	Poutre	V_{frp} Test (kN)	CSA S806	CSA S6	ACI 440.2R	<i>fib</i> TG 9.3
			2012 (kN) $\theta = 35^\circ$	2014 (kN) $\theta = 42^\circ$	2008 (kN) $\theta = 45^\circ$	2001 (kN) $\theta = 45^\circ$
S0	LS-RW	79.9	83.4	46.7	36.2	72.6
	LS-RF	119.4	102.8	57.6	54.7	66.0
S3	LS-RW	64.5	83.4	46.7	36.2	72.6
	LS-RF	87.2	102.8	57.6	54.7	66.0
S1	LS-RW	44.0	83.4	46.7	36.2	72.6
	LS-RF	46.3	102.8	57.6	54.7	66.0

Le Tableau 6. 5 résume les déformations effectives utilisées dans les calculs théoriques. Pour la norme canadienne des bâtiments CSA-S806 (2012), les systèmes de renforcement externes sont supposés agir comme des étriers en U avec un ancrage reconnu. Tandis que pour les normes ACI-440.2R (2008) et CSA-S6 (2014) les systèmes de renforcement sont considérés

en enveloppe complète puisque l'application du coefficient de réduction dû au décollement, κ_v , donne une déformation effective de l'ordre de 0.0017 $\mu\epsilon$ en moyenne. Pour la norme européenne *fib-TG-9.3* (2001), la différence se trouve dans la déformation à l'ultime entre les deux produits utilisés pour les lamelles préfabriquées. L'allongement supérieur à la rupture des lamelles en PRFC des poutres LS-RW n'est pas affecté par le coefficient de réduction k de 80% et la limite proposée de 0.006 est utilisée. Ce qui n'est pas le cas pour les poutres LS-RF où une valeur de 0.0051 est utilisée.

Tableau 6. 5 Déformations effectives des PRF selon les normes

Poutre	<i>CSA S806</i> 2012 ($\mu\epsilon$)	<i>CSA S6</i> 2014 ($\mu\epsilon$)	<i>ACI 440.2R</i> 2008 ($\mu\epsilon$)	<i>fib TG 9.3</i> 2001 ($\mu\epsilon$)
LS-RW	0.005	0.004	0.004	0.006
LS-RF	0.005	0.004	0.004	0.0051

Le Tableau 6. 6 montre la contribution des étriers externes en PRFC selon les normes canadiennes pour la méthode générale. Les mêmes paramètres ont été utilisés que pour le calcul de la contribution des étriers internes en acier selon la méthode générale concernant l'effort tranchant appliqué et la distance de l'appui pour le calcul du moment fléchissant. Les résultats théoriques démontrent que la contribution des PRF à la résistance en cisaillement augmente comparativement à la méthode simplifiée. Cette différence est plus importante pour la norme des ponts routiers à cause de l'angle d'inclinaison simplifié de 42°. Les résultats sont plus proches des valeurs expérimentales pour la série S0, mais à mesure que le taux d'armature interne en cisaillement augmente, ceux-ci deviennent non conservateurs. Ces méthodes donnent un écart de 0.71 et 1.02 avec COV de 32.2% par rapport aux résultats expérimentaux, respectivement pour la norme canadienne des bâtiments et celle des ponts routiers.

Tableau 6. 6 Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques des normes canadiennes (méthode générale) – Contribution des étriers externes

Série	Poutre	V_{frp} Test (kN)	CSA A23.3 2014 (kN)		CSA S6 2014 (kN)	
			θ (°)	V_{frp} (kN)	θ (°)	V_{frp} (kN)
S0	LS-RW	79.9	31.1	96.9	32.1	67.0
	LS-RF	119.4	31.9	115.9	32.9	80.2
S3	LS-RW	64.5	32.2	92.8	33.2	64.3
	LS-RF	87.2	32.9	111.4	33.9	77.3
S1	LS-RW	44.0	32.5	91.6	33.5	63.5
	LS-RF	46.3	33.0	111.1	34.0	77.0

6.1.4 Contribution globale de la résistance à l'effort tranchant

Le Tableau 6. 7 montre les résultats additionnés de la contribution du béton, des étriers internes en acier et des étriers fermés en PRFC à la résistance en cisaillement pour les normes étudiées. L'ensemble des normes comparées donnent un coefficient de détermination (R^2) moyen évalué à 0.92 pour une courbe de tendance linéaire sur un graphique des résultats expérimentaux en fonction des calculs théoriques. La sommation de chacun des éléments résistant à l'effort tranchant ($V_c + V_s + V_{frp}$) calculée théoriquement est beaucoup plus satisfaisante que la comparaison de chaque terme séparément. Les calculs théoriques de la contribution globale donnent de très bons résultats pour la méthode générale des normes canadiennes ainsi que la norme européenne avec un écart moyen de 1.09 par rapport aux résultats d'essais. Le COV pour ces normes varie de 9.8, 13.9 et 16.0% respectivement pour les normes CSA-A23.3 (2014), CSA-S6 (2014) et EC2 (2004) La méthode simplifiée des normes canadiennes donne respectivement pour celle de bâtiments et des ponts routiers un écart de 1.25 et 1.59 avec un COV de 25.5 et 18.3%, ce qui est plutôt insatisfaisant. Pour la norme américaine, l'écart et le COV sont intermédiaires entre ceux des normes canadiennes simplifiées. Cependant, à mesure que le taux d'armature interne diminue dans les poutres renforcées, les résultats deviennent trop conservateurs. Comme la contribution du béton

calculée avec la méthode simplifiée des normes canadiennes qui correspond à 50% du résultat de la poutre S0-CON, les résultats calculés pour toutes les séries demeurent très conservateurs avec un faible taux d'armature, où la contribution du renfort externe est à son maximum.

Tableau 6. 7 Comparaison des résultats d'essai aux prescriptions théoriques – Résistance à l'effort tranchant

Série	Poutre	V_n Test (kN)	CSA A23.3-14 / S806-12 (kN)		CSA S6 2014 (kN)		ACI 138R-14 / 440.2R-08 (kN)	EC2-04 / fib TG 9.3-01 (kN)
			$\theta = 35^\circ$	$\theta = f(\epsilon_x)$	$\theta = 42^\circ$	$\theta = f(\epsilon_x, s_{ze})$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 35^\circ / 45^\circ$
S0	CON	84.4	42.2	77.8	42.2	77.8	71.9	64.3
	LS-RW	164.3	125.6	163.6	88.9	133.2	108.1	136.9
	LS-RF	203.8	145.1	175.3	99.8	139.4	122.1	130.4
S3	CON	188.2	149.1	186.1	126.1	181.6	152.4	167.8
	LS-RW	252.7	232.4	268.2	172.8	235.4	188.6	240.4
	LS-RF	275.4	251.9	279.0	183.7	240.7	202.6	233.8
S1	CON	235.3	199.3	234.6	165.2	228.1	191.5	218.0
	LS-RW	279.3	282.7	318.3	211.8	283.9	227.7	290.6
	LS-RF	281.6	302.2	332.0	222.7	291.8	241.7	284.1

6.2 Proposition du modèle analytique

L'élaboration d'un modèle analytique est basée a priori sur les mécanismes de ruine observés lors de l'évolution du chargement. Le modèle présenté ici est donc semi-empirique. La détermination de la résistance vis-à-vis l'effort tranchant d'une section en BA est encore aujourd'hui appuyée sur des études expérimentales. La contribution du renfort en PRF ajoute un niveau de difficulté à la conception du renforcement externe des structures existantes. D'autres paramètres viennent influencer le comportement des différents éléments résistant à l'effort tranchant tels que : (i) la rigidité du renfort; (ii) le type de fibres; (iii) la configuration du renfort et (iv) l'ancrage dans la zone comprimée. La performance de chacun de ces paramètres est susceptible d'être reliée à l'état actuel de la section considérée : (i) présence

d'armature transversale (ii) niveau d'endommagement et (iii) taille de la poutre. Des modes de rupture additionnels sont également à prévoir étant donné que le renfort est collé en surface, comme discuté précédemment.

6.2.1 Hypothèses de calculs

- Méthode d'analyse selon les zones B (Bernoulli), d'où l'application aux poutres élancées ($a/h \geq 2.0$) et du calcul sectionnel;
- La contribution du béton et de l'acier d'armature transversale sont indépendants de celle du renfort externe en PRFC. Le confinement amélioré par la présence des étriers fermés en PRFC n'est alors pas pris en compte;
- Le mode de rupture considéré est celui de l'écrasement du béton initié par la plastification des étriers en acier, le cas échéant, et le décollement / délaminage du renfort externe;
- La résistance à l'effort tranchant est entièrement reprise par les éléments verticaux soit les étriers d'acier et ceux en PRFC pour déterminer la contrainte dans la bielle inclinée.

6.2.2 Angle d'inclinaison de la fissure principale

L'angle de la fissuration est un paramètre important et très sensible dans le calcul de la contribution du renfort externe. L'angle de la fissure détermine le nombre décimal de lamelles ou la longueur du tissu collé en surface susceptible de participer à la résistance à l'effort tranchant. Le Tableau 6. 8 compare les angles de rupture associés aux résultats expérimentaux à ceux obtenus par la méthode simplifiée de la norme CSA-A23.3 (2014) et la méthode générale de la norme CSA-S6 (2014). Différents pourcentages de l'effort tranchant de rupture ainsi que différents emplacements le long de la portée en cisaillement ont été utilisés pour calculer et observer la variation possible de l'angle d'inclinaison de la fissure principale à l'aide de la méthode générale.

Le calcul de l'angle d'inclinaison dans la norme par la méthode générale ne permet pas une plage assez grande pour déterminer l'angle de rupture obtenue expérimentalement. La moyenne se situe autour de 35.5° , proche de la valeur de l'angle pour la méthode simplifiée avec une déformation dans l'armature longitudinale autour de $0.0085 \mu\epsilon$.

Tableau 6. 8 Comparaison des angles d'inclinaison de la fissure principale selon les résultats expérimentaux des poutres renforcées avec ceux calculés théoriquement ($^\circ$)

Série	Expérimentale		Normative						
	Fourchette	Moyenne	Méthode simplifiée*	Méthode générale**					
				60% $V_{n, test}$ à $1d$	100% $V_{n, test}$ à $1d$	60% $V_{n, test}$ à $1.5d$	100% $V_{n, test}$ à $1.5d$	60% $V_{n, test}$ à $3d$	100% $V_{n, test}$ à $3d$
S0	$28 < \theta < 31$	30	35	31.7	32.8	32.0	33.4	33.5	35.8
S3	35	35	35	32.7	34.4	33.2	35.2	35.5	39.1
S1	$39 < \theta < 43$	40	35	32.9	34.9	33.5	35.8	36.1	40.1

* CSA A23.3-14

** CSA S6 2014

6.2.3 Déformations effectives théoriques et expérimentales des PRFC

La déformation effective expérimentale est obtenue selon l'analogie du treillis de la même manière que la contribution des armatures transversales :

$$V_{frp, test} = \frac{A_f f_{fe} d_f}{s_f \tan \theta} \quad (6.2)$$

Où

$$\epsilon_{fe, test} = \frac{V_{fr, test}}{\rho_f E_{frp} b_w d_f \cot \theta} \quad (6.3)$$

Avec

$$\rho_f = \frac{2t_f w_f}{b_w s_f} \quad (6.4)$$

L'angle d'inclinaison de la fissuration est pris expérimentalement selon la moyenne obtenue. La configuration des systèmes de renforcement en PRFC est considérée comme des étriers en forme de U sans PRF en flexion. La détermination de la profondeur effective en cisaillement des PRF est prise selon les recommandations de l'ACI-440.2R (2008). Donc pour les poutres LS-RF, $d_f = 350$ mm et $d_f = 248$ mm pour les poutres LS-RW. Le fait de considérer le système d'ancrage comme un étrier fermé dans la détermination de la profondeur effective permet de différencier les deux configurations investiguées.

Le Tableau 6. 9 résume les déformations théoriques obtenues selon le modèle d'adhérence proposé par Mofidi, Chaallal et Shao (2014), celles déduites expérimentalement de la contribution des PRF selon l'équation (6.3) ainsi que les déformations enregistrées à la charge maximale lors des essais. Les déformations maximales sont fonction du nombre de lamelles préfabriquées traversant la fissure principale selon l'angle de celle-ci et l'emplacement dans la portée en cisaillement ($1.25d$ pour les poutres LS-RW et $1.5d$ pour les poutres LS-RF). Pour la série S1, l'écart est beaucoup plus grand qu'avec les autres séries de poutres, d'où l'influence du taux d'armature transversale qui n'est pas capté par l'analogie du treillis à angle variable utilisé par les normes pour calculer la contribution des PRF externes. Pour cette série (S1), la différence entre les deux configurations du cordage est également plus importante que les autres séries. Probablement due à la limite du système d'ancrage étant donné que la contribution des PRFC est équivalente entre les systèmes investigués. Le modèle de calcul basé sur le décollement / délamination est présenté ici simplement pour la comparaison avec les déformations maximales obtenues au laboratoire. Les résultats au Tableau 6. 9 pour ce modèle sont calculés avec un coefficient d'ancrage établi à 1.6 selon Godat, Prowt et Chaallal (2015). Les résultats expérimentaux permettent de dire que les systèmes d'ancrage investigués agissent en étrier fermé avec les lamelles préfabriquées.

6.2.4 Taux de renforcement en cisaillement

Un modèle de calcul proposé par Nielsen (1984) à l'origine pour calculer la contribution de l'armature transversale fait intervenir le taux d'étrier interne sur la contrainte dans la bielle

inclinée f_{cw} . Cette formulation est reprise par Bousselham (2005) en y ajoutant un terme relatif au taux d'étrier externe en PRF comme suit :

$$f_{cw} = v \left(\tan \theta + \frac{1}{\tan \theta} \right) \quad (6.4)$$

$$v = \frac{V_u}{b_w j d} \quad (6.4)$$

Tableau 6. 9 Résumé des déformations théoriques et expérimentales des PRFC

Série	Poutre	\mathcal{E}_{fe-w} (Mofidi, Chaallal et Shao, 2014)	$\mathcal{E}_{fe,test(6.3)}$	\mathcal{E}_{fe-max}
		$\times 10^{-6}$	$\times 10^{-6}$	$\times 10^{-6}$
S0	LS-RW	4323	4844	6457
	LS-RF	4035	4787	5393
S3	LS-RW	2490	4742	6048
	LS-RF	2378	4240	5207
S1	LS-RW	2164	3877	5722
	LS-RF	2072	2698	4959

En ajoutant la contribution du béton après fissuration selon la méthode du champ de compression modifiée (cercle de Mohr et compatibilité des déformations), la contrainte dans la bielle et l'effort tranchant de rupture deviennent :

$$f_{cw} = f_1 - v(\tan \theta + \cot \theta) \quad (6.5)$$

$$V_u = f_1 b_w d_v \cot \theta + A_v f_y \frac{d_v \cot \theta}{s_v} + A_f f_{fe} \frac{d_f \cot \theta}{s_f} \quad (6.6)$$

À noter que f_{cw} représente de la compression et par convention de signe donne une valeur négative. La contribution du béton peut être négligée à l'ultime en considérant seulement la reprise de l'effort tranchant par les éléments verticaux $V_s + V_{fip}$ pour déterminer la contrainte dans la bielle inclinée. En écrivant les équations de la contribution de l'armature transversale et celle des étriers fermés en PRF en fonction du taux de renforcement :

$$V_s = b_w d_v f_y \rho_s$$

avec $d_v = 0.9d = jd$ (6.7)

Et

$$V_{frp} = b_w d_f f_{fe} \rho_f$$
 (6.8)

On obtient

$$V_u = b_w d_v \left(\rho_s f_y + \rho_f f_{fe} \frac{d_f}{d_v} \right) \cot \theta$$
 (6.9)

$$f_{cw} = \frac{b_w d_v \left(\rho_s f_y + \rho_f f_{fe} \frac{d_f}{d_v} \right) \cot \theta}{b_w d_v} (\tan \theta + \cot \theta)$$
 (6.10)

$$f_{cw} = \left(\rho_s f_y + \frac{d_f}{d_v} \rho_f f_{fe} \right) \cot \theta \cdot (\tan \theta + \cot \theta)$$
 (6.11)

En isolant $\cot \theta$

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{f_{cw}}{\rho_s f_y + \rho_f f_{fe} \frac{d_f}{d_v}} - 1}$$
 (6.12)

Ou encore

$$\sin^2 \theta = \frac{\rho_s f_y + \frac{d_f}{d_v} \rho_f f_{fe}}{f_{cw}}$$
 (6.13)

En insérant (6.12) dans (6.9)

$$V_u = b_w d_v f_{cw} \cdot \left(\rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{fe}}{f_{cw}} \cdot \frac{d_f}{d_v} \right) \cot \theta$$
 (6.14)

Où

$$\frac{V_u}{b_w d_v f_{cw}} = \left(\rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{fe}}{f_{cw}} \cdot \frac{d_f}{d_v} \right) \cot \theta$$
 (6.15)

Avec

$$\omega = \rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{fe}}{f_{cw}} \cdot \frac{d_f}{d_v} \quad (6.16)$$

Finalement avec les équations (6.15), (6.16) et (6.12)

$$\frac{V_u}{b_w d_v f_{cw}} = \sqrt{\omega(1-\omega)} \quad (6.17)$$

D'après les équations présentées ci-haut, le taux de renforcement global en cisaillement est simplement fonction de l'angle d'inclinaison de la fissure principale, soit : $\omega = \sin^2 \theta$. Ainsi la fonction $\sqrt{\omega(1-\omega)}$ est limitée à une valeur de 0.5, ce qui donne un angle de 45°.

Comme la contrainte de compression dans la bielle inclinée est fonction de l'angle d'inclinaison, celle-ci est obtenue expérimentalement à partir de la contribution des étriers d'acier et de ceux en PRFC selon l'inclinaison observée au laboratoire. De cette façon, peu importe l'angle de la fissure, la contrainte dans la bielle inclinée s'ajuste en conséquence.

Avec le calcul de la résistance de la bielle inclinée, la déformation effective des PRFC peut être déterminée avec la relation suivante :

$$\varepsilon_{fe} = \frac{d_v}{d_f} \frac{f_{cw} \omega - \rho_s f_y}{E_{frc} \rho_f} \quad (\text{MPa}) \quad (6.18)$$

La contribution du renfort externe est obtenue selon la déformation effective calculée à partir de l'équation (6.20). Pour les poutres contenant de l'armature transversale, plus spécifiquement pour la série S1, le calcul théorique de V_{frc} donne des résultats supérieurs à ceux obtenus expérimentalement. Cependant la sommation de $V_s + V_{frc}$ donne exactement la contribution des éléments verticaux observée au laboratoire. L'interaction entre l'armature transversale et les étriers fermés en PRFC est bien présente pour la série S1 où l'angle d'inclinaison pour le calcul théorique de V_s est différent de celui obtenu expérimentalement.

Donc, en ajustant l'angle d'inclinaison à 35°, la contribution de l'armature augmentera et celle des étriers externes diminuera de façon à s'approcher des résultats expérimentaux.

Tableau 6. 10 Contribution théorique à la résistance en cisaillement des PRF à partir des données expérimentales (θ_{exp})

Série	Poutre	$V_{s, test}$ kN	$V_{frp, test}$ kN	$f_{cw, test}$ MPa	ε_{fe} $\times 10^{-6}$	$V_{s, théo}$ kN	$V_{frp, théo}$ kN
S0	LS-RW	79.9	-	3.78	5040	SO	79.8
	LS-RF	119.4	-	6.02	4440	SO	119.3
	CON	103.8	-	4.56	SO	99.7	SO
S3	LS-RW	103.8	64.5	7.48	4770	103.5	64.8
	LS-RF	103.8	87.2	8.49	4260	103.5	87.5
	CON	150.9	-	6.50	SO	137.8	SO
S1	LS-RW	150.9	44.0	8.22	6470	123.8	70.9
	LS-RF	150.9	46.3	8.42	3610	132.9	64.2

6.2.5 Calculs théoriques de la contribution des PRF

Durant le processus de conception, plusieurs données expérimentales demeurent inconnues soit l'angle d'inclinaison de la fissure principale, la contrainte dans la bielle inclinée ainsi que la déformation effective des PRF.

Pour simplifier les calculs, l'angle d'inclinaison de la bielle est fixé à 35° en accord avec la norme CSA-A23.3 (2014) selon la méthode simplifiée. De cette façon, la contrainte dans la bielle en compression, f_{cw} , est prise selon les données expérimentales et calculées en fonction de cet angle. Une relation basée sur la sommation de la rigidité du renforcement en cisaillement permet d'obtenir une courbe de tendance acceptable ($R^2=0.94$), voir Figure 6. 1.

Cette relation est la suivante :

$$f_{cw, théo} = 3.58x^3 - 14.55x^2 + 19.67x \quad (6.19)$$

$$x = \rho_s \cdot E_s + \rho_f \cdot E_{frp} d_f / d_v$$

Le fait de considérer la hauteur effective du renfort externe par rapport à celle de la section en cisaillement permet de distinguer les deux systèmes de renforcement investigués. La Figure 6. 1 présente les essais réalisés dans le cadre de ce travail (marqueurs carrés) mais également d'autres essais disponibles dans la littérature (marqueurs losanges). Ces essais sont répertoriés parmi les auteurs suivants :

- Mofidi et al. (2012) : S3-EB-EFLA / S3-EB-DAMA / S3-EB-ERBA / S3-EB-SBFA;
- Mofidi et al. (2013) : S1-LS-PE / S1-LS-NE / S1-EB-NA;
- Czaderski et Motavalli (2002) : EMPA S3 / EMPA S4;
- Bouselham (2005) : S0-0.5L / S1-0.5L / S1-2L

L'allure de la courbe de tendance suppose un plafonnement de la contrainte dans la bielle inclinée à 9.0MPa. La déformation effective des PRF est également limitée à 0.006 pour assurer l'intégrité du béton et l'activation des mécanismes d'imbrication des granulats tel que stipulé dans les normes en vigueur.

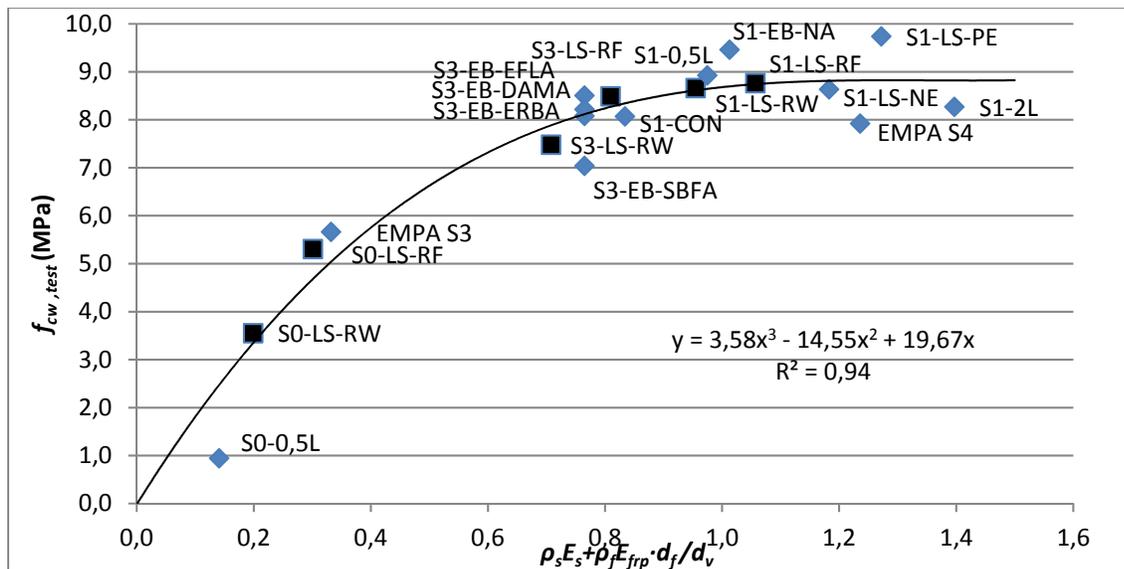


Figure 6. 1 Contrainte expérimentale dans la bielle inclinée selon la rigidité du renfort en cisaillement

Le Tableau 6. 12 montre les déformations effectives des PRFC pour obtenir la contribution théorique du renfort externe. La contrainte dans la bielle inclinée est obtenue expérimentalement avec un angle de 35° pour toutes les poutres.

Tableau 6. 11 Calcul des déformations effectives des PRFC à partir de f_{cw} proposé ($\theta = 35^{\circ}$)

Série	Poutre	$V_{s, test} + V_{frp, test}$ kN	$f_{cw, test}$ MPa	$\varepsilon_{fe, théo}$ $\times 10^{-6}$	$V_{s, théo}$ kN	$V_{frp, théo}$ kN	$\Sigma V, théo$ kN
S0	LS-RW	79.9	3.35	5535	N/A	75.3	75.3
	LS-RF	119.4	4.68	5118	N/A	105.3	105.3
S3	LS-RW	168.3	7.88	5432	103.5	73.9	177.4
	LS-RF	191.0	8.27	4014	103.5	82.5	186.0
S1	LS-RW	194.9	8.61	2943	153.7	40.0	193.8
	LS-RF	197.2	8.74	2088	153.7	42.9	196.7

Le principe de calcul basé sur la contribution expérimentale des armatures transversales et des étriers fermés en PRFC donne des résultats satisfaisants sur la contribution du renfort externe. L'écart entre les résultats expérimentaux déduits à partir des poutres de contrôle donne une moyenne de 1.05 avec un COV de 8.7%. Seulement les poutres S0-LS-RF et S3-LS-RW obtiennent une différence plus importante avec les données expérimentales. Ceci peut être dû à l'amélioration du confinement du béton dans le cas de la poutre sans étriers en acier et une rupture prématurée de la poutre suite au délaminage du substrat pour la poutre S3-LS-RW.

La Figure 6. 2 montre la comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux calculés théoriquement à partir de la proposition de la contrainte dans la bielle inclinée. Les résultats théoriques des poutres avec un système d'ancrage reconnu donnent des valeurs contenues dans les limites de $\pm 20\%$. Ce qui amène à suggérer que la proposition faite sur la contrainte dans la bielle inclinée est applicable seulement pour des poutres où le mode de rupture relié au décollement prématuré est évité, moyennant un ancrage adéquat par exemple.

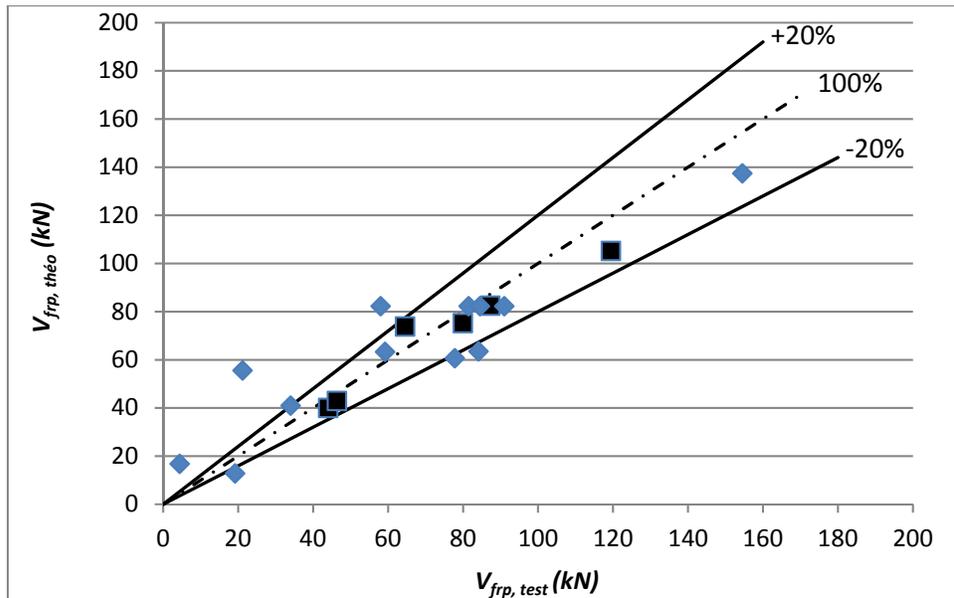


Figure 6. 2 Comparaison des résultats des tests aux prédictions théoriques

6.3 Conclusion partielle

Ce chapitre comprend la comparaison des calculs théoriques de la contribution du béton, des étriers en acier et du renfort externe en PRF sur la résistance à l'effort tranchant. Il comprend également les fondements de la proposition théorique selon le taux de renforcement en cisaillement et la contrainte de compression dans la bielle inclinée. La comparaison des normes en vigueur a permis de mettre en lumière l'importance du taux d'armature longitudinale dans la contribution du béton ainsi que l'influence majeure de l'angle d'inclinaison utilisé dans l'analogie du treillis pour la contribution des étriers internes en acier et externes en PRF. Le calcul de la contribution des PRF a également permis d'observer des lacunes majeures concernant l'influence du taux d'armature transversale. La norme CSA S806 (2012) a tendance à être moins conservatrice quand on augmente la quantité d'armature transversale. La norme ACI 440.2R (2008), est quant à elle excessivement conservatrice lorsque la section est dépourvue d'armature transversale. Le modèle semi-empirique présenté est basé sur un angle d'inclinaison de la fissure de 35° de façon à généraliser le taux de renforcement en cisaillement.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Sommaire de l'étude

L'objectif général du présent mémoire était d'évaluer la performance d'un nouveau système d'ancrage pour le renforcement externe des structures en BA. La particularité de ce type de renforcement global à l'aide de lamelles préfabriquées en L et d'un cordage en PRFC permet de se rapprocher d'une enveloppe complète et ainsi augmenter l'efficacité donc la contribution du renfort externe. Le mode de rupture prématuré par décollement/délaminage du substrat, souvent cité dans la littérature, par défaut de la longueur d'ancrage suffisante des configurations en U, est ainsi écarté.

Les lignes directrices spécifiques pour atteindre l'objectif général s'établissent comme suit :

- une étude sur l'interaction de l'armature transversale en acier sur le comportement en cisaillement des spécimens du programme expérimental (S0, S3 et S1);
- une étude sur la configuration du système d'ancrage sur le comportement en cisaillement des spécimens du programme expérimental (RW et RF);
- une étude sur le comportement des poutres en BA renforcées et non renforcée vis-à-vis l'effort tranchant à l'aide de PRF incluant l'évolution de la résistance des éléments verticaux et les patrons de fissuration sous chargement croissant;
- une étude comparative des résultats expérimentaux aux normes nord-américaines et européenne ainsi que le développement d'un modèle analytique, facilement applicable, sur la contribution du PRF à la résistance.

L'atteinte de ces objectifs est menée par une revue des notions de base relative au BA et l'état des connaissances actuelles des MCA. Notamment concernant les dispositifs d'ancrage et l'évaluation de la performance de ceux-ci à l'aide d'un coefficient d'ancrage. Mais également sur les modèles disponibles dans la littérature pour prédire la contribution des PRF à la résistance en cisaillement. Le programme expérimental mis de l'avant par l'équipe du DRSR de l'ÉTS occupe une place importante dans cette présente recherche pour aider à la compréhension du comportement des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF et enrichit

grandement la communauté scientifique sur les capacités accrues de ce type de renforcement externe.

Ce programme expérimental a été réalisé sur neuf poutres élancées de grandeur réelle jusqu'à la rupture. Deux paramètres d'étude ont été considérés, soit le ratio d'armature transversale interne et la configuration du système d'ancrage tel que discuté précédemment. Le choix de la géométrie des spécimens d'essais en Té est basé sur des considérations pratiques retrouvées dans les constructions courantes. Tout comme les ratios d'étriers internes qui ont été établis en fonction de l'état des connaissances des ouvrages à réhabiliter aujourd'hui. Le choix de la configuration du cordage en PRFC, quant à lui, est justifié par rapport à la faisabilité sur la performance du système d'ancrage investigué. Le nombre de spécimens de contrôle présent dans ce travail de recherche revêt d'une grande importance dans la détermination de la contribution du béton et de l'armature transversale à la résistance en cisaillement. La contribution du renfort externe est alors déduite à partir des données recueillies sur les poutres de contrôle.

Conclusion

Ces données enregistrées sur l'ensemble des poutres sont traduites globalement en termes de mode de rupture, gain de résistance, flèche, rigidité et fissuration. Puis les déformations subies par les différents constituants tels que l'armature longitudinale, l'armature transversale et les lamelles préfabriquées ont permis de dresser l'état des connaissances actuelles sur la résistance en cisaillement et surtout sur l'étude des paramètres tels que :

L'influence du taux d'armature transversale

Les données recueillies et plus précisément sur le gain en résistance du renfort externe vis-à-vis de l'effort tranchant sont en accord avec les recherches antérieures disponibles dans la littérature. La contribution du renforcement en PRF a tendance à diminuer en présence d'un taux d'armature important passant en moyenne de 118% à 19% pour les séries S0 et S1 respectivement. Ce qui démontre l'importance d'inclure ce phénomène dans les prédictions de la contribution des FRP.

Les pentes obtenues de la relation charge-déplacement dans la phase linéaire sont sensiblement les mêmes pour tous les spécimens. Les spécimens renforcés et ceux de la série S1 ont cependant tendance à être moins rigides que les autres, favorisant ainsi un comportement plus ductile.

Les fissures diagonales typiques au cisaillement sont d'abord reprises par les étriers en acier. L'effort tranchant correspondant à cet état dans les poutres renforcées semble diminuer, en comparaison aux poutres de contrôles respectives. Cependant, en présence d'un renforcement externe, l'apparition des fissures obliques est devancée. L'angle d'inclinaison de la fissure principale varie entre les différents spécimens impliquant ainsi un nombre variable d'éléments verticaux à la reprise des efforts de cisaillement par l'analogie du treillis. Cet angle passe de 28 à 42° pour les spécimens renforcés des séries S0 et S1 respectivement.

L'influence de la présence du renfort externe

La présence du renfort externe a permis un comportement plus ductile en favorisant la plastification des armatures en tension. Les étriers internes en acier et ceux externes en PRFC ont travaillé ensemble à la reprise de l'effort tranchant. La plastification des étriers d'acier est également survenue à un niveau d'effort tranchant plus important que les poutres de contrôle. Ceci indique un meilleur comportement global des poutres avec étriers fermés en PRFC en soulageant les étriers internes durant la phase de fissuration.

L'influence de la configuration du système d'ancrage

Le pourcentage d'écart entre les gains obtenus selon la configuration du cordage en PRFC et le taux d'armature transversale varie de façon importante pour les poutres de la série S0 (149%) et s'atténue avec la présence d'étrier en acier allant de 135% à 105% pour les séries S3 et S1 respectivement. Bien que la rigidité soit différente entre les lamelles préfabriquées utilisées, la contribution du renforcement en PRFC a tendance à s'équivaloir à mesure que le taux d'armature interne augmente. La participation de la dalle de compression dans le système en enveloppe complète a permis d'augmenter la

contribution de l'armature de flexion et le comportement ductile de la poutre en retardant la plastification de l'armature longitudinale

La zone de rupture des spécimens LS-RW est davantage déplacée vers l'appui à $1.25d$ tandis que celle des poutres LS-RF est située au centre de la portée en cisaillement. Il a été observé que la fissuration principale, dans les spécimens où seulement l'âme de la poutre est renforcée, a tendance à séparer la table de compression de l'âme. Ce phénomène est davantage appréciable dans les poutres de la série S0 où l'angle d'inclinaison est plus abrupt que dans la poutre S0-LS-RW. La performance et le comportement durant l'évolution de la résistance en cisaillement du système d'ancrage englobant la dalle supérieure est sans contredit supérieure à celle ceinturant uniquement l'âme de la poutre.

De façon générale, les deux systèmes d'ancrage investigués ont obtenu des gains appréciables sur la résistance à l'effort tranchant. Les essais réalisés sur les poutres de grandeur nature ont permis de valider la faisabilité d'utiliser un cordage en PRFC qui agit comme un système d'ancrage en étrier fermé. Le comportement durant l'évolution de la charge est similaire pour la série S1. Il est cependant suggéré de préconiser la participation de la dalle monolithique lorsque le taux d'armature transversale interne est moindre.

Le modèle analytique présenté permet de calculer la résistance maximale en cisaillement pour la contribution des étriers en acier et ceux en PRFC. Les calculs basés sur la contrainte dans la bielle inclinée valident le principe de superposition adopté par les principales normes en vigueur. Il a aussi été démontré que l'angle d'inclinaison influence cette contrainte de compression dans le béton. L'angle de la fissure principale est alors établi à 35° s'approchant de la méthode générale présentée par la norme canadienne des ponts routiers (CSA-S6, 2014).

Recommandations

Les résultats obtenus de ce programme expérimental ont permis de mettre en lumière les lacunes dans l'approche des normes canadiennes concernant la contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant. Le taux d'armature longitudinale joue un rôle important à ce niveau et est présentement exclu du calcul théorique selon ces normes (CSA-A23.3, 2014; CSA-S6, 2014). Une révision de V_c est alors suggérée.

Des études subséquentes au niveau du confinement amélioré du béton par le renfort externe en cisaillement devraient être entreprises pour valider les résultats de la poutre S0-LS-RF où la participation de la table de compression est susceptible d'avoir augmenté la contribution du béton. Également, il serait intéressant de poursuivre les recherches sur l'interaction possible du renfort externe et l'armature de précontrainte. En effet, plusieurs structures civiles existantes comprennent une contribution verticale reliée aux forces de précontrainte. Cependant l'emplacement des torons de précontrainte est un endroit névralgique aux percements de l'âme pour le système d'ancrage RW. D'où un avantage de réaliser l'ancrage dans la table de compression.

Il est aussi recommandé de poursuivre le travail entrepris afin de valider l'approche théorique proposée pour calculer la contribution des PRF en fonction de la contrainte dans la bielle inclinée à l'aide d'une modélisation par éléments finis et de développer à priori des modèles constitutifs encore aujourd'hui très limités.

Une analyse plus approfondie impliquant des essais cycliques réalisés sur des poutres similaires est requise pour corroborer les résultats sur le facteur de ductilité afin d'évaluer la performance sous des sollicitations sismiques et la capacité à dissiper l'énergie.

ANNEXE I

OUVRAGES DE RÉFÉRENCE À L'ÉTS

Au doctorat

- El-Saikaly, Georges. 2015. « Évaluation du comportement en fatigue des poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant à l'aide de polymères renforcés de fibre ». Thèse de doctorat en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 266 p.
- Mofidi, Amir. 2012. « Shear strengthening of reinforced-concrete beams using advanced composite materials ». Thèse de doctorat en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 204 p.
- Bousselham, Abdelhak. 2005. « Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés ». Thèse de doctorat en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 404 p.

À la maîtrise

- Thivierge, Sébastien. 2015. « Renforcement de poutres de béton armé en cisaillement à l'aide de matériaux composites : étude comparative ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 140 p.
- Ammar Khodja, L'Hady. 2012. « Performance et caractérisation à l'arrachement des tiges en FRP de carbone utilisées pour renforcement au cisaillement par la méthode ETS ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 107 p.
- Langnel, Matthieu. 2010. « Investigation expérimentale et théorique sur la performance de poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de composites en PRF ancrés ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 131 p.
- Boussaha, Fateh. 2008. « Comportement de fatigue des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 121 p.
- Aribia, Karima. 2007. « Gestion et exploitation d'une base de données expérimentales pour le renforcement en cisaillement à l'aide de MCA ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 106 p.

- Albouchi, Mazen. 2004. « L'effet d'échelle dans les poutres en béton renforcées extérieurement en cisaillement à l'aide de matériaux composites ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 80 p.
- Perreault, Éric. 2002. « Réhabilitation à l'aide de matériaux composites avancés de poutres en béton armé du système Kahn ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 134 p.

ANNEXE II

CONTRIBUTION À LA RECHERCHE

ABSTRACT

SHEAR STRENGTHENING OF RC T - BEAMS USING CLOSED STIRRUPS MADE OF CFRP L-SHAPE LAMINATES AND ROPES

S. Bourget , G. El-Saikaly. and O. Chaallal

Department of Construction Engineering, École de Technologie Supérieure,
1100 Notre-Dame West, Montreal, Canada H3C 1K3

This paper has been submitted for publication
in *ACI Structural Journal*

Research data on the behavior of shear-strengthened RC beams with externally bonded carbon fiber-reinforced polymer (EB CFRP) using L-shape laminates is very limited. This strengthening technique is very popular. However, it may present some drawbacks related to FRP debonding at the FRP/concrete interface and lack of anchorage. This may result in premature failure that inhibits the FRP to reach its full strength, limiting thereby the cost-effectiveness of the strengthening material. This paper presents the results of an experimental investigation on RC T-beams shear-strengthened with new closed stirrup technology. The closed stirrup is made of prefabricated CFRP L-shape laminates and a CFRP rope as a closure. The purpose of using such a technique is to inhibit premature debonding by reproducing the advantage of full-wrap strengthening configuration. This can also be useful for seismic regions where closed stirrups are required for confinement purposes. This application method does not use mechanical anchors and is fast and easy to install, providing a cost-effective solution. Laboratory tests were performed on full-size RC T-beams with three different ratios of internal transverse-steel. The feasibility of the full wrap shear strengthening using closed stirrup technique and the influence of the internal steel-stirrup ratio on the performance of EB CFRP composites were investigated. The results confirmed the effectiveness of using the closed stirrup technique in increasing the shear resistance of the strengthened RC beams. They also demonstrated the existence of an interaction, and hence a stress redistribution, between the internal steel-stirrups and the EB-CFRP composites.

Keywords: Reinforced concrete beam; carbon fiber-reinforced polymer (CFRP); shear strengthening; anchorage; closed stirrup; CFRP L-shape laminate; CFRP rope

ANNEXE III

FORMULES DE MÉLANGE ET PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES BÉTONS

POUTRES LS-RF & LS-RW	
Ciment - GU	260 kg
Eau	184 L
Pierre 5-14mm	895 kg
Sable	1032 kg
Adjuvant-Réducteur d'eau	(*)
Adjuvant- Retardateur de prise	2 heures
Rapport eau/liant	0.71
Masse volumique à 2.5% d'air	2 369 kg/m ³
Résistance compression à 28 jours (moy.)	28 MPa
Affaissement	53 mm
Pourcentage d'air occlus	2.3 %

(*) Selon les recommandations du fournisseur Eucon WR d'euclid

POUTRES S0-CON & S1-CON	
Ciment - GU	255 kg
Eau	184 L
Pierre 5-14mm	908 kg
Sable	1029 kg
Adjuvant-Réducteur d'eau	(*)
Adjuvant- Retardateur de prise	2 heures
Rapport eau/liant	0.72
Masse volumique à 2.5% d'air	2 360 kg/m ³
Résistance compression à 28 jours (moy.)	25 MPa
Affaissement	40 mm
Pourcentage d'air occlus	3.0 %

(*) Selon les recommandations du fournisseur Eucon WR d'euclid

POUTRE S3-CON	
Ciment - GU	255 kg
Eau	182 L
Pierre 5-14mm	894 kg
Sable	1048 kg
Adjuvant-Réducteur d'eau	(*)
Adjuvant- Retardateur de prise	2 heures
Rapport eau/liant	0.71
Masse volumique à 2.5% d'air	2 370 kg/m ³
Résistance compression à 28 jours (moy.)	30 MPa
Affaissement	30 mm
Pourcentage d'air occlus	- %

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACI 318R. 2014. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI-318R-14. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute Committee 318, 520 p.
- ACI 426R. 1974. *Shear strength of reinforced concrete members* (Reapproved 1980), ACI-426R-74. Detroit, (Mich.) : American Concrete Institute, 111 p.
- ACI 440.2R. 2008. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*, ACI-440.2R-08. Farmington Hills, Detroit (Mich.): American Concrete Institute Committee 440, 76 p.
- ACI 445R. 1998. « Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, n° 12, p. p. 1375-1417.
- Adhikary, Bimal Babu, Hiroshi Mutsuyoshi et Muhammad Ashraf. 2004. « Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Fiber-Reinforced Polymer Sheets with Bonded Anchorage ». *Structural Journal*, vol. 101, n° 5, p. p. 660-668.
- Al-Mahaidi, R, et R Kalfat. 2011. « Investigation into CFRP plate end anchorage utilising uni-directional fabric wrap ». *Composite Structures*, vol. 93, n° 2, p. p. 821-830.
- Allen, DE. 1992. « Canadian highway bridge evaluation: reliability index ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 19, n° 6, p. p. 987-991.
- Aridome, Yoshiro, Toshiyuki Kanakubo, Tomoki Furuta et Masaaki Matsui. 1998. « Ductility of T-shape RC beams strengthened by CFRP sheet U-anchor ». *Transactions of the Japan Concrete Institute*, vol. 20, p. p. 117-124.
- ASCE. 2013. « Report Card for America's infrastructure - Bridges ». In *American society of Civil engineers*. En ligne. < <http://www.infrastructurereportcard.org/bridges/> >. Consulté le 15 mars 2015
- ASTM. 2012. *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*, ASTM A370-12a. West Conshohocken (PA): .Annual Book ASTM Standards, 48 p.
- ASTM. 2012. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM C36/39M-12a. West Conshohocken (PA): .Book of ASTM Standards, vol. 4, 7 p.

- Bakis, CE, LC Bank, VL Brown, El Cosenza, JF Davalos, JJ Lesko, A Machida, SH Rizkalla et TC Triantafillou. 2002. « Fiber-reinforced polymer composites for construction-state-of-the-art review ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 6, n° 2, p. p. 73-87.
- Bartlett, F Michael, Peter G Buckland et DJ Laurie Kennedy. 1992. « Canadian highway bridge evaluation: derivation of Clause 12 of CAN/CSA-S6-88 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 19, n° 6, p. p. 1007-1016.
- Bazant, Zdenek P. , et Mohammed T. Kazemi. 1991. « Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams Without Stirrups ». *Structural Journal*, vol. 88, n° 3, p. p. 268-276.
- Berset, Jean-Daniel. 1992. « Strengthening of reinforced concrete beams for shear using FRP composites ». Doctoral dissertation, Cambridge (Mass.), MIT Press, 105 p.
- Bisby, LA. 2003. « ISIS Educational Module 2: An Introduction to FRP Composites for Construction ». *ISIS Canada, Intelligent Sensing for Innovative Structures, A Canadian Network of Centres of Excellence, University of Manitoba, Winnipeg*, vol. 100, 25 p.
- Bisby, LA. 2004. « ISIS Educational Modules 4: An Introduction to FRP Strengthening of Concrete Structures ». *ISIS Canada, Intelligent Sensing for Innovative Structures, A Canadian Network of Centres of Excellence, University of Manitoba, Winnipeg*, vol. 100, 39 p.
- Bisby, LA. 2006. « ISIS Educational Modules 8: Durability of FRP composites for construction ». *A Canadian Network of Centers of Excellence*. En ligne. 21 p. < [http://www. isiscanada.com/publications/educational-modules/](http://www.isiscanada.com/publications/educational-modules/) >. Consulté le 19 October 2015.
- Bousselham, Abdelhak. 2005. « Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés ». Thèse de doctorat en génie de la construction, Montréal, École de technologie supérieure, 404 p.
- Bousselham, Abdelhak, et Omar Chaallal. 2004. « Shear Strengthening Reinforced Concrete Beams with Fiber-Reinforced Polymer: Assessment of Influencing Parameters and Required Research ». *ACI Structural Journal*, vol. 101, n° 2, p. p. 219-227.
- Bousselham, Abdelhak, et Omar Chaallal. 2008. « Mechanisms of shear resistance of concrete beams strengthened in shear with externally bonded FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 12, n° 5, p. p. 499-512.
- Buckland, Peter G, et F Michael Bartlett. 1992. « Canadian highway bridge evaluation: a general overview of Clause 12 of CSA Standard CAN/CSA-S6-88 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 19, n° 6, p. p. 981-986.

- Chaallal, Omar, Amir Mofidi, Brahim Benmokrane et Kenneth W Neale. 2011. « Embedded through-section FRP rod method for shear strengthening of RC beams: Performance and comparison with existing techniques ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, n° 3, p. p. 374-383.
- Chaallal, Omar, Marie-Josée Nollet et Daniel Perraton. 1998. « Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 2, n° 2, p. p. 111-114.
- Chen, JF, et JG Teng. 2001. « Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 127, n° 7, p. p. 784-791.
- Collins, Michael P., et Denis Mitchell. 1991. *Prestressed concrete structures*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 766 p.
- Collins, Michael P., Denis Mitchell, Perry Adebar et J. Vecchio Frank. 1996. « A General Shear Design Method ». *Structural Journal*, vol. 93, n° 1, p. p. 36-45.
- CSA A23.3. 2014. *Design of concrete structures*, 6^e ed. CAN/CSA A23.3-14. Mississauga, (Ont.): CSA Group, 290 p.
- CSA S6. 2014. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 11^e éd. CAN/CSA S6-14. Mississauga, (Ont.): Groupe CSA, 831 p.
- CSA S6. 1988. *Calcul des ponts routes*, CAN/CSA S6-88. Canadian Standard Association, Willowdale, Ontario, Canada.
- CSA S806. 2012. *Règles de calcul et de construction des structures de bâtiment contenant des polymères renforcées de fibres*, 2^e éd. CAN/CSA S806-12. Mississauga (Ont.): Groupe CSA, 195 p.
- Czaderski, C, et M Motavalli. 2002. *Shear Strengthening with Prefabricated CFRP L-Shaped plates. Test Beams S1 to S6*. « EMPA Report », n° 116/7. Dübendorf (Swiss) : Swiss Federal Laboratories for Materials Testing and research, 78 p.
- Dalfré, Gláucia, Joaquim AO Barros et Daniel Machado. 2012. « Embedded through-section bars for the shear strengthening of RC beams ». In. *CICE 2012 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*. (Rome, 13-15 June 2012), 8 p. International Institute for FRP in Construction (IIFC)
- De Lorenzis, L, et JG Teng. 2007. « Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures ». *Composites Part B: Engineering*, vol. 38, n° 2, p. p. 119-143.

- Deifalla, A, et A Ghobarah. 2010. « Strengthening RC T-beams subjected to combined torsion and shear using FRP fabrics: Experimental study ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 14, n° 3, p. p. 301-311.
- Dias, Salvador JE, et Joaquim AO Barros. 2006. « NSM CFRP laminates for the shear strengthening of T section RC beams ». In *CEC-EST - Comunicações a Conferências Internacionais*. (Naples, june 2006), 12 p. International FIB Congress.
- Dias, Salvador JE, et Joaquim AO Barros. 2010. « Performance of reinforced concrete T beams strengthened in shear with NSM CFRP laminates ». *Engineering Structures*, vol. 32, n° 2, p. p. 373-384.
- EC2. 2004. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*, EN 1992-1-1 :2004: E. Norme européenne, EC2. Comité Europeen de normalisation (CEN). Brussels (Brelgique), 227 p.
- El-Saikaly, Georges, et Omar Chaallal. 2015. « Cyclic performance of reinforced concrete T-beams strengthened in shear with fiber-reinforced polymer composites: Sheets versus laminates ». *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol. 34, n° 13, p. p. 1040-1058.
- El-Saikaly, Georges, Ahmed Godat et Omar Chaallal. 2014. « New Anchorage Technique for FRP Shear-Strengthened RC T-Beams Using CFRP Rope ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 19, n° 4, 11 p.
- Fardis, Michael N, et Homayoun Khalili. 1981. « Concrete encased in fiberglass-reinforced plastic ». *Journal Proceedings*, vol. 78 n° 6, p. p. 440-446.
- fib TG 9.3. 2001. *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. Technical report, Bulletin n° 14. Switzerland : International Federation for Structural Concrete (*fib*), 165 p.
- Gagnon, Mychèle, Valérie Gaudreault et Daniel Overton. 2008. « L'âge de l'infrastructure publique : une perspective provinciale ». Statistique Canada (n° 11-621-MIF2008067). En ligne. 31 p. <http://www.statcan.gc.ca/pub/11-621-m/11-621-m2008067-fra.pdf>. Consulté le 12 mars 2013.
- Galal, Khaled, et Amir Mofidi. 2010. « Shear strengthening of RC T-beams using mechanically anchored unbonded dry carbon fiber sheets ». *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 24, n° 1, p. p. 31-39.
- Gharib, Turath. 2015. « Renforcement des structures historiques en maçonnerie par matériaux composites: application aux murs en pierres calcaires ». Thèse doctoral en génie civil, Villerbanne, Université Claude Bernard-Lyon I, 200 p.

- Godat, Ahmed, Omar Chaallal et K W Neale. 2013. « Nonlinear finite element models for the embedded through-section FRP shear-strengthening method ». *Computers & Structures*, vol. 119, p. p. 12-22.
- Godat, Ahmed, Amar L'Hady, Omar Chaallal et Kenneth W Neale. 2012. « Bond behavior of the ETS FRP bar shear-strengthening method ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, n° 5, p. p. 529-539.
- Godat, Ahmed, Richard Prowt et Omar Chaallal. 2015. « Bond mechanism of a new anchorage technique for FRP shear-strengthened T-beams using CFRP rope ». *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol. 35 no. 6, p. p. 487-503
- Holzenkämpfer, Peter. 1997. « Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile ». Dissertation, Techn. Universität Braunschweig, 473 p.
- Hoult, Neil A, et Janet M Lees. 2009. « Efficient CFRP strap configurations for the shear strengthening of reinforced concrete T-beams ». *Journal of composites for construction*, vol. 13, n° 1, p. p. 45-52.
- Kalfat, R, et R Al-Mahaidi. 2010. « Investigation into bond behaviour of a new CFRP anchorage system for concrete utilising a mechanically strengthened substrate ». *Composite structures*, vol. 92, n° 11, p. p. 2738-2746.
- Kalfat, R, R Al-Mahaidi et Scott T Smith. 2013. « Anchorage devices used to improve the performance of reinforced concrete beams retrofitted with FRP composites: State-of-the-art review ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 17, n° 1, p. p. 14-33.
- Kani, G N J. 1967. « How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams? ». *Journal Proceedings*, vol. 64, n° 3, p. p. 128-141.
- Karbhari, VM, F Seible, R Burgueno, A Davol, M Wernli et L Zhao. 2000. « Structural characterization of fiber-reinforced composite short-and medium-span bridge systems ». *Applied composite materials*, vol. 7, n° 2-3, p. p. 151-182.
- Katsumata, Hideo, Yoshirou Kobatake et Toshikazu Takeda. 1988. « A study on strengthening with carbon fiber for earthquake-resistant capacity of existing reinforced concrete columns ». In *Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. (Tokyo-Kyoto, August 2-9 1988), p. p. 517-522. Japan.
- Kennedy, DJ Laurie, Darrel P Gagnon, David E Allen et James G MacGregor. 1992. « Canadian highway bridge evaluation: load and resistance factors ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 19, n° 6, p. p. 992-1006.

- Khalifa, Ahmed, Tarek Alkhrdaji, Antonio Nanni et Scott Lansburg. 1999. « Anchorage of surface mounted FRP reinforcement ». *Concrete International*, vol. 21, n° 10, p. p. 49-54.
- Khalifa, Ahmed, Abdeldjelil Belarbi et Antonio Nanni. 2000. « Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps ». In *Proceedings of Twelfth World Conference on Earthquake*, (Auckland, New Zealand, Jan 3-Feb 04 2000), 10 p. Citeseer.
- Khalifa, Ahmed, William J Gold, Antonio Nanni et Abdel Aziz MI. 1998. « Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 2, n° 4, p. p. 195-202.
- Labossière, P, KW Neale, P Rochette, M Demers, P Lamothe, P Lapierre et G Desgagné. 2000. « Fibre reinforced polymer strengthening of the Sainte-Émélie-de-l'Énergie bridge: design, instrumentation, and field testing ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 27, n° 5, p. p. 916-927.
- Lee, TK, et Riadh Al-Mahaidi. 2008. « An experimental investigation on shear behaviour of RC T-beams strengthened with CFRP using photogrammetry ». *Composite Structures*, vol. 82, n° 2, p. p. 185-193.
- Li, Chun Qing, et Robert E. Melchers. 2005. « Time-Dependent Risk Assessment of Structural Deterioration Caused by Reinforcement Corrosion ». *Structural Journal*, vol. 102, n° 5, p. p. 754-762.
- Lizotte, Jean de Gaspé, et Juan Echague. 2015. « Renforcement des poutres en béton par tissus en fibre de carbone au pont Champlain ». In *22e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*. (Québec), 10 p. Ministère des Transports
- MacGregor, James G, et F Michael Bartlett. 2000. *Reinforced concrete : mechanics and design* (2000), 1st Canadian ed. Scarborough, Ont.: Prentice Hall Canada, 1042 p.
- Massicotte, Bruno. 2013. *Calcul des structures en béton armé: concepts de base*; Bruno Massicotte, 1^e éd. Laval (Québec) : Éditions da Vinci, 346 p.
- Meier, U. 1987. « Bridge repair with high performance composite materials ». *Material und Technik*, vol. 4, p. p. 125-128.
- Micelli, Francesco, Raghu H Annaiah et Antonio Nanni. 2002. « Strengthening of Short Shear Span Reinforced Concrete T Joists with Fiber-Reinforced Plastic Composites ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 6, n° 4, p. p. 264-271.

- Michaluk, Craig R, Sami H Rizkalla, Gamil Tadros et Brahim Benmokrane. 1998. « Flexural behavior of one-way concrete slabs reinforced by fiber reinforced plastic reinforcements ». *Structural Journal*, vol. 95, n° 3, p. p. 353-365.
- Mirmiran, Amir, Wassim Naguib et Mohsen Shahawy. 2000. « Principles and analysis of concrete-filled composite tubes ». *Journal of advanced materials*, vol. 32, n° 4, p. p. 16-23.
- Mirza, Sher Ali, James G MacGregor et Michael Hatzinikolas. 1979. « Statistical descriptions of strength of concrete ». *Journal of the Structural Division*, vol. 105, n° 6, p. p. 1021-1037.
- Mofidi, Amir, et Omar Chaallal. 2011a. « The shear reinforcement of reinforced concrete beams using a glue surface composite materials: progress and prospects for the CSA-S806 ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n° 5, p. p. 556-569.
- Mofidi, Amir, Omar Chaallal et Shao Yixin. 2014. « Analytical Design Model for Reinforced-concrete Beams Strengthened in Shear Using L-shaped CFRP Plates ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 18, n° 1, 8 p.
- Mofidi, Amir, Sébastien Thivierge, Omar Chaallal et Shao Yixin. 2013. « Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened in Shear Using L-Shaped CFRP Plates: Experimental Investigation ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 18, n° 2, 8 p.
- Mofidi, Amir, et Omar Chaallal. 2011b. « Shear strengthening of RC beams with EB FRP: Influencing factors and conceptual debonding model ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 15, n° 1, p. p. 62-74.
- Mofidi, Amir, Omar Chaallal, Brahim Benmokrane et Kenneth Neale. 2012. « Performance of end-anchorage systems for RC beams strengthened in shear with epoxy-bonded FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 16, n° 3, p. p. 322-331.
- MTQ. 2009-2015. « Rapport annuel de gestion de 2009 à 2015 ». En ligne. < <http://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/acces-information-renseignements-personnels/documents-reglement-diffusion/Pages/rapport-aneuel-gestion.aspx>>. Consulté le 25 juin 2016
- MTQ. 2014. « Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois ». En ligne. < <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/documentation-publications/Pages/bpm.aspx>>. Consulté le 25 juin 2016.
- MTQ. 2016. « Inventaire des structures ». En ligne. < http://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/infra-routieres/Pages/inventaires_structures.aspx>. Consulté le 12 août 2016

- Neubauer, U, et FS Rostasy. 1997. « Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP-plates ». In *Proceeding of the Seventh International Conference on Structural Fault and Repair*. (United Kingdom, 10th July 1997), volume 2: Concrete and Composite. p. p. 109-118. United Kingdom: Engineering Technics Press
- Nielsen, Mogens Peter. 1984. *Limit analysis and concrete plasticity* (1984). Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 420 p.
- Ortega, CA, A Belarbi et SW Bae. 2009. « End anchorage of externally bonded FRP sheets for the case of shear strengthening of concrete girders ». In *Proc Proceeding of the 9th Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures. FRPRCS-9*. (Sydney (Aus.), 13-15 july 2009), p. p. 1-4. Thomas Telford London.: University of Adelaide Press
- PJCCI, 2014-2015. Les Pont Jacques Cartier et Champlain Incorporée. *Rapport annuel*. Montréal (QC), 83 p.
- Priestley, M J N, et F Seible. 1995. « Application of Polymeric Materials to the Construction Industry Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures ». *Construction and Building Materials*, vol. 9, n° 6, p. p. 365-377.
- Rizkalla, Sami, Tarek Hassan et Nahla Hassan. 2003. « Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening of concrete structures ». *Progress in Structural Engineering and Materials*, vol. 5, n° 1, p. p. 16-28.
- Rizzo, Andrea, et Laura De Lorenzis. 2009. « Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement ». *Construction and Building Materials*, vol. 23, n° 4, p. p. 1555-1567.
- Rostasy, FS. 1987. *Bonding of steel and GFRP plates in the area of coupling joints*. Research report, no 3126/1429. Talbrucke Kattenbusch
- Saadatmanesh, Hamid, Mohammad R Ehsani et Limin Jin. 1997. « Repair of earthquake-damaged RC columns with FRP wraps ». *ACI Structural Journal*, vol. 94, p. p. 206-215.
- Schlaich, Jorg, Kurt Schäfer et Mattias Jennewein. 1987. « Toward a consistent design of structural concrete ». *PCI journal*, vol. 32, n° 3, p. p. 74-150.
- Shioya, T, M Iguro, Y Nojiri, H Akiyama, et T Okada. 1990. « Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams ». *Special Publication*, vol. 118, p. p. 259-280.

- Taljsten, B. 1999. « Forstärkning av befintliga betongkonstruktioner med kolfibervav eller kolfiberlaminat, Dimensionering, material och utförande ». *Teknisk Rapport, Lulea tekniska universitet, Avdelningen for Konstruktionsteknik*, vol. 12, p. p. 1402-1536.
- Tanarlan, H Murat, Yildirim Ertutar et Sinan Altin. 2008. « The effects of CFRP strips for improving shear capacity of RC beams ». *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol. 00, n° 00, p. p. 1-22
- Taylor, H P J. 1974. « The Fundamental Behavior of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear ». *Shear in Reinforced Concrete*, vol. ACI SP-42, n° 1, p. p. 43-77.
- Triantafillou, Thanasis C. 1998. « Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites ». *Structural Journal*, vol. 95, n° 2, p. p. 107-115.
- Triantafillou, Thanasis C, et Costas P Antonopoulos. 2000. « Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP ». *Journal of Composites for Construction*, vol. 4, n° 4, p. p. 198-205.
- Vecchio, Frank J, et Michael P Collins. 1986. « The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear ». *ACI J.*, vol. 83, n° 2, p. p. 219-231.
- Wang, Chu-Kia, Charles G. Salmon et José A. Pincheira. 2007. *Reinforced concrete design*, 7th ed. Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons, 948 p.
- Zhao, Xiao-Ling, et Lei Zhang. 2007. « State-of-the-art review on FRP strengthened steel structures ». *Engineering Structures*, vol. 29, n° 8, p. p. 1808-1823.