

Comportement des poutres en béton armé renforcées à
l'effort tranchant à l'aide de matériaux composites :
Effet d'échelle

par

Zine El Abidine BENZEGUIR

THÈSE PAR ARTICLES PRÉSENTÉE À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE
SUPÉRIEURE COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION
DU DOCTORAT EN GÉNIE
Ph. D.

MONTREAL, LE 21 JUIN 2021

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY
CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Omar Chaallal, directeur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Hakim Bouzid, président du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Khaled Amar, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Munzer Hassan, membre externe
Expert Conseil Principal, CIMA+ société d'ingénierie

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 26 MAI 2021

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je remercie tout d'abord mon directeur de recherche, le professeur Omar Chaallal, en lui témoignant ma sincère gratitude pour la grande confiance qu'il m'a accordée en m'attribuant le présent projet de recherche et d'accepter de m'encadrer. Ses conseils judicieux et ses motivations ainsi que son soutien et encouragement étaient ma source d'inspiration qui m'a mis sur les bons rails. Je suis reconnaissant pour ta disponibilité et ton support permanent qui ont été importants pour l'accomplissement de cette thèse, merci mon Professeur.

Je remercie également tous les membres de jury qui m'ont fait l'honneur d'accepter de lire et d'évaluer cette thèse.

Mes sincères remerciements vont au professeur Georges El-Saikaly pour son aide dans les différentes étapes de mes recherches et pour les discussions fructueuses aussi bien que les conseils rationnels.

Mes remerciements vont également à tous les techniciens du laboratoire et spécialement à John Lescelleur (technicien senior), Andres Barco (technicien) et Richard Prowt (ingénieur d'application) pour leur confiance et leur contribution dans la réalisation des deux programmes expérimentaux.

Je profite aussi pour remercier les organismes suivant pour leur support financier tout au long de mes études doctorales : le CRSNG du Canada, le FRQNT, l'ÉTS, l'association des professeurs de l'ÉTS, Hydro-Québec et Sika-Canada pour les matériaux composites.

Enfin, ma reconnaissance va à tous ceux qui m'ont encouragé et apporté un soutien moral : ma famille et très spécialement ma femme Souad et ma fille Alae que je dédie d'ailleurs ce travail, ainsi que mes amis dont particulièrement Sofiane, je vous dis à tous merci infiniment.

Comportement des poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant à l'aide de matériaux composites : effet d'échelle

Zine El Abidine BENZEGUIR

RÉSUMÉ

Les ponts en béton sont dans un état de dégradation avancé à cause de leur âge, les conditions environnementales sévères et l'augmentation des charges de service réglementaires. Le remplacement de ces structures imposantes nécessite des sommes colossales et une logistique incontournable. Compte tenu de ces conditions, dignes d'un chantier pharaonique, le renforcement de ces structures représente la solution parfaite pour prolonger leur durée de vie. L'utilisation des matériaux composites en polymères renforcés de *fibres* (PRF) est désormais l'une des techniques de renforcement éprouvée. Les avantages que procure cette technique font d'elle une meilleure alternative comparée au renforcement conventionnel avec de l'acier externe. Le comportement des poutres en béton armé (BA) à l'effort tranchant dépend de plusieurs mécanismes et paramètres complexes et interreliés dont, entre autres, l'effet d'échelle. Ce dernier a pour effet de réduire la contrainte de cisaillement à la rupture lorsque la taille des spécimens augmente. Il surgit au cours de la propagation des fissures dans le béton, régie par la mécanique de la rupture. Ce phénomène a été confirmé par plusieurs études expérimentales sur les poutres en BA conventionnel. Cependant, très peu d'études ont été consacrées aux poutres en BA renforcées au cisaillement à l'aide de PRF collé en surface. L'objectif principal de cette étude doctorale est de caractériser en profondeur, théoriquement et expérimentalement, l'influence de l'effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées à l'aide de composites en PRF. L'évaluation de la fiabilité des modèles des normes et codes en vigueur est un autre objectif visé dans la présente recherche. La partie expérimentale consiste à mener deux programmes expérimentaux sur différentes tailles de poutres en BA de section en T de grandeurs naturelles renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface en considérant plusieurs paramètres d'études. La revue de la littérature et documentaire exhaustive a permis l'élaboration d'une base de données regroupant plus de 470 tests sur l'effet d'échelle en cisaillement, tous types de poutres en BA confondus. La base de données a révélé entre autres que seulement 6% des données sont associées aux poutres renforcées à l'aide de PRF. L'évaluation de la prédiction de la résistance a démontré que les normes en vigueur surestiment la résistance au cisaillement attribuée au PRF collé en surface pour un nombre considérable de spécimens. Les résultats expérimentaux ont révélé l'existence d'un effet d'échelle additionnel attribué au renfort en PRF. Cet effet tend à réduire aussi la ductilité des spécimens sans acier transversal. Ils ont également révélé une interaction entre l'acier transversal interne et le PRF externe ayant pour effet de réduire le gain en résistance dû au PRF. Par ailleurs, des paramètres d'influence majeure sur l'effet d'échelle ont été identifiés. Ces paramètres nécessitent de futures investigations d'envergure au moyen de programmes de recherches élaborés.

Mots-clés : Poutre, béton armé, cisaillement, effet d'échelle, renforcement, polymère renforcé de fibres (PRF).

Behaviour of reinforced concrete beams strengthened in shear with composite materials : size effect

Zine El Abidine BENZEGUIR

ABSTRACT

Concrete bridges are in an advanced state of deterioration due to their age, the severe environmental conditions and the increasing service loads during the last centuries. Replacement of these imposing structures requires large amounts of money and inevitable logistics. Given these conditions, worthy of a pharaonic construction site, strengthening of these structures represents the perfect solution to extend their service life. The use of fibre-reinforced polymer (FRP) composite materials is now one of the proven strengthening techniques. The advantages of this technique make it a better alternative compared to conventional strengthening with external steel plates. The behavior of reinforced concrete (RC) beams in shear depends on several complex and inter-related mechanisms and parameters including, amongst others, the size effect. The latter reduces the shear stress at failure as the size of the specimen's increases. It occurs during the propagation of cracks in concrete and is governed by the fracture mechanics. The size effect phenomenon has been confirmed by several experimental studies on conventional RC beams. However, few studies have been devoted to shear-strengthened RC beams using externally-bonded FRP (EB-FRP). The main objective of this Ph.D. research study is to identify, theoretically and experimentally, the influence of size effect in RC beams strengthened in shear with EB-FRP. Another objective of this research is to evaluate the accuracy of the models of existing standards and codes. The experimental part of this study consists of carrying out two experimental programs on full-size T-beams of different depths strengthened in shear with EB-FRP including several study parameters. The exhaustive literature review allowed the development of database encompassing more than 470 test specimens on the size effect in shear of all types of RC beams. This database revealed, among other things, that the specimens devoted to FRP strengthening beams represent only 6%. The comparison of prediction model showed that current standards overestimate the shear strength attributed to EB-FRP in a significant number of specimens. Experimental results revealed the existence of an additional size effect attributed to EB-CFRP strengthening. This size effect also reduced the ductility of the specimens without transverse steel. In addition, the results revealed an interaction between the internal transverse steel and the externally bonded FRP, which reduces the resistance gain due to FRP. Major parameters influencing the size effect were identified in this research. These parameters require further investigations through extensive research programs.

Keywords: Beam, reinforced concrete, shear, size effect, shear strengthening, carbon fiber-reinforced polymer (FRP)

TABLE DES MATIÈRES

	Page
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte général	1
1.2 Problématique de l’effet d’échelle	5
1.3 Objectifs de la recherche.....	9
1.4 Méthodologie	10
1.5 Originalité des travaux proposés.....	14
1.6 Organisation de la thèse	15
CHAPITRE 2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE ET DOCUMENTAIRE SUR L’EFFET D’ÉCHELLE.....	17
2.1 Notions générales et historiques sur l’effet d’échelle	17
2.2 Effet d’échelle dans les poutres en BA conventionnel	23
2.3 Effet d’échelle dans les poutres en BA renforcées avec PRF collé en surface.....	32
2.4 Synthèse des recherches antérieures	46
CHAPITRE 3 RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT SELON LES CODES ET LES NORMES.....	53
3.1 Modèles de calcul de la résistance au cisaillement.....	53
3.1.1 L’analogie du treillis à angle variable.....	53
3.1.2 Théorie des champs de compression modifiée	54
3.1.3 Modèle des bielles et tirants.....	55
3.2 Modèles de prédiction de la résistance au cisaillement selon les codes et normes.....	56
3.2.1 CSA S806-12 et CSA S6-19.....	60
3.2.2 ACI 440.2R-17.....	62
3.2.3 <i>fib</i> -TG9.3 (2001) et <i>fib</i> -TG5.1 (2019).....	63
3.2.4 JSCE 2001.....	66
3.3 Résultats expérimentaux versus prédictions des normes et des codes.....	66
CHAPITRE 4 SIZE EFFECT IN SHEAR OF CONVENTIONAL AND SHEAR-STRENGTHENED RC BEAMS WITH EB-FRP: STATE OF KNOWLEDGE AND RESEARCH NEEDS.....	77
4.1 Abstract.....	77
4.2 Introduction.....	78
4.3 Size effect.....	80
4.4 Review and Synthesis of previous work.....	81
4.5 Parameters of major influence on size effect.....	87
4.5.1 Size of aggregates (a_g)	88
4.5.2 Longitudinal tensile reinforcement (ρ_w, ρ_{FRP}).....	89
4.5.3 Concrete compressive strength (f_c').....	92
4.5.4 Shear span-to-effective depth ratio (a/d)	94
4.5.5 Transverse steel reinforcement (ρ_s).....	96

4.6	Size effect of RC beams shear-strengthened with EB-FRP	100
4.7	Results synthesis and recommendations	104
4.8	Conclusions	106

CHAPITRE 5 SIZE EFFECT IN RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EXTERNALLY-BONDED CFRP SHEETS: EXPERIMENTAL STUDY

		109
5.1	Abstract	109
5.2	Introduction	110
5.3	Research significance	112
5.4	Experimental Program	113
5.4.1	Description of Test Specimens and Properties of Materials	113
5.4.2	Strengthening procedure	117
5.4.3	Test setup and instrumentation	118
5.5	Experimental results	120
5.5.1	Failure mode	120
5.5.2	Deflection response	123
5.5.3	Shear strength analysis	126
5.5.4	Effect of size on various components by means of strain	130
5.5.4.1	Strain Response in Longitudinal Steel	130
5.5.4.2	Strain in Transverse Steel	131
5.5.4.3	Strain in EB-CFRP	133
5.5.4.4	Strain in Concrete	136
5.6	Discussions and suggestions for further research	137
5.7	Conclusions	138

CHAPITRE 6 SIZE EFFECT OF RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EXTERNALLY BONDED CFRP L-SHAPED LAMINATES

		141
6.1	Abstract	141
6.2	Introduction	142
6.3	Experimental Program	144
6.3.1	Test Specimens	144
6.3.2	Material Properties	146
6.3.3	Strengthening Procedure	148
6.3.4	Test Setup and Instrumentation	148
6.4	Experimental Results and Discussion	150
6.4.1	Overall Response	150
6.4.2	Deflection Response	150
6.4.3	Failure Modes	152
6.4.4	Shear Strength Analysis	155
6.4.5	Effect of Size on Various Components based on Strain Measurements	158
6.4.5.1	Strain Response in Longitudinal Steel	158
6.4.5.2	Strain Response in Transverse Steel	159
6.4.5.3	Strain Response in EB-CFRP	161

6.5	Discussion and Suggestions for Further Research.....	163
6.6	Conclusions.....	164
	CONCLUSION.....	167
	RECOMMANDATIONS	173
ANNEXE I	BASE DE DONNÉES DES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR L'EFFET D'ÉCHELLE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ CONVENTIONNEL.....	177
ANNEXE II	BASE DE DONNÉES DES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR L'EFFET D'ÉCHELLE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT AVEC DU PRF COLLÉS EN SURFACE.....	189
	BIBLIOGRAPHIE.....	191

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1	Recherches expérimentales de la littérature sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface37
Tableau 2.2	Quelques résultats expérimentaux.....47
Tableau 2.3	État d'utilisation des paramètres d'étude dans les différentes investigations sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées avec PRF49
Tableau 3.1	Différents termes de modèles de codes qui tiennent compte de l'effet d'échelle58
Tableau 3.2	Comparaison de la prédiction des normes avec les résultats expérimentaux67
Tableau 4.1	Summary of experimental research on size effect of RC beams.....85
Tableau 4.2	Influence of aggregate size " a_g " on the size effect.....88
Tableau 5.1	Test specimens115
Tableau 5.2	Mix design and compressive strength of concrete116
Tableau 5.3	Mechanical properties of steel reinforcement used.....116
Tableau 5.4	Properties of the CFRP used117
Tableau 5.5	Test results121
Tableau 6.1	Experimental program.....145
Tableau 6.2	Mix design and compression strength of concrete147
Tableau 6.3	Mechanical properties of steel reinforcement used.....147
Tableau 6.4	Test results150
Tableau-A I-1	Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles.....177
Tableau-A II-1	Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface ...189

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Répartition d'âge des ponts aux États-Unis2
Figure 1.2	Pont Samuel-De Champlain mis en service en 20193
Figure 1.3	Différent types de renforcement avec PRF collé en surface5
Figure 1.4	Renforcement au cisaillement des poutres du pont Champlain8
Figure 1.5	Méthodologie13
Figure 2.1	Mécanismes de résistance en cisaillement18
Figure 2.2	Mécanisme de l'effet goujon (<i>dowel action</i>)18
Figure 2.3	Effet d'échelle de structures géométriquement similaires de tailles différentes.....20
Figure 2.4	Rupture en cisaillement des poutres de l'entrepôt Wilkins à Shelby.....22
Figure 2.5	Effet d'échelle à la rupture au cisaillement.....24
Figure 2.6	Essai sur une poutre de 3000 mm de hauteur d'Iguro 1985.....25
Figure 2.7	Évolution de la contrainte de cisaillement à la rupture versus l'augmentation de la hauteur des poutres et de la taille des agrégats.....26
Figure 2.8	Mécanisme de l'imbrication.....27
Figure 2.9	Courbes contrainte-déformation.....28
Figure 2.10	Fissures dans un béton à haute résistance29
Figure 2.11	Facteur réducteur de l'effet d'échelle λ'31
Figure 2.12	Configurations de renforcement au cisaillement avec PRF collé en surface35
Figure 2.13	Ancrage des PRF en AEPS44
Figure 2.14	Distribution des contraintes de cisaillement51

Figure 2.15	Variation de la force de cisaillement en fonction de la résistance du béton et la longueur h_F52
Figure 3.1	Analogie du treillis a) poutre en BA fissurée b) treillis équivalent et composantes54
Figure 3.2	Équilibre d'une section de béton soumise au cisaillement.....55
Figure 3.3	Description du modèle des bielles et tirants.....56
Figure 3.4	Coefficient k en fonction de la hauteur effective des poutres57
Figure 3.5	Évolution du comportement des termes réducteurs versus hauteur de poutres59
Figure 3.6	Comportement de k_2 de l'équation 3.11 versus d_F62
Figure 3.7	Comparaison entre prédiction des codes et normes $V_{f, pred}$ et valeur expérimentale $V_{f, exp}$70
Figure 3.8	Relation entre le rapport $V_{f, pred} / V_{f, exp}$ et l'effet d'échelle74
Figure 4.1	Distribution of test data on size effect as a function of d (in percentage).82
Figure 4.2	Distribution of test data on size effect for each study parameter (in percentage)84
Figure 4.3	Distribution of specimens that assessed the influence of each parameter on size effect87
Figure 4.4	Variation in shear strength of RC beams with increasing longitudinal steel ratio ρ_w91
Figure 4.5	Influence of ρ_{FRP} ratio on the size effect of beams with reinforcing FRP bars92
Figure 4.6	Influence of f'_c on the size effect of RC beams.....93
Figure 4.7	Influence of shear span-to-effective depth ratio (a/d) on the size effect...95
Figure 4.8	Influence of transverse steel ratio ρ_s on the size effect: a) Slender beams; b) Deep beams98
Figure 4.9	Influence of steel fibers on the size effect of RC beams.....99
Figure 4.10	Size influence of RC beams shear-strengthened with EB-FRP: a) Shear force; b) Normalized shear strength.....101

Figure 4.11	Loss in shear strength with increasing beam size due to FRP	103
Figure 5.1	Distribution of test data on size effect of conventional and FRP shear-strengthened RC beams with respect to d	112
Figure 5.2	Details of beams: (a) cross sections of geometrically similar T-beams (mm); and (b) typical elevation, and internal instrumentation.....	114
Figure 5.3	Strengthening procedure for typical specimen with U-wrap CFRP: (a) concrete surface preparation; (b) preparation of fabric sheets; (c) epoxy application; (d) installation of fabric sheets; and (e) removal of entrapped air	118
Figure 5.4	Typical instrumentation and test setup: (a) internal strain gauges; (b) external crack gauges; (c) LVDTs location; and (d) test setup	119
Figure 5.5	Shear failure mode: (a) cracking patterns for specimens with and without steel stirrups; (b) delamination of EB-CFRP; (c) concrete layer attached to debonding CFRP; and (d) concrete pulverization around diagonal shear cracks (after removal of CFRP)	122
Figure 5.6	Load versus deflection: (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups.....	124
Figure 5.7	Shear resistance behavior with increasing beam size for the six test series: (a) Shear resistance; and (b) loss in shear strength	126
Figure 5.8	Shear strength contribution due to various components with increasing d : (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups.....	128
Figure 5.9	Shear force contribution versus strain in longitudinal steel reinforcement: (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups	131
Figure 5.10	Shear force contribution versus strain in steel stirrups: (a) Con and 1L; and (b) Con and 2L	132
Figure 5.11	Shear force contribution versus strain in CFRP sheet: (a) series S0-1L; (b) series S0-2L; (c) series S1-1L; and (d) series S1-2L.....	134
Figure 5.12	Shear force contribution versus strain in concrete: (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups.....	136

Figure 6.1	Details of beams (dimensions are in mm): (a) Cross sections of geometrically similar T-beams; (b) Typical elevation of beams and internal instrumentation146
Figure 6.2	Strengthening with L-shape laminate (dimensions are in mm): (a) Detail of anchorage of vertical end leg in flange; (b) Epoxy in an apex shape on the laminates (c) Installation anchorage CFRP laminate; (d) Strengthened beam and external instrumentation149
Figure 6.3	Shear force-deflection response of specimens151
Figure 6.4	Cracking patterns for strengthened specimens without anchorage: (a) Large specimen; (b) Medium specimen153
Figure 6.5	State of laminate: (a) Debonding of laminate in specimens with no anchorage; (b) Local debonding without anchorage pullout of laminate in anchored specimens154
Figure 6.6	Failure mode of specimens with CFRP anchored laminate155
Figure 6.7	Relative shear force in strengthened specimens156
Figure 6.8	Shear strength with increasing beam size for all test series157
Figure 6.9	Shear force versus strain in longitudinal steel reinforcement (under load point)159
Figure 6.10	Shear force versus strain in steel stirrups160
Figure 6.11	Shear force versus strain in CFRP L-shape laminate162

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
AEPS /NSM	Armature Encastrée Près de la Surface / Near-Surface-Mounted
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
BA / RC	Béton Armé / Reinforced Concrete
CSA	Canadian Standard Association
EB	Externally Bonded
ETS	Embedded Through-Section
FIB	Fédération Internationale du Béton
HSC	High-Strength Concrete
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
LVDT	Linear Variable-Displacement Transducers
MTQ	Ministère des Transports du Québec
PRF / FRP	Polymères Renforcés de Fibres / Fiber Reinforced Polymer
PRFC /CFRP	Polymères Renforcés de Fibres de Carbone / Carbon Fiber Reinforced Polymer
PRFV /GFRP	Polymères Renforcés de Fibres de Verre / Glass Fiber Reinforced Polymer
SFRC	Steel-Fibre Reinforced Concrete

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

A_F, A_f	Aire de la section du renfort en PRF
A_v	Aire de la section d'armature transversale
$A_{v,min}$	Aire minimale requise de la section d'armature transversale
C	Force de compression de la partie supérieure du béton non fissuré
a	Longueur de cisaillement
a_g, a_{ag}	Dimension nominale maximum des agrégats
b	Largeur d'une poutre
b_w	Largeur de l'âme de la poutre
d	Profondeur effective de la poutre
d_F, d_{fv}	Hauteur effective de cisaillement pour le PRF
d_v	Hauteur effective de cisaillement de la section du béton
E_{FRP}, E_F, E_{fu}	Module d'élasticité des PRF
E_s	Module d'élasticité de l'armature en acier
f_1	Contrainte principale de traction liée au cisaillement
f_2	Contrainte principale de compression liée au cisaillement
f'_c, f_{cm}	Résistance spécifiée en compression du béton
f_f, f_{ud}	Contrainte de traction dans le renfort en PRF
f_{fe}	Contrainte de traction effective dans le renfort en PRF
f_{FRPu}	Résistance ultime en tension des PRF
f'_t	Résistance du béton en traction
f_y	Contrainte de plastification de l'armature d'acier

h	Hauteur totale de poutre
h_F	Hauteur du PRF
L_e	Longueur effective d'ancrage du renfort en PRF
l	Longueur totale de la poutre
l_s	Distance entre appuis de poutre
M_{ft}	Moment ultime prédit
M_u	Moment ultime expérimental
P_{max}	Charge maximale appliquée
S_F, S_f	Espacement des bandes en PRF dans un renforcement en cisaillement
s	Espacement des armatures transversales en acier
T	Force de traction dans les armatures longitudinales
t_{FRP}	Épaisseur d'une couche de renfort en PRF
V_c	Résistance à l'effort tranchant attribuée au béton
V_d	Force de cisaillement sur les armatures longitudinales (effet goujon)
V_{FRP}, V_F, V_{fd}	Résistance à l'effort tranchant attribuée aux PRF
V_{FRPd}	Résistance à l'effort tranchant attribuée au PRF directe (Qu, Lu et Ye, 2005)
V_{FRPi}	Résistance à l'effort tranchant attribuée au PRF indirecte (Qu, Lu et Ye, 2005)
V_s	Résistance à l'effort tranchant attribuée à l'acier transversal
V_T, V_r	Résistance à l'effort tranchant total
V_{Tmax}	Résistance à l'effort tranchant total maximale
V_t	Force de cisaillement sur le béton comprimé
Δ	Flèche au droit du point d'application de la charge
α_F	Angle d'inclinaison des fibres par rapport à l'axe horizontal de la poutre

λ	Coefficient pour tenir compte de la densité du béton (béton ordinaire, $\lambda=1$)
λ'	Facteur réducteur d'effet d'échelle (Nelson et Lees 2011)
β_v	Coefficient tenant compte de la résistance du béton fissuré
$\varepsilon_{concrete}$	Déformation dans le béton ($\mu m/m$)
$\varepsilon_{FRP}, \varepsilon_f$	Déformation dans les PRF ($\mu m/m$)
$\varepsilon_{FRPe}, \varepsilon_{fd,e}$	Déformation effective dans les PRF ($\mu m/m$)
$\varepsilon_{FRPu}, \varepsilon_{fu}$	Déformation ultime dans les PRF ($\mu m/m$)
$\varepsilon_s, \varepsilon_w$	Déformation dans les armatures longitudinales ($\mu m/m$)
ε_{st}	Déformation dans les armatures transversales ($\mu m/m$)
ε_y	Déformation élastique limite dans les aciers ($\mu m/m$)
θ	Angle d'inclinaison des fissures diagonales par rapport à l'axe de la poutre
ρ_{FRP}, ρ_f	Taux (ratio) du renfort en PRF
ρ_{SFRC}	Taux (ratio) des fibres en acier dans le béton
$\rho_{st}, \rho_s, \rho_v$	Taux (ratio) d'armatures transversales
ρ_w, ρ_1	Taux (ratio) d'armatures longitudinales
σ_{cp}	Contrainte de compression due à la précontrainte du béton
v_c	Contraintes de cisaillement entre lèvres de fissures (imbrication des agrégats)
v_n	Contrainte de cisaillement à la rupture normalisée
v_T, v	Contrainte de cisaillement à la rupture
ϕ_c	Facteur de résistance du béton
ϕ_f, ϕ_F	Facteur de résistance du PRF
ϕ_s	Facteur de résistance de l'acier d'armature

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Les structures en béton armé (BA) conçues selon les anciennes versions des codes de construction deviennent de plus en plus vulnérables aux nouvelles charges qu'elles subissent. Elles présentent, en effet, une carence en résistance aux sollicitations générées par ces nouvelles charges. Nombre de ces ouvrages sont dans un tel état de déficience structurelle qu'ils ne répondent plus aux exigences de sécurité des usagers. Parmi les déficiences observées, le cisaillement des poutres en BA est l'un des plus récurrents. Le cisaillement dans les poutres en BA, avec son mode de rupture du type fragile, est un phénomène complexe qui dépend de plusieurs mécanismes et paramètres interreliés.

Avec le temps, les codes de conception ont évolué pour prendre en compte les lacunes détectées à la suite de nombreux accidents ou à des effondrements d'ouvrages en BA. Les changements apportés aux codes sont aussi dus à une meilleure connaissance de la performance des matériaux et à de nouvelles théories de calcul résultant de récentes recherches scientifiques. Les nouveaux codes de calcul en vigueur ont fait des avancées sur le comportement du béton armé. Ces avancées permettent à l'ingénieur d'établir, pendant la conception, la séquence de rupture appropriée d'un élément ou d'une structure en BA.

Pour les anciennes structures qu'il faut nécessairement préserver, une solution de renforcement et de mise en conformité est indispensable. Le but principal du renforcement de ces structures est de les maintenir en état de service. Le renforcement est aussi une solution pour d'autres problématiques telles que le changement de vocation d'une structure, les erreurs de conception ou d'exécution et les éventuels accidents de service.

Dans les lignes qui suivent, un aperçu général de l'état des ouvrages les plus exposés, comme les ponts, est donné pour montrer l'ampleur de la tâche qui attend les ingénieurs.

En effet, un nombre important de ponts en Amérique du nord sont dans un état de dégradation avancé. Plusieurs sont proches ou au-delà de leur durée de vie utile. Selon ASCE (2017), l'âge moyen des 600 000 ponts aux États-Unis est de 40 ans. Tel qu'illustré à la Figure 1.1, environ 40% de ces ponts ont plus de 50 ans de service. Aussi, 9% de ces structures ont été évaluées comme étant structurellement déficientes. Toujours selon ASCE (2017), 13% de ces structures sont jugées fonctionnellement obsolètes.

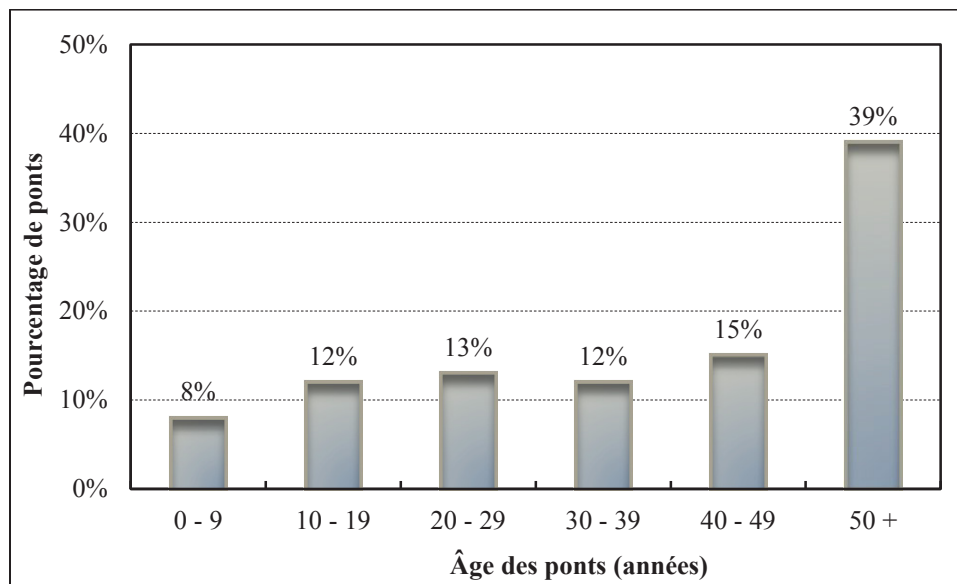


Figure 1.1 Répartition d'âge des ponts aux États-Unis

Au Québec, plus de 65% des structures du réseau routier ont été construites entre 1960 et 1979. Cela fait une moyenne de 50 ans d'âge de service selon le Bilan de l'état des structures du Québec de 2018 (MTQ. 2018, p. 2). Selon le même bilan, le réseau municipal contient 58% de structures en bon état, ce qui sous-entend que les 42% restantes ont besoin de travaux de réhabilitation. Dans le but de maintenir les actifs des infrastructures au Québec ainsi que de récupérer le retard accumulé en ce qui concerne les infrastructures en mauvais état, un investissement de 72.5 milliards de dollars est planifié pour la période 2020-2030 selon le Plan québécois des infrastructures (MTQ. 2020, p. F30).

Le renforcement des structures en BA est donc indispensable pour faire face à l'augmentation progressive des charges de service et du trafic sur les ponts. Cela permettra ainsi de prolonger substantiellement la durée de vie de ces structures. Le renforcement représente aussi une solution appropriée en comparaison au remplacement qui demeure une solution plus coûteuse et de dernier recours. En effet, le remplacement des structures va nécessiter des sommes colossales vu le nombre d'ouvrages en fin de service. Par ailleurs, même si les gouvernements arrivent à mettre à disposition de telles sommes, ce qui reste improbable, les moyens logistiques et humains nécessaires pour un chantier pharaonique est presque impossible. De plus, les considérables travaux du chantier qui en résulteraient provoqueraient de l'importunité à la vie quotidienne des citoyens. A titre d'exemple, le pont Champlain, reliant Montréal à la rive sud, qui a atteint 57 ans de service a été remplacé en 2019 par le pont Samuel-De Champlain (Figure 1.2). Un remplacement au coût de 4 Milliards de dollars dont la réalisation a nécessité quatre années de travaux et des fermetures fréquentes du corridor Turcot.

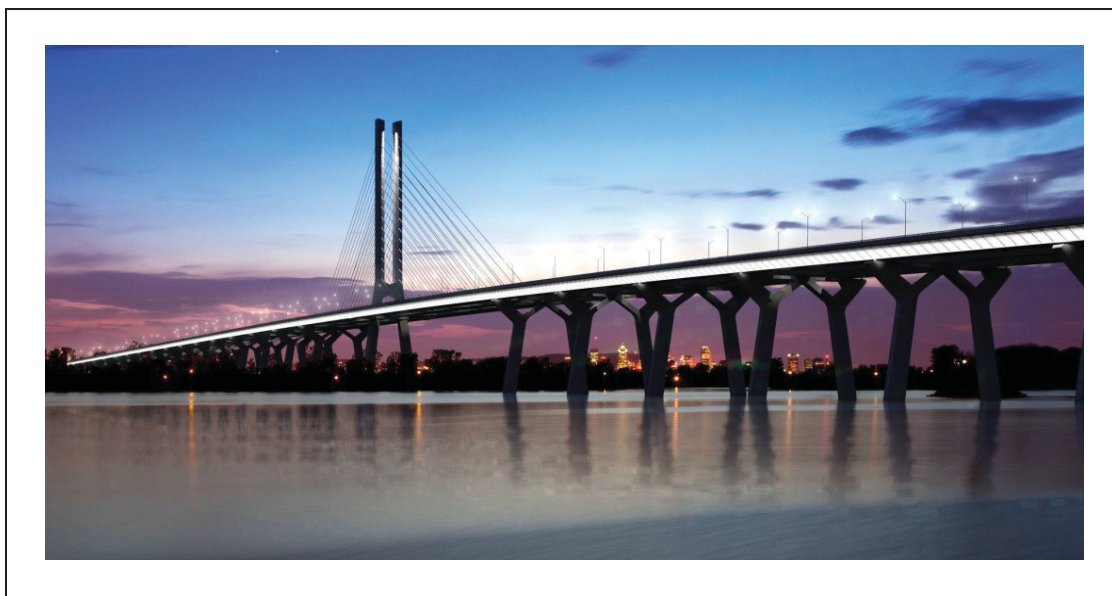


Figure 1.2 Pont Samuel-De Champlain mis en service en 2019

Tirée du site web d'infrastructure Canada

<https://www.infrastructure.gc.ca/images/nbsl-npsl/proponent-image1.jpg>

(Consulté au mois de novembre 2020)

Les techniques traditionnelles de renforcement de structures en BA sont le chemisage de béton, l'application de la précontrainte extérieure, le collage de plaque métallique ou l'ajout de profilé en acier. L'usage de l'acier dans le renforcement est une technique conventionnelle longuement utilisée pour le renforcement en flexion et en cisaillement et pour le confinement de colonnes. Cette technique présente, cependant, quelques inconvénients majeurs liés à la corrosion de l'acier et à la mobilisation pour sa mise en place (besoin d'engins appropriés). L'acier est un matériau couramment utilisé dans l'industrie de la réhabilitation mais malheureusement son problème de corrosion n'est pas encore réglé de façon définitive. Le recours à de nouvelles techniques de renforcement permettant d'éviter les problématiques de corrosion de l'acier est donc primordial.

Le renforcement des structures en BA à l'aide de matériaux composites en polymères renforcés de fibres (PRF) est une technique relativement récente mais éprouvée. L'utilisation de ces matériaux en génie civil représente désormais une alternative qui offre plusieurs avantages. Cette technique de renforcement est de plus en plus utilisée, non seulement compte tenu de la durabilité des PRF mais aussi parce que leur souplesse les accommode facilement aux formes les plus diverses des éléments à renforcer. La rapidité d'installation des matériaux composites est aussi un avantage clé du renforcement avec les PRF collés en surface. Avec ces nombreux avantages, cette technique de renforcement apparaît comme la plus appropriée pour résoudre les cas de déficience souvent rencontrés dans des structures majeures. Cela est d'autant plus vrai qu'il s'agit souvent de structures achalandées telles que les ponts pour lesquels une interruption prolongée de service n'est pas envisageable.

Le renforcement des structures avec des PRF collés en surface est une technique sécuritaire offrant un gain plus important en résistance comparativement aux techniques traditionnelles utilisant l'acier. Cela est vrai pour les trois types de sollicitation courants que sont la flexion, le confinement des poteaux et le cisaillement (Figure 1.3). Aussi, plusieurs recherches menées sur le comportement des poutres en BA renforcées à l'aide de PRF collés en surface ont prouvé l'efficacité de ces matériaux (Berset, 1992; El-Saikaly, Godat et Chaallal, 2015; Khalifa et Nanni, 2000; Mofidi et al., 2014; Triantafillou, 1998).



Figure 1.3 Différent types de renforcement avec PRF collé en surface

Tirée du site web de Sika

<https://docplayer.net/39351704-Bu-contractors-sika-solutions-for-structural-strengthening.html>

(Consulté au mois de décembre 2020)

1.2 Problématique de l'effet d'échelle

Comme déjà mentionné, le comportement au cisaillement des poutres en BA dépend de plusieurs mécanismes et paramètres complexes interreliés. Sa compréhension fine nécessite de nouvelles recherches plus approfondies. Ceci explique pourquoi, jusqu'à ce jour, il n'y a pas de consensus universel à son sujet. Les paramètres dont dépend le comportement au cisaillement des poutres en BA sont nombreux. On peut citer la résistance du béton f'_c , le taux d'armatures longitudinales ρ_w , le taux et la répartition des armatures transversales ρ_s , la géométrie et la taille des poutres h , ainsi que la longueur de cisaillement a . À ces paramètres, s'ajoute l'effet du collage externe requis pour la mise en place d'autres types de matériaux comme les PRF pour le renforcement en cisaillement des poutres existantes en BA.

Pour des raisons aussi bien économiques que pratiques, les chercheurs en génie des structures mettent à l'essai en laboratoire des spécimens de taille réduite. Cette approche a pour but de faciliter l'étude du comportement d'éléments structuraux réels de grandes dimensions. Les résultats des essais ainsi obtenus sont alors utilisés pour élaborer des modèles de calcul et de prédiction conceptuelle à l'usage de l'ingénieur praticien. L'utilisation de spécimen de taille réduite est une technique efficace et bien établie. Elle est largement appliquée dans la majorité des recherches expérimentales en laboratoire (Barenblatt, 1996). Cette technique est donc adaptée lorsqu'il s'agit d'éléments structuraux de ponts ou de bâtiments ne pouvant être reproduits au laboratoire compte tenu de leurs dimensions. À titre d'exemple, plus de 80% des données expérimentales sur le comportement en cisaillement de poutres en béton conventionnel proviennent d'études réalisées avec des spécimens de hauteurs inférieures à 500 mm (Bažant et Yu, 2005).

L'effet d'échelle, qui dépend de la taille des poutres (hauteur), compte parmi les paramètres importants qui gouvernent le comportement en cisaillement des poutres en BA. Ce phénomène a été pendant longtemps associé à la théorie de rupture fragile. Cette dernière est elle-même associée aux défauts initiaux des matériaux (théorie de Weibull). L'effet d'échelle a été mis en lumière par la différence de comportement observée entre les grandes poutres de structures réelles et les spécimens réduits testés en laboratoire. Selon Bažant et Kazemi (1991), cette différence est due à l'écart de l'énergie stockée. Cette énergie stockée dépend de la taille et de la surface de la zone de fissures diagonales.

On dit qu'il y a un effet d'échelle quand la contrainte de cisaillement à la rupture diminue lorsque la taille des poutres augmente. Sachant que les modèles de prédiction des codes et des normes sont élaborés en se basant sur des spécimens réduits testés au laboratoire, on peut conclure que les poutres de grandes tailles en service pourraient ne pas atteindre la résistance qui leur a été prédite. Ce phénomène risque, dès lors, de compromettre les résultats des modèles de conception du renforcement de structures en BA à l'aide de PRF collés en surface.

L'effet d'échelle a été confirmé dans le béton conventionnel par plusieurs études expérimentales (Arun et Ramakrishnan, 2014; Bažant et Kazemi, 1991; Bentz et Buckley, 2005; Birrcher et al., 2014; Chana, 1981; Collins et Kuchma, 1999; El-Sayed et Shuraim, 2016; Fujita et al., 2002; Ghannoum, 1998; Iguro et al., 1985; Kani, 1967; Kim et al., 2013; Kotsovos et Pavlovic, 2001; Minelli, Plizzari et Vecchio, 2007; Minelli et al., 2014; Shoaib, Lubell et Bindiganavile, 2014; Sneed et Ramirez, 2010; Swamy et Shamsuddin, 1971; Syroka-Korol et Tejchman, 2014; Tan et Lu, 1999; Taylor, 1972; Walraven et Lehwalter, 1994; Yang et Ashour, 2007; Yang et al., 2003; Yu, Che et Song, 2013; Yu et al., 2011; Zakaria et al., 2009; Zhang et Tan, 2007).

En revanche, pour les poutres en BA renforcées à l'aide de PRF collés en surface, l'effet d'échelle au cisaillement de ces poutres n'a fait l'objet que d'un nombre limité de travaux (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Deniaud et Cheng, 2001a; Foster et al., 2017; Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015; Qu, Lu et Ye, 2005; Szymon et al., 2018). Dans la majorité des études réalisées, le seul paramètre d'étude était l'ajout du renfort en PRF. Mais en réalité, d'autres paramètres d'étude peuvent probablement avoir un impact sur l'effet d'échelle. Le type du matériau en PRF, la rigidité du renfort en PRF, l'interaction du renfort en PRF externe et l'acier transversal interne ou encore la configuration du renfort en PRF en sont quelques-uns.

Le principe du renforcement en cisaillement des poutres en BA avec des PRF collés en surface suppose que le PRF reprend une partie des efforts de traction dans le béton et les répartit dans la section du béton en compression. C'est, d'ailleurs, pour cette raison que le renforcement avec des PRF donne lieu à des forces additionnelles dans les bielles de compression et dans les armatures longitudinales (Chaallal, 2018). Le renforcement en cisaillement dépend principalement de la longueur d'ancrage du PRF. En d'autres mots, l'efficacité du renfort en PRF collé en surface augmente avec la longueur de son ancrage. Cette longueur qui est la hauteur du renfort h_F dépend, bien entendu, de la hauteur de la poutre. L'effet d'échelle a donc une influence positive sur l'efficacité du renforcement avec des PRF collés en surface. De ce qui précède, la question suivante se pose : Est-ce que l'effet

d'échelle agira aussi de façon positive sur la contrainte de cisaillement à la rupture des poutres en BA renforcées avec des PRF collés en surface ? C'est précisément cette question que la recherche menée dans le cadre de la présente thèse se propose d'élucider.

Parce qu'ils ne prennent pas en compte l'effet d'échelle, les modèles de calcul des normes et des codes surestiment la résistance au cisaillement des grandes poutres renforcées avec des PRF collés en surface (Ji et al., 2016; Leung et al., 2007). Ceci constitue une lacune dans les recherches sur le comportement des poutres en BA renforcées en cisaillement à l'aide de PRF car l'effet d'échelle devrait en être un paramètre principal d'étude. A titre d'exemple, le pont Champlain a fait l'objet d'une réhabilitation avec des matériaux composites. Les poutres principales du pont de type AASHTO ont une hauteur de 3000 mm (Figure 1.4). Ces poutres ont été renforcées au cisaillement avec des PRFC collés en surface selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06, 2006). Or cette norme ne tient pas compte de l'effet d'échelle. Il apparaît évident de se demander : Est-ce que les poutres renforcées du pont Champlain remplissaient avec sécurité leur fonction de résistance au cisaillement?

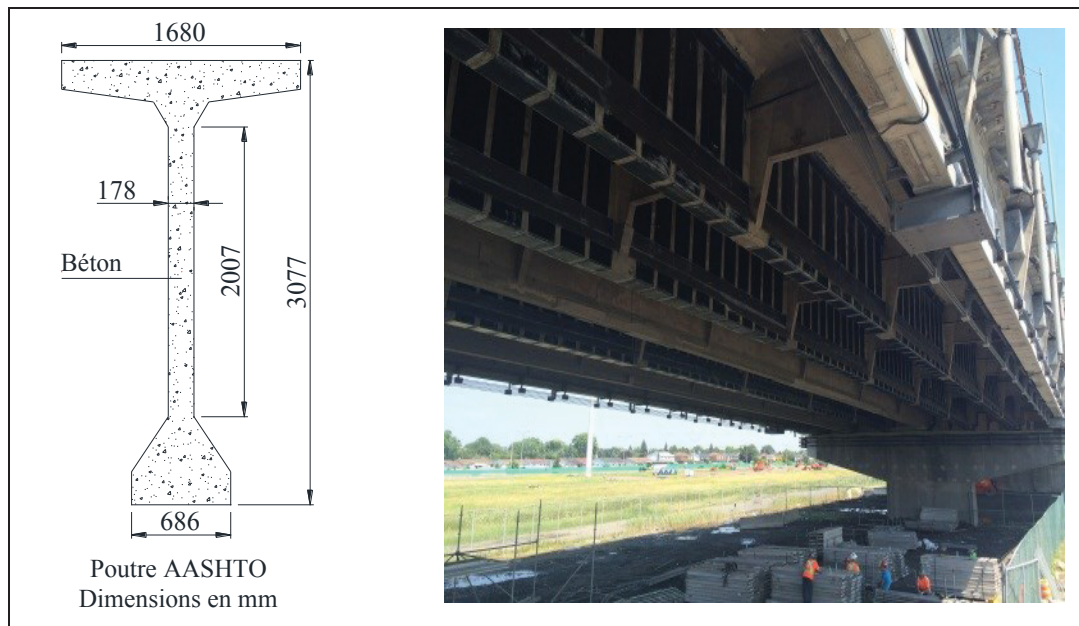


Figure 1.4 Renforcement au cisaillement des poutres du pont Champlain

1.3 Objectifs de la recherche

L'objectif principal de la présente recherche consiste à étudier en profondeur, sur le plan théorique et sur le plan expérimental, l'influence du phénomène de l'effet d'échelle sur la résistance des poutres en BA de section en T renforcées au cisaillement à l'aide de PRF collés en surface sous charges statiques.

Les objectifs spécifiques s'établissent comme suit :

1. Élaborer une base de données de toutes les études expérimentales concernant l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA. Cette base de données renfermera trois types de poutres : 1) les poutres en BA avec armatures conventionnelles ; 2) les poutres en BA avec armatures internes en PRF et 3) les poutres en BA renforcées au cisaillement avec des PRF collés en surface.
2. Effectuer une synthèse détaillée de toutes les études expérimentales sur l'effet d'échelle dans le but de mettre en évidence les paramètres d'influence majeurs qui peuvent régir l'effet d'échelle.
3. Confronter les résultats expérimentaux des recherches traitant de l'effet d'échelle sur les poutres renforcées à l'aide de PRF collés en surface avec les résultats des modèles de prédiction de quelques normes nationales et internationales en vigueur. La finalité est d'examiner le niveau de fiabilité et de représentativité de ces derniers.
4. Évaluer et quantifier au moyen d'un programme expérimental l'influence de l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA renforcées avec du tissu continu en PRF de carbone (PRFC) avec les paramètres suivants : i) le taux d'armature transversale interne et ii) le taux du renfort externe en PRF (nombre de couches).
5. Évaluer et quantifier moyennant un deuxième programme expérimental l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA renforcées avec des lamelles en PRFC; mettre, ensuite, en évidence l'influence de l'usage d'un ancrage éprouvé (dans la zone de compression) sur l'effet d'échelle.

1.4 Méthodologie

Pour atteindre les objectifs visés, la méthodologie adoptée renferme d'une étude théorique et une investigation expérimentale d'envergure (Figure 1.5).

L'étude théorique comporte deux volets principaux. Le premier volet consiste en une revue littéraire et documentaire exhaustive sur : i) l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA conventionnel (non renforcées); ii) l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA avec armature longitudinale en PRF et iii) l'effet d'échelle sur le comportement des poutres en BA renforcées au cisaillement à l'aide de PRF collés en surface. Les données expérimentales sur l'effet d'échelle à partir de l'année 1962 seront collectées ; soit plus de 470 tests. Ces tests expérimentaux seront organisés sous forme d'une base de données détaillée en fonction de la géométrie, du type de poutres et de différents paramètres d'étude (voir annexe A1 et A2). Une analyse comparative des différents spécimens de poutres sera faite en fonction des paramètres d'étude. Cette analyse permettra, premièrement, de mettre en lumière les paramètres d'influence majeurs qui gouvernent l'effet d'échelle. Ensuite, elle permettra de saisir l'influence de chaque paramètre sur le mécanisme de résistance au cisaillement.

Le deuxième volet de l'étude théorique consiste en une confrontation entre l'aspect expérimental et l'aspect théorique de l'étude. Pour ce faire, une comparaison des résultats expérimentaux de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des poutres renforcées à l'aide des PRF collés en surface avec les prédictions théoriques obtenues à partir des modèles des codes et normes de renforcement de structures en BA avec des PRF collés en surface. Cette comparaison se veut une évaluation de la précision des modèles quant à l'effet d'échelle. Les normes et codes utilisés pour l'analyse comparative sont les suivants : 1) CSA-S806-12 (2012), norme canadienne sur les règles de calcul et de construction de bâtiment contenant des PRF; 2) CSA-S6-19 (2019) norme canadienne sur le calcul des ponts routiers; 3) ACI-440.2R-17 (2017) guide américain pour la conception et la construction avec les systèmes de PRF collés en surface pour le renforcement des structures en béton; 4) *fib-*

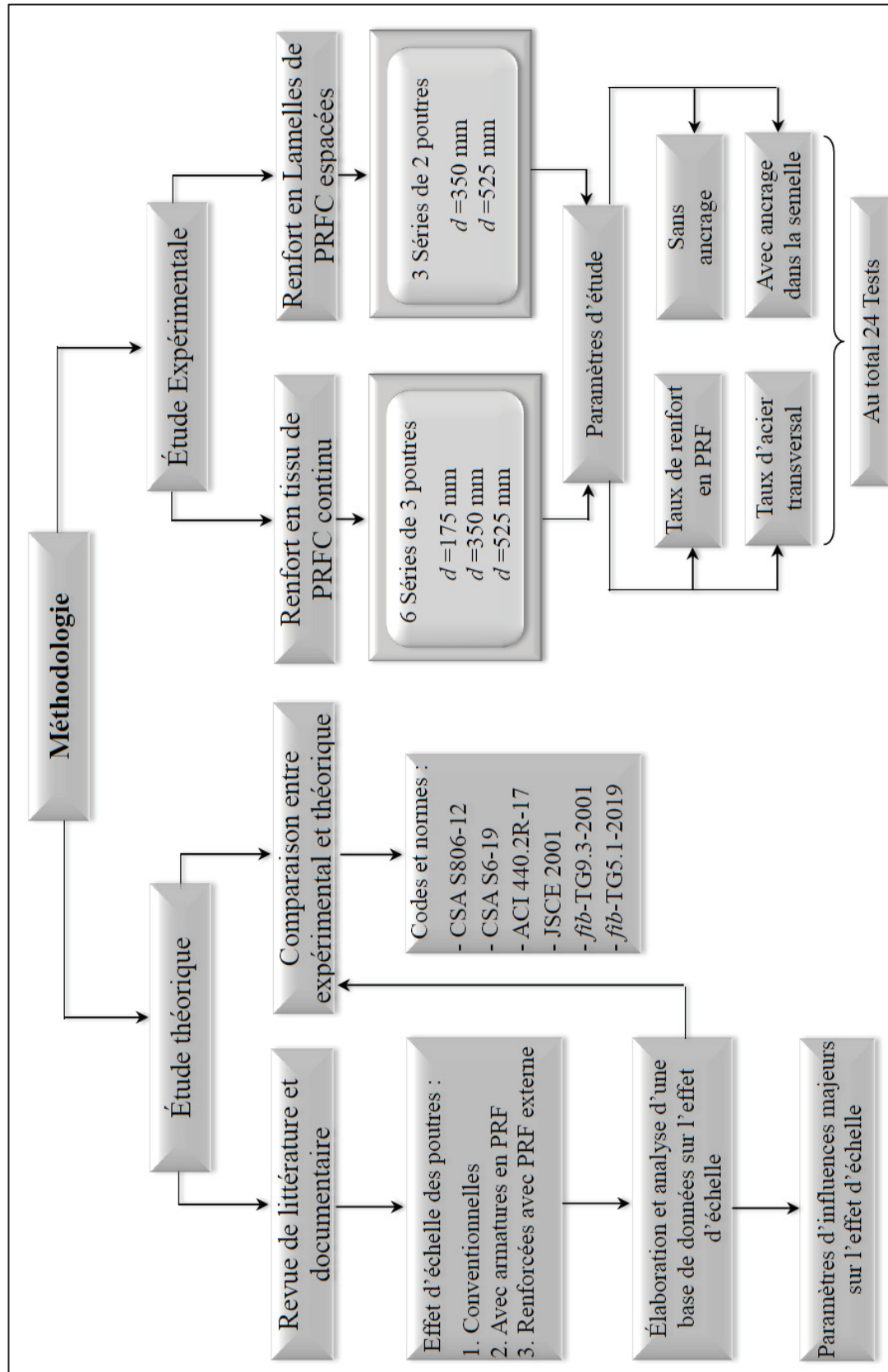
TG9.3-01 (2001) et *fib*-TG5.1-01 (2019) code européen concernant le renforcement des structures en béton avec des PRF collés en surface ; et 5) JSCE (2001) code japonais sur les recommandations pour la réhabilitation des structures en béton à l'aide de matériaux composites en PRF.

L'étude expérimentale vise à mettre à l'essai statique des poutres en BA de section en T. Elle inclut deux phases différentes. La première phase considère six séries de poutres en BA grandeur nature représentatives de cas réels, totalisant 18 tests statiques. Chaque série se compose de trois différentes tailles de poutres géométriquement semblables se conformant ainsi aux conditions fondamentales pour l'étude de l'effet d'échelle. L'investigation sur l'effet d'échelle dans la première phase inclut deux paramètres d'étude : i) la présence ou non de l'acier transversal interne et ii) la rigidité du renfort en PRF externe (nombre de couches). Les trois premières séries de poutres sont dépourvues d'acier transversal de cisaillement. Elles se composent comme suit : 1) une série de poutres de contrôle (non renforcées) ; 2) une série de poutres renforcées en cisaillement avec une seule couche de tissu de carbone en PRF collé en surface ; et 3) une série de poutres renforcées cette fois-ci avec deux couches de PRF. Les trois autres séries de poutres sont similaires à celles citées ci-dessus mais elles sont pourvues en plus d'acier transversal interne. La configuration du renforcement dans cette phase consiste en un collage en forme de U en continu sur les trois faces de la poutre d'un tissu en PRFC.

La deuxième phase expérimentale consiste à mettre à l'essai trois séries de poutres du même type que celles de la première phase. Chaque série se compose, cette fois-ci, de deux tailles différentes de poutres totalisant ainsi 6 tests statiques. Les trois séries de poutres se composent comme suit : 1) une série de poutres de contrôle (non renforcées) ; 2) une série de poutres renforcées au cisaillement avec des lamelles espacées en PRFC ; et 3) une série de poutres renforcées avec des lamelles espacées en PRFC et ancrées dans la semelle de la poutre en T. Le matériau du renfort choisi dans cette phase se compose de lamelles en PRFC spécialement conçues pour le renforcement en cisaillement. La configuration du renforcement consiste en un collage de lamelles pré-imprégnées et espacées en forme de U.

Les deux paramètres d'étude dans cette phase sont : i) l'usage de lamelles PRFC préfabriquées en L (L-Shape laminates) et ii) l'ancrage des lamelles en L dans la semelle des poutres en T (zone de compression). Dans la deuxième phase expérimentale, l'acier transversal interne ne fait pas partie des paramètres d'étude. Par conséquent, toutes les poutres contiennent le même taux d'acier transversal interne.

Dans les deux phases expérimentales, les spécimens seront testés sous charge statique avec une vitesse de chargement constante jusqu'à la rupture. L'analyse des deux phases expérimentales consistera en une comparaison du comportement en cisaillement des spécimens de chaque série en fonction de l'augmentation de la taille des poutres et de chaque paramètre d'étude ciblé. Les comparaisons permettront ensuite de caractériser l'effet d'échelle associé au renfort en PRF et d'élucider l'influence de chaque paramètre d'étude sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec des PRF collés en surface.



1.5 Originalité des travaux proposés

L'influence de l'effet d'échelle sur la contribution à la résistance au cisaillement du béton est bien établie à travers plusieurs travaux de recherche. L'effet d'échelle est, en effet, pris en compte dans quelques modèles de calcul des normes et codes régissant le BA conventionnel sous forme d'une réduction directe de la résistance attribuée au béton. Cela n'est, cependant, pas le cas pour la contribution à la résistance au cisaillement des matériaux composites en PRF collés en surface faute de modèles de calcul rationnels basés sur des évidences scientifiques. Par conséquent, le dimensionnement d'un renforcement en cisaillement de poutres en BA à l'aide de PRF collés en surface selon les normes et guides en vigueur peut entraîner une surestimation de la résistance au cisaillement et, donc, une conception non sécuritaire. Les investigations consacrées à l'effet d'échelle sur le comportement des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de PRF collés en surface sont clairement insuffisantes et ne parviennent pas à couvrir tous les paramètres d'influence majeurs. À noter que dans la majorité de ces investigations, l'ajout du PRF représente le seul paramètre d'étude alors qu'en réalité d'autres paramètres peuvent bien influencer l'effet d'échelle en cisaillement.

Compte tenu de ce qui précède, cette recherche se veut une contribution importante et originale pour obtenir de nouvelles données et faire avancer les connaissances sur l'effet d'échelle des poutres renforcées au cisaillement à l'aide des PRF collés en surface. Cette recherche vise à examiner des poutres en Té en BA de tailles réelles et représentatives des cas pratiques telles que les structures de ponts. Plusieurs paramètres d'étude sont considérés dans le renforcement des poutres, dont l'utilisation de deux types de matériaux composites en PRFC et l'effet d'un système d'ancrage de PRF. Les résultats devraient contribuer à une meilleure compréhension de l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA renforcées avec des PRF collés en surface ainsi que l'interaction entre les différents matériaux.

1.6 Organisation de la thèse

La thèse est composée de six chapitres et s'achève par une conclusion générale et des recommandations pour de futures recherches.

La première partie qui couvre le volet théorique de la thèse est constituée de trois chapitres comme suit :

Le chapitre 1 commence par une mise en contexte général. Cette introduction est présentée en vue d'énoncer l'objectif principal et les objectifs spécifiques. Un descriptif de la méthodologie adoptée pour rencontrer les objectifs visés fait aussi partie de ce chapitre.

Le chapitre 2 constitue une partie de l'étude théorique sur l'effet d'échelle. Ce chapitre présente une définition et un bref historique concernant l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA conventionnel. Il présente aussi une revue de littérature générale concernant l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA renforcées avec des PRF collés en surface.

Le chapitre 3 constitue une partie consacrée à la mise en épreuve de quelques modèles de prédiction de normes et codes sur le renforcement des poutres en BA avec des matériaux composites en PRF collés en surface.

Le chapitre 4 est un article scientifique publié et intitulé "*Size effect in shear of conventional and shear-strengthened RC beams with EB-FRP: state of knowledge and research needs*". Il renferme une revue de littérature exhaustive sur l'effet d'échelle. Cette revue a été convertie en une base de données incluant toutes les études expérimentales de l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA. L'analyse de cette base de données a mis en lumière les paramètres d'influence majeurs de l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement. Cette analyse a ensuite fourni les besoins en recherche sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées avec des PRF collés en surface.

La deuxième partie qui couvre le volet expérimental est constituée de deux chapitres comme suit :

Le chapitre 5 est un article scientifique publié et intitulé : “*Size Effect in RC T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP Sheets: Experimental Study*”. L’article présente une étude expérimentale sur l’effet d’échelle comprenant 18 poutres en BA de section en T en grandeur nature et renforcées au cisaillement à l’aide de tissus en PRFC dont la configuration de renforcement est en U sur les trois faces de l’âme et en continu. Les paramètres d’étude de l’effet d’échelle sur le comportement au cisaillement dans cet article sont : i) l’influence de l’acier transversal de cisaillement et ii) l’influence de la rigidité du renfort en PRFC.

Le chapitre 6 est un article scientifique publié et intitulé : “*Size Effect of RC T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP L-Shaped Laminates*”. L’article présente une étude expérimentale sur l’effet d’échelle dans les poutres en BA de section en T renforcées au cisaillement à l’aide de lamelles espacées préfabriquées “*L-Shaped Laminate*” en PRFC. Ces lamelles sont constituées de fibres unidirectionnelles et conçues spécialement pour le renforcement au cisaillement. Dans cet article, les paramètres d’étude sont : i) le matériau composite (*L-Shaped Laminate*) utilisé pour la première fois dans une étude d’effet d’échelle et ii) l’influence du recours à un système d’ancrage éprouvé de lamelles dans la semelle de la section en T (zone de compression).

À la fin de la thèse, les conclusions de cette recherche sont formulées. Par ailleurs, les différentes pistes de besoins en recherche identifiées dans cette étude sont dressées sous formes de recommandations pour de futures recherches.

CHAPITRE 2

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE ET DOCUMENTAIRE SUR L'EFFET D'ÉCHELLE

2.1 Notions générales et historiques sur l'effet d'échelle

Le cisaillement des poutres en BA est un phénomène dont les mécanismes ne sont pas autant maîtrisés que ceux de la flexion ou de la compression. En effet, la résistance au cisaillement des poutres en BA dépend de plusieurs mécanismes et paramètres complexes et interreliés. Aussi, le cisaillement, connu pour son mode de rupture de type fragile, requiert des investigations plus approfondies. C'est pour cette raison d'ailleurs qu'en conception, il est recommandé que la résistance en cisaillement soit toujours supérieure à la résistance en flexion. Le but de cette recommandation est de prioriser la rupture en flexion par rapport à la rupture fragile par cisaillement. En effet, la rupture par flexion est de type ductile et s'accompagne de signes précurseurs; elle est donc plus sécuritaire.

Avant l'apparition des fissures diagonales qui sont un signe de rupture par cisaillement, une poutre en BA résiste à l'effort tranchant par la traction du béton. Lorsque la valeur de l'effort tranchant égale celle de la résistance en traction du béton, les fissures diagonales apparaissent. Cette apparition entraîne une redistribution de la résistance suivant plusieurs mécanismes qui se développent pendant l'augmentation de l'effort tranchant jusqu'à la rupture de la section du béton. La Figure 2.1 montre la forme d'une fissure diagonale principale ainsi que les différents mécanismes de résistance dans une poutre en BA pourvue d'armatures transversales de cisaillement.

L'équilibre des mécanismes de résistance est régi par les forces suivantes :

C : la force de compression sur la partie supérieure du béton non fissuré;

T : la force de traction dans les armatures longitudinales;

V_c : la force de cisaillement sur le béton comprimé;

V_s : la force de traction dans les étriers (aciers transversaux);

V_d : la force de cisaillement sur les armatures longitudinales (effet goujon) (Figure 2.2);

v_c : les contraintes de cisaillement sur les deux lèvres de la fissure (imbrication des agrégats)

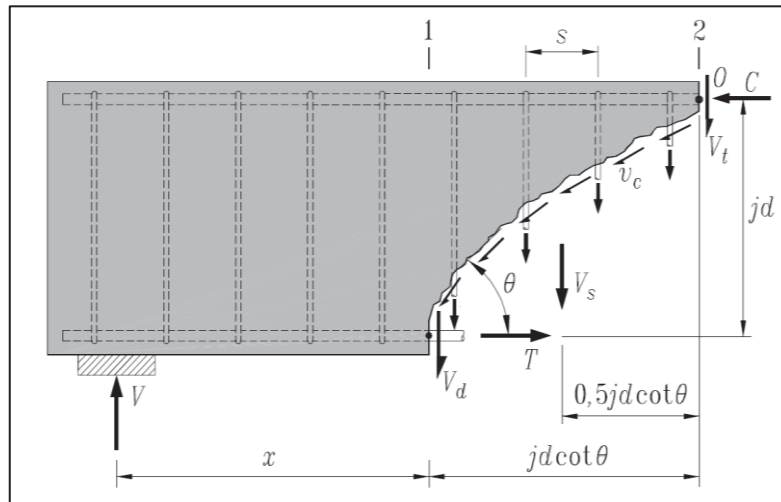


Figure 2.1 Mécanismes de résistance en cisaillement d'une section fissurée

Tirée de Paultre (2011, p. 246)

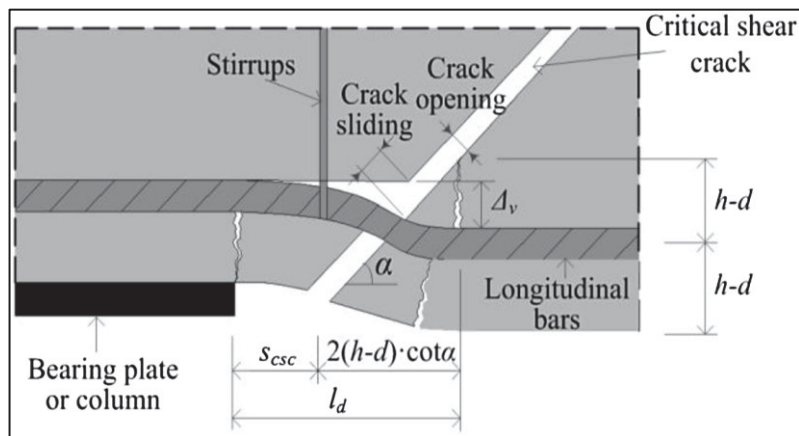


Figure 2.2 Mécanisme de l'effet goujon (*dowel action*)

Tirée de Chen, Yi et John Ma (2020)

Les paramètres d'influence majeurs qui régissent les mécanismes de résistance au cisaillement des poutres en BA sont les suivants : la résistance en compression du béton (f'_c);

le taux des armatures longitudinales (ρ_w); le taux des armatures transversales (ρ_s); le rapport de la longueur de cisaillement sur la hauteur effective de la poutre (a/d); et la hauteur effective des poutres (d). On s'intéressera, dans cette thèse, à l'influence de la taille des poutres (d) : un phénomène connu sous le nom de l'effet d'échelle. Étant donné que les mécanismes de résistance au cisaillement sont interreliés, il est important de comprendre l'influence de chaque paramètre sur le phénomène de l'effet d'échelle.

L'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA est bien établi. On dit qu'il y a effet d'échelle lorsqu'il y a une différence entre les contraintes de cisaillement à la rupture de poutres géométriquement similaires de tailles différentes. L'effet d'échelle tend à réduire la contrainte de cisaillement à la rupture lorsque la taille des poutres augmente, liant ainsi les propriétés géométriques du béton à ses propriétés mécaniques. En d'autres termes, l'effet d'échelle peut changer le comportement ductile d'une petite poutre en BA en un comportement fragile pour une plus grande poutre (Syroka-Korol et Teichman, 2014). En revanche, lorsque la valeur de la contrainte de cisaillement à la rupture de poutres géométriquement semblables de tailles différentes est la même, on dit qu'il n'y a pas d'effet d'échelle (ACI-446.1R-99, 1999). Pour cette raison, l'usage de données expérimentales dans le calcul de la résistance au cisaillement des poutres de grande échelle sans une connaissance approfondie du phénomène d'effet d'échelle peut être dangereux (Yang, 2014). Autrement dit, l'extrapolation des résultats expérimentaux menés sur des poutres de tailles réduites à des poutres de grandeur nature est une approche potentiellement nuisible pour la résistance au cisaillement.

L'effet d'échelle a déjà été évoqué par Leonardo da Vinci dans les années 1500 quand il a proposé la toute première loi sur ce phénomène. Cette loi établit une relation inversement proportionnelle entre la résistance d'une corde et sa longueur (Bažant, 2000). En réalité, une longue corde supporte le même poids qu'une petite corde. Cependant, la longue corde a plus de risque d'avoir des zones défectueuses; ce qui peut causer sa rupture plus rapidement que la corde courte. Il s'agit du principe de l'inégalité de la matière où la résistance peut changer d'une partie à une autre (Bažant, 2000).

L'effet d'échelle a ensuite été associé à la théorie statistique de Weibull « *theory of random strength* » applicable aux structures quasi fragiles (Bažant, Xi et Reid, 1991). Aussi appelée la théorie du lien le plus faible « *Weakest Link Theory* », la théorie de Weibull révèle que la résistance d'une chaîne dépend de son maillon le plus faible. En d'autres mots, l'hypothèse de la théorie de Weibull se base sur la rupture imminente d'une structure dès qu'un petit élément atteint sa résistance (Bažant, Zuber et Pijaudier-Cabot, 2004). La théorie de Weibull est restée applicable aux structures quasi fragiles jusqu'à environ 1980. Bažant et Cedolin (1991) l'ont ensuite trouvée non applicable pour ce type de structures. En effet, les structures quasi fragiles subissent une rupture après une croissance stable de fissure.

L'effet d'échelle n'est pas d'ordre statistique, il est plutôt associé à la mécanique de la rupture (Bažant et Rajapakse, 2012). Cette théorie stipule que la rupture par cisaillement des structures quasi-fragiles telles que le béton survient après une évolution stable des dommages (fissures). Bažant, Ozbolt et Eligehausen (1994) indiquent que le processus de rupture (endommagement progressif, redistribution des contraintes et libération d'énergie), aussi appelé théorie de la libération de l'énergie par fracture, est la source de l'apparition de l'effet d'échelle.

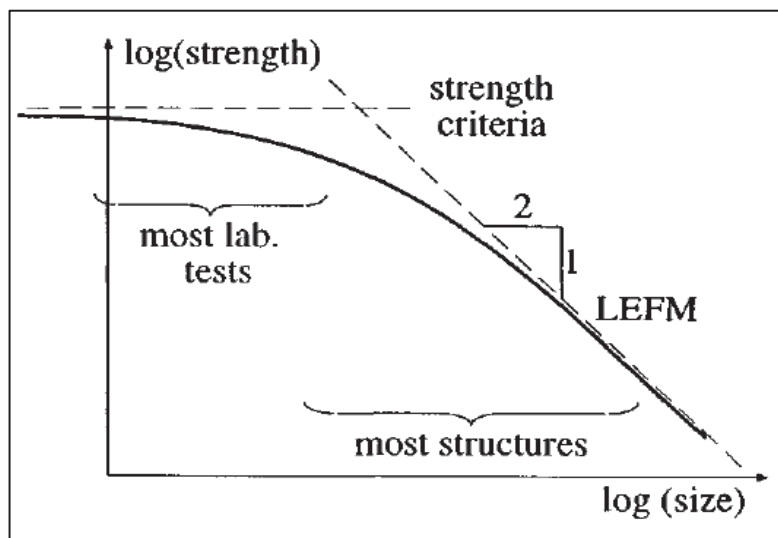


Figure 2.3 Effet d'échelle de structures géométriquement similaires de tailles différentes
Tirée de Bažant et Planas (1998)

La Figure 2.3 montre les différentes théories de l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction de l'augmentation de la taille des structures. Sur la figure, l'analyse élastique qui est une théorie de rupture classique indépendante de la taille des structures (pas d'effet d'échelle) est représentée par l'asymptote discontinue droite (*strength criteria*). La théorie de la mécanique de rupture linéaire qui dépend de la taille des structures est, quant à elle, représentée par l'asymptote discontinue inclinée de pente de $-1/2$. La théorie de la mécanique de rupture non linéaire qui est une transition entre les deux théories précédentes est illustrée par la courbe continue à la Figure 2.3 (ACI-446.1R-99, 1999). On constate que cette courbe est proche de la ligne horizontale lorsque la taille des structures est petite et elle s'approche de la pente $-1/2$ lorsque la taille augmente.

Le béton armé est le matériau le plus utilisé en génie civil compte tenu de sa résistance, de sa durabilité et de sa mise en œuvre permettant de réaliser des formes complexes. Il fait, cependant, partie des matériaux quasi fragiles régis par la mécanique de la rupture. Il est, donc, sujet à l'effet d'échelle. L'effet d'échelle est un phénomène complexe qui a été particulièrement négligé avant les années 1960. L'effet d'échelle a été reconnu comme facteur déterminant dans de nombreuses catastrophes d'ingénierie de structures. On peut citer par exemple : le barrage de St Francis (Los Angeles, États-Unis) effondré en 1928, le barrage de Malpasset (les Alpes, France) effondré en 1954, l'entrepôt aéronautique Wilkins (Shelby, États-Unis) en 1955, le Viaduc de Cypress (Oakland, États-Unis) effondré en 1989, la plateforme pétrolière Sleipner (Norvège) effondrée en 1991 et le Viaduc Han-Shin (Kobe, Japon) effondré en 1995 (Bažant et Rajapakse, 2012).

L'effet d'échelle n'a été associé à la géométrie (hauteur) des poutres qu'après l'évènement tragique de l'entrepôt aéronautique Wilkins (Shelby, États-Unis) en 1955. Une rupture en cisaillement des poutres en béton d'environ 1000 mm de hauteur est survenue bien que le calcul ait été fait selon le code de conception en vigueur à l'époque (Figure 2.4). Il faut noter que jusqu'à 1966, la majorité des spécimens de poutres testées en laboratoire avaient une hauteur maximale de 380 mm ; hauteur sur laquelle sont basés les modèles de prédiction de la résistance en cisaillement (Kani, 1967).

La rupture prématurée et soudaine des poutres de l'entrepôt a déclenché une enquête afin d'élucider les causes de cette défaillance. D'une part, l'examen a révélé que la résistance du béton dépassait les exigences minimales prescrites par le code en vigueur. D'autre part, la contrainte de résistance au cisaillement admissible était de 0.62 MPa tandis que la rupture est survenue à une contrainte de 0.5 MPa seulement.



Figure 2.4 Rupture en cisaillement des poutres de l'entrepôt Wilkins à Shelby
<https://fr.slideshare.net/AsadullahMalik/final-year-project-presentation-june-2015-investigation-of-shear-behaviour-of-slender-beams-using-finite-element-analysis>
(Consulté au mois de décembre 2020)

Une investigation expérimentale a été effectuée dans la même année de cette tragédie par “*Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association*”. La taille des spécimens testés au laboratoire était réduite à un tiers de la taille originale des poutres de l'entrepôt. L'enquête a révélé que les spécimens résistent à une contrainte de cisaillement à la rupture d'environ 1 MPa (Richard et Eivind, 1957). Les conclusions de cette étude expérimentale n'ont malheureusement pas trouvé la cause principale de cet écart de

comportement. Partant de ce fait, aucun soupçon n'a été porté sur la taille des spécimens c'est-à-dire sur l'effet d'échelle.

2.2 Effet d'échelle dans les poutres en BA conventionnel

Une décennie après l'accident de l'entrepôt aéronautique cité plus haut, une étude expérimentale d'envergure a été effectuée par Kani (1967) à l'université de Toronto afin de mettre en lumière le phénomène de l'effet d'échelle. Cette étude a été la première recherche expérimentale à fournir avec certitude la preuve que l'effet d'échelle est la cause principale de la diminution de la résistance au cisaillement des poutres en BA. L'auteur a testé plusieurs séries de quatre différentes tailles de poutres rectangulaires géométriquement similaires sans acier transversal. Les hauteurs des poutres variaient de 150 mm à 1200 mm afin d'étudier le phénomène de l'effet d'échelle. Les résultats ont montré un important effet d'échelle lorsque la taille des poutres augmente. Pour $a/d = 3$, une réduction de plus de 40% de la résistance dans la plus grande poutre a été enregistrée par rapport à la plus petite poutre (Figure 2.5). L'auteur a mentionné, cependant, qu'une plus grande augmentation de la taille de la poutre peut entraîner une perte encore plus forte. C'est pour cette raison qu'il a suggéré l'application d'un facteur de correction (réduction) puisqu'il n'y avait aucune restriction quant à l'effet d'échelle dans le modèle de prédiction de la résistance au cisaillement. L'autre paramètre considéré dans ce programme expérimental est le rapport (a/d) de la longueur de cisaillement (a) sur la hauteur effective (d). La Figure 2.5 présente l'effet d'échelle exprimé, selon Kani (1967), par la perte du rapport du moment expérimental ultime M_u sur le moment calculé M_{ft} rapporté à celui de la plus petite poutre ($d = 6" = 150$ mm). À noter que le moment M_{ft} a été calculé selon le code ACI 318-63 en vigueur à l'époque.

$$\frac{r_u(d)}{r_u(6'')} \quad \text{avec} \quad r_u = \frac{M_u}{M_{ft}}$$

La Figure 2.5 montre clairement la perte de résistance lorsque la hauteur de la poutre augmente. Cette perte engendrée par l'effet d'échelle s'amplifie lorsque le rapport (a/d) diminue.

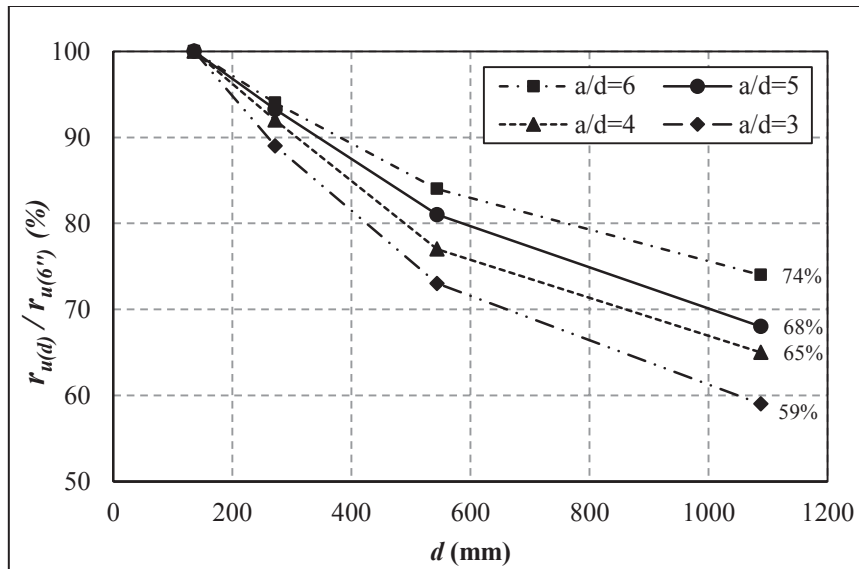


Figure 2.5 Effet d'échelle à la rupture au cisaillement
Adaptée de Kani (1967)

Effectivement, la perte de résistance dans la grande poutre s'amplifie pour passer de 26% à 41% lorsque le rapport (a/d) diminue de 6 à 3. Partant du fait que la perte de résistance ne cesse d'augmenter à chaque fois que la hauteur de poutre est doublée, l'auteur a conclu qu'une poutre de 6 m de hauteur et $a/d = 3$ va céder sous son propre poids.

L'effet d'échelle sur le cisaillement a été confirmé ensuite par des dizaines d'études expérimentales portant sur des poutres en BA conventionnel avec et sans armatures de cisaillement (Arun et Ramakrishnan, 2014; Bažant et Kazemi, 1991; Bentz et Buckley, 2005; Birrcher et al., 2014; Chana, 1981; Collins et Kuchma, 1999; El-Sayed et Shuraim, 2016; Fujita et al., 2002; Ghannoum, 1998; Iguro et al., 1985; Kim et al., 2013; Kotsovos et Pavlovic, 2001; Minelli, Plizzari et Vecchio, 2007; Minelli et al., 2014; Shoaib, Lubell et Bindiganavile, 2014; Sneed et Ramirez, 2010; Swamy et Shamsuddin, 1971; Syroka-Korol et Tejchman, 2014; Tan et Lu, 1999; Taylor, 1972; Walraven et Lehwalter, 1994; Yang et Ashour, 2007; Yang et al., 2003; Yu, Che et Song, 2013; Yu et al., 2011; Zakaria et al., 2009; Zhang et Tan, 2007). Dans le cas particulier de l'étude expérimentale d'Iguro et al. (1985) sur l'effet d'échelle dans les poutres rectangulaires en BA, les auteurs ont considéré des hauteurs effectives allant jusqu'à 3000 mm. L'essai spectaculaire de la poutre de 3000 mm

de hauteur avec 1500 mm de largeur et 42 m de longueur a été effectué en plein air à cause de ses dimensions hors norme (Figure 2.6).

L'objectif de l'étude d'Iguero et al. (1985) était d'examiner si l'effet d'échelle continue d'influencer les poutres au-delà de 1000 mm de hauteur. Un taux d'armature longitudinale de 0.4% et un béton de 23.5 MPa ont été considérés par les auteurs. Les résultats de cette investigation ont révélé une perte considérable dans la contrainte de cisaillement à la rupture lorsque la taille des poutres augmente comme illustrée à la Figure 2.7. La perte de contrainte a atteint 35% dans la poutre de 3000 mm de hauteur.



Figure 2.6 Essai sur une poutre de 3000 mm de hauteur d'Iguero 1985
Tirée de Paultre (2011, p. 253)

Les auteurs ont constaté que les patrons de fissures sont approximativement les mêmes, quelle que soit la taille des poutres. Aussi, les ouvertures des fissures sont proportionnelles à la hauteur des poutres. Ce résultat révèle ainsi une perte d'efficacité progressive du mécanisme de l'imbrication des agrégats lorsque la taille des poutres augmente. En revanche, si la taille des agrégats augmente proportionnellement avec la taille des poutres, les deux lèvres de fissures résisteraient davantage malgré l'augmentation des ouvertures. Dans ce cas,

le mécanisme de l'imbrication des agrégats ne subirait probablement pas, sinon peu, de perte en raison de la rugosité des surfaces de fissures qui est proportionnelle aux dimensions des agrégats.

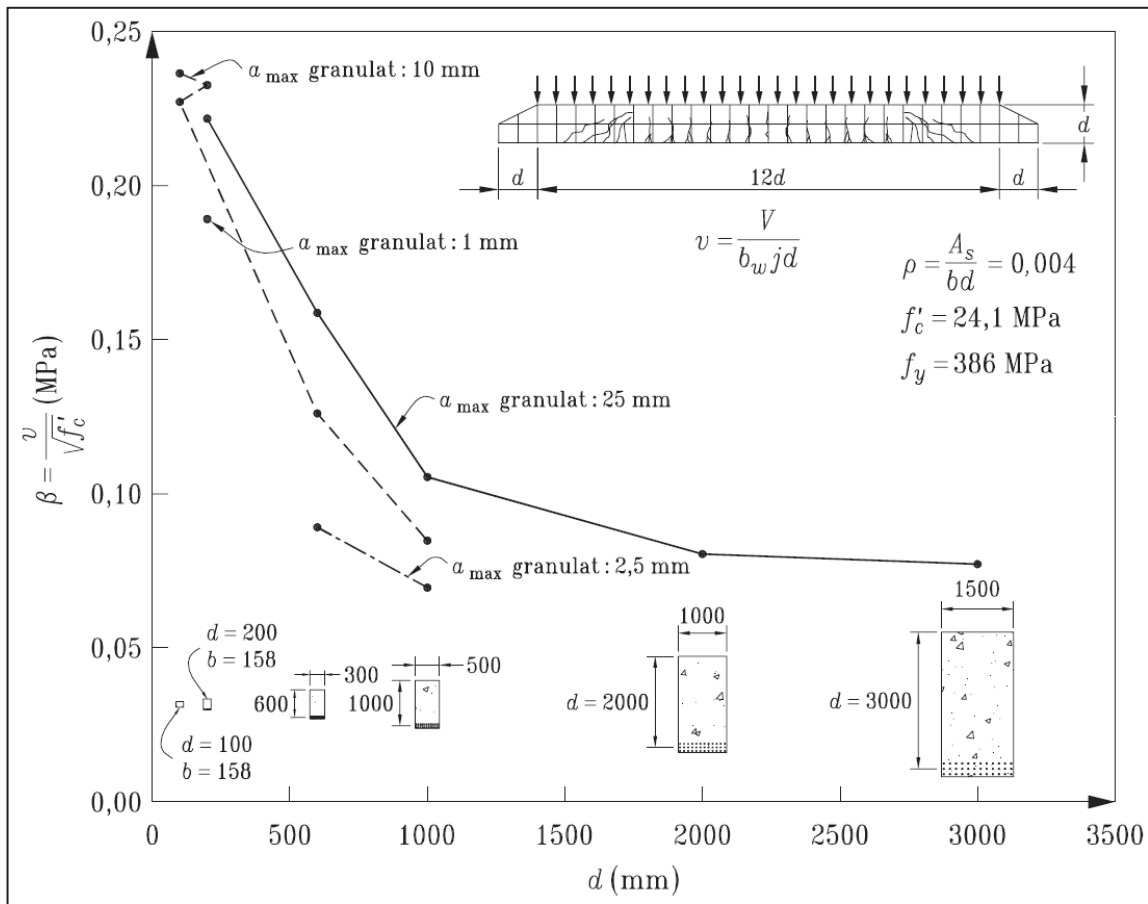


Figure 2.7 Évolution de la contrainte de cisaillement à la rupture versus l'augmentation de la hauteur des poutres et de la taille des agrégats
Tirée de Paultre (2011, p. 253)

Lorsque la résistance à la traction du béton est atteinte, les fissures diagonales se forment et enclenchent ainsi plusieurs mécanismes de résistance au cisaillement. Parmi ces mécanismes, l'action mécanique de l'imbrication des agrégats (Figure 2.8). Ce mécanisme de résistance est considéré comme la principale action qui transfère le cisaillement et maintient l'équilibre de la section avant la rupture dans les poutres sans armatures transversales. Il convient de noter que la contrainte de cisaillement est inversement proportionnelle à la largeur des

ouvertures des fissures diagonales (Yang, 2014). La rupture par cisaillement de la poutre est initiée ensuite par la dégradation de la capacité des agrégats situés dans le plan de la fissure (Bakir et Boduroglu, 2007; Sherwood, Bentz et Collins, 2007).

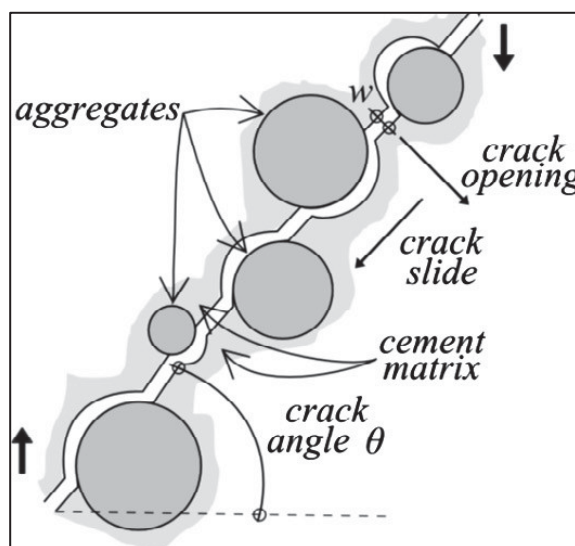


Figure 2.8 Mécanisme de l'imbrication
des agrégats
Tirée de Bompa et Elghazouli (2015)

L'importance du mécanisme de l'imbrication des agrégats dans le transfert du cisaillement a été caractérisée par Fenwick et Paulay (1968). Il a été évalué à environ 70% de la résistance au cisaillement de la section. D'après Taylor (1972), dans le cas où la taille des agrégats n'est pas proportionnelle à la taille des poutres, la résistance due au mécanisme de l'imbrication des agrégats diminue lorsque la taille des poutres augmente.

Selon Yang et al. (2011), l'augmentation de la taille des agrégats conduit à un espacement de fissures plus rapproché ; ce qui implique une augmentation de la résistance au cisaillement et une diminution de l'effet d'échelle. En effet, l'augmentation de la taille des agrégats (de 10 mm à 25 mm) a conduit à une augmentation de 20% de la résistance au cisaillement de la poutre de 1000 mm dans l'étude d'Iguro et al. (1985). Ce résultat a conduit à une réduction de presque 50% de l'effet d'échelle dans certaines poutres de la même étude. Conformément à ce que Taylor (1972) a conclu, si la taille des agrégats est correctement mise à l'échelle,

c'est-à-dire augmentée proportionnellement à la taille de la poutre, la perte de résistance de cisaillement, lorsque la taille des poutres augmente, devient insignifiante.

La haute résistance du béton est un autre paramètre d'influence majeur qui peut agir négativement sur l'effet d'échelle. Cela a été démontré dans l'étude expérimentale sur l'effet d'échelle dans les poutres en béton à haute résistance (*High-Strength Concrete HSC*) menée par Fujita et al. (2002). En effet, dans un béton à haute résistance, la propagation des fissures est plus rapide, elle entraîne donc une rupture plus fragile. L'augmentation de la résistance du béton diminue sa ductilité telle qu'illustré à la Figure 2.9. Dans ce type de béton, la résistance de la pâte de ciment est supérieure à celle des agrégats. Par conséquent, au lieu de les contourner comme dans un béton de densité normal, les fissures diagonales de cisaillement passent à travers les agrégats (Figure 2.9 et 2.10). Ce phénomène génère des surfaces de plan de fissures moins rugueuses. Cela diminue ainsi l'intensité de friction dans ce plan et favorise le glissement. Selon El-Sayed et Shuraim (2016), une surface de fissure plus lisse provoque une diminution d'imbrication d'agrégats et conduit à des fissures plus larges. À la lumière de ce qui précède, on peut conclure que l'effet d'échelle s'intensifie dans les poutres en béton à haute résistance.

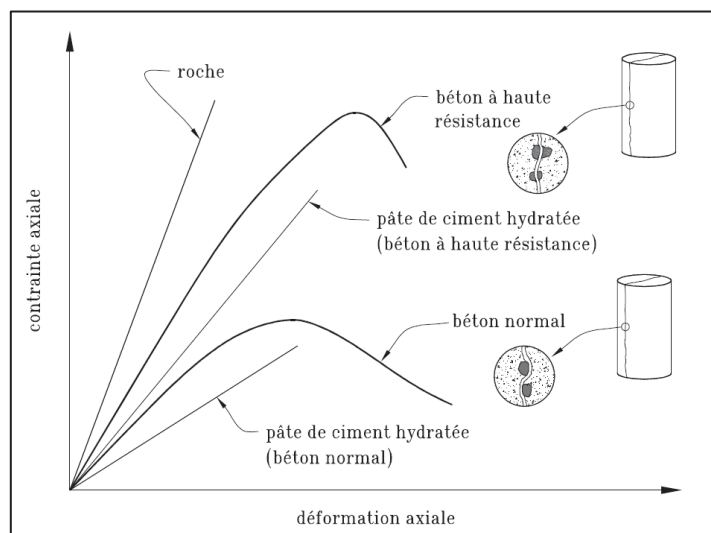


Figure 2.9 Courbes contrainte-déformation
de différents matériaux
Tirée de Paultre (2011, p. 63)

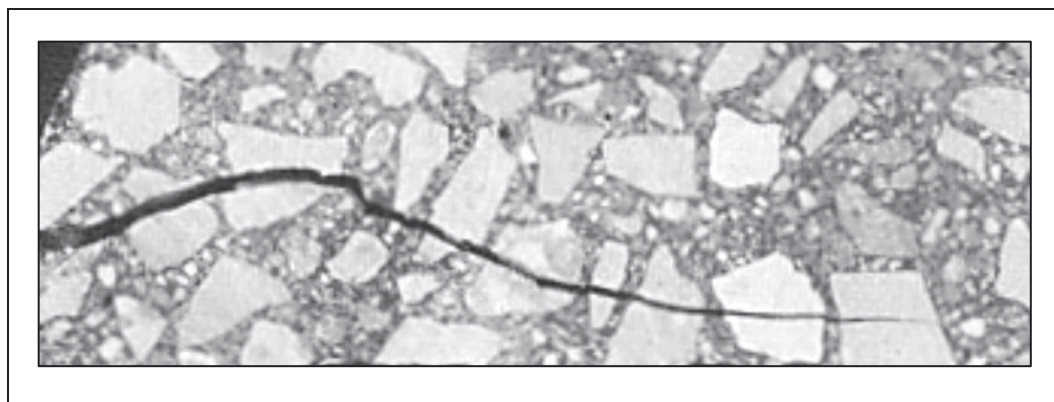


Figure 2.10 Fissures dans un béton à haute résistance
Adaptée de Cladera Bohigas (2003, p. 41)

En plus de ses propriétés physiques, l'adhérence parfaite au béton des étriers en acier transversal interne augmente considérablement la résistance au cisaillement des poutres en BA. La disposition des cadres (aciers transversaux) a pour rôle d'intercepter les fissures diagonales afin de ralentir leurs ouvertures. Cela permet de prioriser la rupture en flexion par rapport à la rupture en cisaillement. Par ailleurs, les études expérimentales sur l'effet d'échelle confirment que la contribution à la résistance au cisaillement due à l'acier transversal interne n'est pas affectée par l'effet d'échelle. Ainsi, l'incidence de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des poutres en BA diminue car la résistance au cisaillement attribuée à l'acier transversal est supérieure à celle du béton (Bousselham et Chaallal, 2013).

La majorité des études expérimentales ont démontré que l'activation de la résistance au cisaillement due à l'acier transversal n'est amorcée qu'après l'apparition de la première fissure diagonale. Ceci montre que l'acier transversal interne s'oppose à l'ouverture des fissures. En d'autres mots, l'acier transversal joue le rôle crucial de coudre les fissures diagonales (Paultre, 2011). Conformément à ce qui précède, l'acier transversal maintient l'imbrication des agrégats et atténue, par conséquent, l'effet d'échelle. En effet, la négligeable perte de contrainte de cisaillement de 2% enregistrée dans les spécimens pourvus d'acier transversal ($\rho_s = 0.25\%$) de Kotsovos et Pavlovic (2001) correspond à une perte de contrainte considérable de 36% dans les mêmes spécimens dépourvus d'acier transversal.

En revanche, en présence d'une section minimale d'acier transversal, les étriers peuvent atteindre leur limite d'élasticité avant même que le béton n'atteigne sa capacité ultime de cisaillement. Selon Bažant et Sun (1987), l'effet d'échelle existe même dans les poutres en béton avec armature transversale minimale. L'acier transversal interne peut atténuer l'effet d'échelle, mais il ne peut pas le supprimer complètement (Yu et Bažant, 2011).

Il a été rapporté par Nelson et Lees (2011) que Bažant et Kim (1984) ont développé une équation qui tient compte de l'effet d'échelle et du pourcentage d'acier transversal interne. Le but de cette équation est de réduire la contribution à la résistance attribuée au béton lorsque la hauteur de la poutre augmente. Pour cela, le coefficient λ' (inférieur à 1,0) réduit la résistance au cisaillement du béton selon le taux de l'acier transversal interne (Figure 2.11). Ce coefficient est fonction de la hauteur de la poutre et de la taille des agrégats.

$$\lambda' = \frac{1}{\sqrt{1 + (h/25a_{ag}(1 + m\rho_v))}} \quad (2.1)$$

$$m = 400 \left[1 + \tanh \left(2 \frac{a}{h} - 5.6 \right) \right] \quad (2.2)$$

Où : h , a_{ag} , ρ_v et a sont, respectivement, la hauteur de la poutre, la taille des agrégats, le ratio d'armature transversale et la longueur de cisaillement.

À cause des irrégularités de section de certains éléments en BA, l'usage des aciers transversaux internes de cisaillement (cadres) n'est pas pratique. Leur installation est, en effet, difficile ou même impossible dans certains cas. Pour remédier à ce problème, l'usage de fibres en acier mélangées au béton a été retenu pour remplacer les cadres d'acier internes. Mélangées au béton et disposées aléatoirement sur toute la longueur de l'élément, les fibres en acier interceptent mieux les microfissures, quels que soient leurs emplacements et leurs orientations. Cette contribution efficace des fibres d'acier pour la résistance en cisaillement des poutres en BA a été démontrée par plusieurs études expérimentales (Jindal, 1984;

LaFraugh et Moustafa, 1975; Narayanan et Darwish, 1987; Swamy, Jones et Chiam, 1993). En effet, l'ajout d'un ratio de 1% de fibres d'acier augmente la résistance au cisaillement ultime de 60% à 200% selon le rapport (a/d) et le ratio de l'acier longitudinal ρ_w (Swamy, Jones et Chiam, 1993). Plusieurs études expérimentales ont été menées sur l'effet d'échelle dans les poutres en BA où les fibres d'acier remplaçaient les armatures transversales de cisaillement (Minelli, Plizzari et Vecchio, 2007; Minelli et al., 2014; Shoaib, Lubell et Bindiganavile, 2014). Il a été démontré que l'utilisation des fibres en acier peut atténuer l'effet d'échelle dans les cas où elles sont pourvues en quantité suffisante.

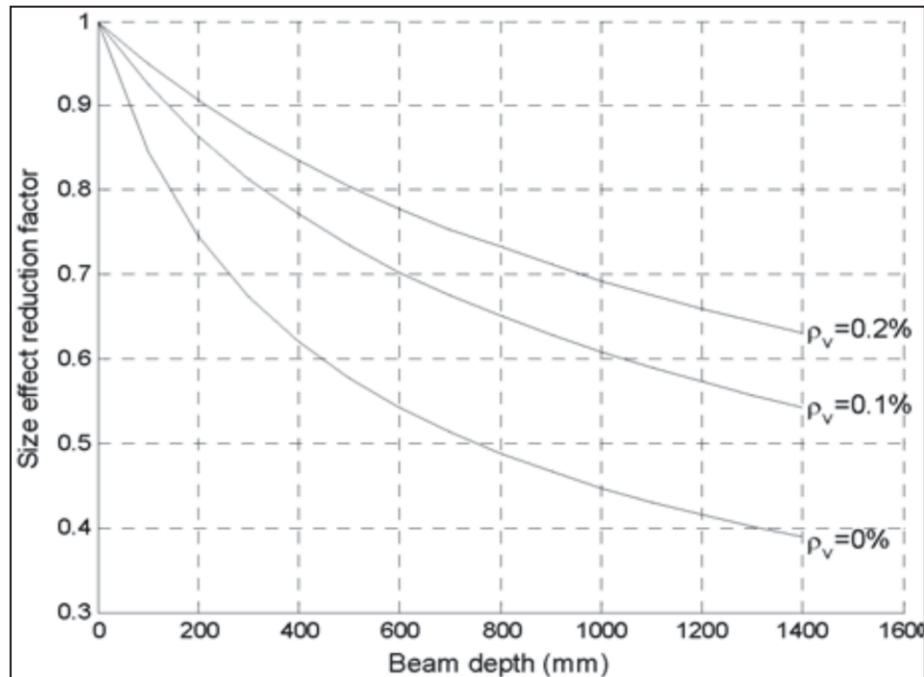


Figure 2.11 Facteur réducteur de l'effet d'échelle λ'
Tirée de Nelson et Lees (2011)

Hormis son rôle principal dans la résistance en flexion, l'acier longitudinal joue également un rôle secondaire dans sa contribution à la résistance au cisaillement (Figure 2.1). Il participe donc avec deux composantes : la force de traction T qui empêche l'ouverture des fissures diagonales et la force de cisaillement V_d appelée aussi effet goujon. L'acier longitudinal est généralement concentré dans la partie inférieure de la poutre (fibre tendue) pour la résistance en la flexion. En revanche, les ouvertures des fissures et la contrainte de cisaillement se

développent sur une partie très importante de la hauteur de la poutre. Quel sera donc le résultat dans le cas où l'on empêcherait l'ouverture des fissures à plusieurs niveaux le long de la hauteur des poutres ? Dans leur étude expérimentale sur l'effet d'échelle, Collins et Kuchma (1999) se sont intéressés à l'influence de la répartition des aciers longitudinaux sur toute la hauteur de la poutre, bien que cette disposition n'est ni pratique ni économique. Néanmoins, les résultats ont montré l'efficacité de cette disposition sur l'effet d'échelle. En effet, aucune perte de contrainte de cisaillement à la rupture n'a été enregistrée dans ces spécimens contrairement aux spécimens sans répartition d'armatures. L'effet d'échelle est donc éliminé lorsque des aciers longitudinaux sont répartis sur toute la hauteur des poutres. En effet, le contrôle des ouvertures des fissures est effectué, dans ce cas, de façon répartie sur toute la hauteur de fissure.

2.3 Effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées avec PRF collé en surface

Le renforcement en cisaillement des poutres en BA avec des matériaux composites collés en surface est une technique de plus en plus utilisée notamment dans les structures de ponts. La souplesse des PRF et la rapidité de leur mise en place sont des avantages qui répondent aux besoins de projets spéciaux. Ces derniers nécessitent le plus souvent des interventions de très courte durée. Le but principal de cette technique est de réparer ou d'améliorer la capacité structurelle pour prolonger la durée de service des structures. En outre, cette technique peut être très utile dans une mise à niveau sismique. Par exemple, le confinement local des poteaux permet de contrôler les déformations post-élastiques. En plus de sa résistance en traction très élevée, le PRF possède plusieurs avantages qui en font une meilleure alternative au renforcement conventionnel avec de l'acier.

Pour un renforcement en cisaillement, le PRF est collé sur les faces latérales de l'âme de la poutre le long de la zone de cisaillement. Le sens des fibres du PRF est, dans la majorité des cas pratiques, perpendiculaire à l'axe de la poutre. Le sens des fibres peut aussi être incliné d'un angle α_F avec l'axe de la poutre (Figure 2.12a). Par ailleurs, et dans le cas le plus favorable, les fibres peuvent être perpendiculaires au plan des fissures diagonales de

cisaillement. Le but de cette configuration est de s'opposer à l'ouverture des fissures et de tirer avantage du PRF en traction.

Il existe plusieurs configurations d'application du renfort en PRF pour le renforcement au cisaillement car l'accessibilité à l'âme de la poutre diffère d'un cas à un autre (Figure 2.12a). Le renfort en PRF peut être en tissu continu ou en bandes de tissu espacées (discontinu). Il existe aussi en lamelles préfabriquées et appliquées en configuration espacée. L'application du renfort en PRF peut se faire seulement sur les deux faces latérales de la poutre ou sur ses trois faces (configuration en U). Finalement, la configuration en enveloppe complète (*Full wrapping*) consiste à coller le PRF sur les quatre faces d'une poutre de section rectangulaire dans le cas où elles sont accessibles.

Il existe d'autres configurations de renforcement en cisaillement avec les matériaux composites en PRF qui ont été développés à l'École de technologie supérieure de Montréal. Il s'agit de :1) la méthode ETS (*embedded through section*) développée par Chaallal et al. (2011) qui consiste à introduire des tiges en PRF le long de la zone de cisaillement de la poutre à renforcer (Figure 2.12b) ; et 2) la méthode des étriers en PRF fermés (Figure 2.12c) à l'aide d'un cordage en PRF qui relie les deux extrémités des lamelles en PRF passant à travers l'âme ou à travers la semelle qui a été développée par (Bourget, El-Saikaly et Chaallal, 2017; El-Saikaly, Godat et Chaallal, 2015)

L'enveloppe complète est utilisée pour simuler un étrier fermé en acier. En effet, la largeur du PRF qui est nettement supérieure à celle de l'étrier lui permet de confiner davantage la section du béton. Le but principal de l'enveloppe complète est de prévenir le mode de rupture par décollement prématuré des PRF. Le décollement des PRF est le mode de rupture le plus souvent observé dans la configuration en U ou sur les faces latérales. La rupture des PRF est l'autre mode de rupture associé, dans la majorité des cas, à la configuration en enveloppe complète. La différence entre ces deux modes de rupture se trouve dans le niveau que peut atteindre la déformation du PRF. Dans le mode de rupture par décollement du PRF, seulement une fraction de la déformation ultime est atteinte contrairement à la rupture du

PRF où la déformation est nettement plus élevée. Ceci signifie que la configuration en enveloppe complète représente la meilleure option de renforcement. Elle est vivement recommandée lorsque les conditions le permettent. Elle permet une meilleure optimisation de la contribution du PRF à la résistance au cisaillement.

L'élément déterminant dans un renforcement en cisaillement avec PRF est la longueur d'ancrage du PRF c'est-à-dire la longueur du renfort h_F . Cette longueur dépend, de toute évidence, de la hauteur des poutres. Cependant, cette longueur reste insuffisante pour reprendre et transférer les contraintes au substrat de béton contrairement à un renfort en flexion dans lequel la longueur de la poutre offre une longueur de développement d'ancrage, dans la plupart des cas, supérieure à la longueur d'ancrage préconisée par les règles de dimensionnement.

L'augmentation de la taille des poutres (hauteur) implique l'augmentation de la longueur d'ancrage du PRF. Cela optimise, a priori, l'efficacité du renfort et, par conséquent, augmente le gain en résistance au cisaillement attribuée au PRF. Selon les résultats expérimentaux de Li et al. (2015), l'augmentation de la longueur d'ancrage du PRF augmente la résistance au cisaillement des poutres, mais pas de façon proportionnelle. Dans ce contexte, selon Triantafillou (1998), l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres renforcées avec des PRF collés en surface est censé être positif contrairement à celui des poutres en béton conventionnel. En d'autres termes, l'augmentation de la résistance au cisaillement due au PRF est proportionnelle à la hauteur des poutres ; ce qui va probablement atténuer l'effet d'échelle. Toutefois, selon Lu et al. (2005), l'augmentation de la longueur d'ancrage du PRF h_F n'implique pas nécessairement une augmentation de gain dû au PRF. En effet, il existe une longueur effective d'ancrage (L_e) du PRF au-delà de laquelle le gain dû au PRF cesse d'augmenter, même si la longueur h_F augmente. C'est ce que cette section veut éclaircir en examinant la littérature concernant les études expérimentales menées sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface.

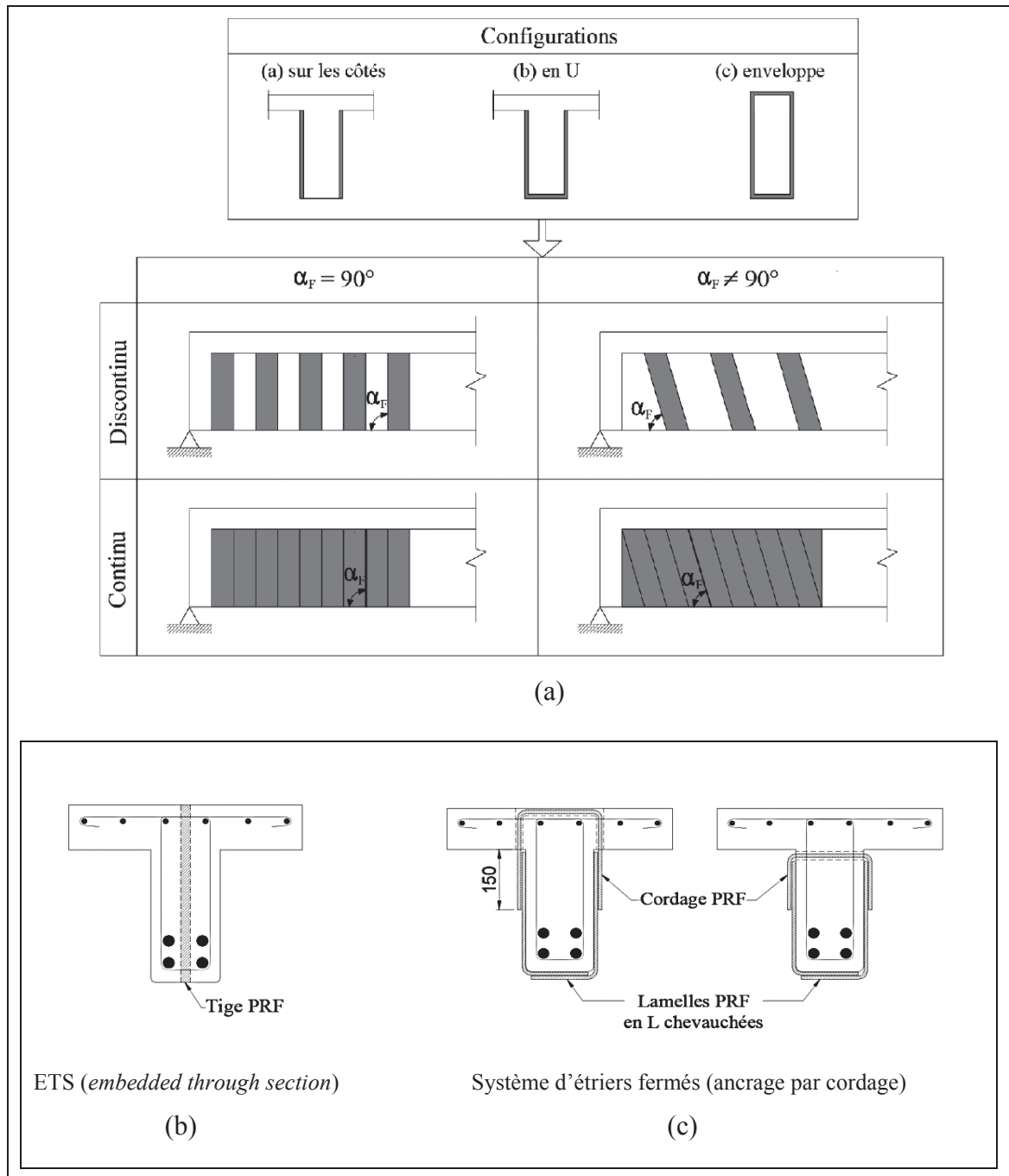


Figure 2.12 Configurations de renforcement au cisaillement avec PRF collé en surface
Adaptée de Chaallal (2018, p. 155)

Contrairement à ce que la revue de la littérature a montré à propos des études expérimentales consacrées aux poutres en BA conventionnel, l'effet d'échelle au cisaillement des poutres renforcées avec PRF collé en surface a connu beaucoup moins d'investigations (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Deniaud et Cheng, 2001a; Foster et al., 2017; Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015; Qu, Lu et Ye, 2005; Szymon et al., 2018). Différentes configurations de renforcement ont été utilisées dans ces études avec différents ratios de matériaux sur des poutres rectangulaires ainsi que des poutres de section en T. Toutefois, il faut noter que dans ces études, excepté celle de (Foster et al., 2017), aucun paramètre pouvant influencer le renfort n'a été étudié. De plus, un seul type de matériau en PRF a été utilisé dans toutes les études, à savoir du tissu sec.

Dans cette section, chaque étude expérimentale de la littérature sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées en cisaillement avec PRF collé en surface va être présentée en détail. Le tableau 2.1 rassemble les données les plus pertinentes sur les spécimens de ces études expérimentales pour des fins d'analyse et de comparaison. Il s'agit de quelques données des programmes expérimentaux et des résultats normalisés calculés en se basant sur des résultats expérimentaux; par exemple la contrainte de cisaillement à la rupture et son pourcentage de perte selon la taille des spécimens. Dans l'intention de faire une comparaison suffisamment précise, les résultats déduits dans ce tableau sont normalisés selon les propriétés géométriques et physiques des poutres.

Tableau 2.1 Recherches expérimentales de la littérature sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface

	Specimen	Section	d (mm)	$f'c$ (Mpa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	Configuration du renforcement		Nbr de couche	ρ_{FRP} (%)	V_{FRP} (kN)	V_r (kN)	v (MPa)	Perte % *
Deniaud (2001)	T4S4	en Té	330	29.0	2.30	0.20	-	-	-	-	-	157	0.63	-
	T6S4	en Té	530	44.0	2.70	0.20	-	-	-	-	-	188	0.38	39
	T4S4-G90	en Té	330	29.0	2.30	0.20	Cont	en U	1	2.60	49	206	0.83	-
	T6S4-G90	en Té	530	44.0	2.70	0.20	Cont	en U	1	2.60	110	297	0.60	27
Qu, Lu et Ye (2005)	RC1	Rect	166	51.2	4.10	0.00	-	-	-	-	-	80	0.67	-
	RC2	Rect	330	49.7	4.50	0.00	-	-	-	-	-	355	0.76	-13
	RC3	Rect	498	50.5	4.20	0.00	-	-	-	-	-	813	0.76	-13
	U4	Rect	166	51.2	4.10	0.00	bandes	en U	1	0.10	22	101	0.85	-
	U5	Rect	330	51.2	4.50	0.00	bandes	en U	2	0.10	50	405	0.86	-1
	U6	Rect	498	51.0	4.20	0.00	bandes	en U	3	0.10	196	1009	0.95	-11
Leung et al. (2007)	SB-C	Rect	155	27.4	5.40	0.28	-	-	-	-	-	41	0.67	-
	MB-C	Rect	305	27.4	4.40	0.28	-	-	-	-	-	150	0.63	7
	LB-C	Rect	660	27.4	4.10	0.28	-	-	-	-	-	538	0.52	23
	SB-U1	Rect	155	27.4	5.40	0.28	bandes	en U	1	0.10	24	65	1.07	-
	MB-U1	Rect	305	27.4	4.40	0.28	bandes	en U	2	0.10	5	155	0.65	39
	LB-U2	Rect	660	27.4	4.10	0.28	bandes	en U	4	0.10	22	560	0.54	49
	SB-F1	Rect	155	27.4	5.40	0.28	bandes	Ceinturée	1	0.10	25	66	1.08	-
	MB-F1	Rect	305	27.4	4.40	0.28	bandes	Ceinturée	2	0.10	87	236	0.99	9
	LB-F1	Rect	660	27.4	4.10	0.28	bandes	Ceinturée	4	0.10	334	872	0.84	22
Bae, Tann et Belarbi (2012)	S-Cont	Rect	305	25.2	0.16	0.00	-	-	-	-	-	66	0.21	-
	M-Cont	Rect	457	32.0	0.16	0.00	-	-	-	-	-	159	0.20	5
	L-Cont	Rect	610	32.0	0.18	0.00	-	-	-	-	-	244	0.17	18
	S-Str	Rect	305	25.2	0.16	0.00	bandes	en U	1	0.05	47	113	0.36	-
	M-Str	Rect	457	32.0	0.16	0.00	bandes	en U	1	0.05	87	246	0.31	14
	L-Str	Rect	610	32.0	0.18	0.00	bandes	en U	1	0.05	127	371	0.26	27
Nguyen-Minh et Rovňák (2015)	G1-RC1	Rect	175	25.0	1.80	0.19	-	-	-	-	-	39	0.45	-
	G1-RC2	Rect	350	25.0	1.80	0.19	-	-	-	-	-	170	0.49	-9
	G1-RC3	Rect	525	25.0	1.80	0.19	-	-	-	-	-	395	0.50	-13
	G1-GFRP-1B	Rect	175	25.0	1.80	0.19	Cont	en U	1	2.60	18	56	0.64	-
	G1-GFRP-2A	Rect	350	25.0	1.80	0.19	Cont	en U	2	2.60	55	225	0.64	0
	G1-GFRP-3A	Rect	525	25.0	1.80	0.19	Cont	en U	3	2.60	64	459	0.58	9
	G2-RC1	Rect	196	23.5	2.40	0.16	-	-	-	-	-	45	0.47	-
	G2-RC2	Rect	442	23.5	2.40	0.16	-	-	-	-	-	225	0.53	-11
	G2-RC3	Rect	682	23.5	2.40	0.16	-	-	-	-	-	470	0.47	0
	G2-GFRP-1A	Rect	196	23.5	2.40	0.16	Cont	en U	1	2.60	18	63	0.66	-
	G2-GFRP-2A	Rect	442	23.5	2.40	0.16	Cont	en U	2	2.60	80	305	0.71	-7
	G2-GFRP-3A	Rect	682	23.5	2.40	0.16	Cont	en U	3	2.60	180	650	0.66	1

Tableau 2.1 Recherches expérimentales de la littérature sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface (suite)

	Specimen	Section	d (mm)	f'_c (Mpa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	Configuration du renforcement		Nbr de couche	ρ_{FRP} (%)	V_{FRP} (kN)	V_r (kN)	v (MPa)	Perte % *
Foster et al. (2017)	SCC ₁	en Té	300	65.4	4.20	0.10	-	-	-	-	-	195	0.54	-
	MBC	en Té	450	58.9	2.90	0.10	-	-	-	-	-	322	0.41	23
	LBC	en Té	600	55.0	2.70	0.10	-	-	-	-	-	472	0.35	34
	SC0.7U	en Té	300	62.5	4.20	0.10	Cont	En U	1	0.7	0	166	0.47	-
	MC0.9U	en Té	450	61.7	2.90	0.10	Cont	En U	1	0.9	0	299	0.38	19
	LB0.7U	en Té	600	60.3	2.70	0.10	Cont	En U	1	0.7	0	458	0.33	30
	SC1.3U	en Té	300	63.2	4.20	0.10	Cont	En U	1	1.3	0	153	0.43	-
	MB1.3U	en Té	450	64.1	2.90	0.10	Cont	En U	1	1.3	0	306	0.38	12
	LB1.3U	en Té	600	62.0	2.70	0.10	Cont	En U	1	1.3	0	437	0.31	28
	MB1.3UA	en Té	450	61.1	2.90	0.10	Cont	En UA	1	1.3	48	370	0.47	-
	LB1.3UA	en Té	600	54.1	2.70	0.10	Cont	En UA	1	1.3	39	511	0.39	17
Szymon Cholestiakow et al. (2018)	GB58	Rect	233	36.64	0.82	0.00	-	-	-	0	-	37.3	0.18	-
	GB54	Rect	333	30.16	0.86	0.00	-	-	-	0	-	31.3	0.11	35
	GB56	Rect	433	38.04	0.88	0.00	-	-	-	0	-	43.9	0.11	38
	GB59	Rect	233	37.53	0.82	0.00	-	-	-	0	-	57.6	0.27	-
	GB55	Rect	333	30.16	0.86	0.00	-	-	-	0	-	47.3	0.17	36
	GB57	Rect	433	36.64	0.88	0.00	-	-	-	0	-	50.0	0.13	53
	GB62	Rect	233	52.70	0.82	0.00	bandes	Ceinturée	1	0.04	10.9	48.2	0.19	-
	GB64	Rect	333	47.54	0.86	0.00	bandes	Ceinturée	1	0.04	30.4	61.7	0.18	6
	GB60	Rect	433	38.40	0.88	0.00	bandes	Ceinturée	1	0.03	33.3	77.2	0.19	-1
	GB63	Rect	233	50.91	0.82	0.00	bandes	Ceinturée	1	0.12	0	54.2	0.22	-
	GB65	Rect	333	47.54	0.86	0.00	bandes	Ceinturée	1	0.12	16.1	63.4	0.18	15
	GB61	Rect	433	38.40	0.88	0.00	bandes	Ceinturée	1	0.10	35.1	85.1	0.21	3

Note: Nbr = nombre; Cont = continue, bandes = bandes espacées, Ceinturée: enveloppe complète, * = le signe négatif dans cette colonne veut dire qu'il n'y a pas eu de perte, il a eu plutôt un gain.

La première étude expérimentale sur l'effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface a été effectuée en 2001 par Deniaud et Cheng (2001a). Les tests ont été menés sur des poutres de section en T renforcées au cisaillement avec des bandes de PRF espacées en tissu de verre. Les auteurs ont choisi deux différentes tailles de poutres (400 mm et 600 mm) avec un taux d'armature longitudinale $\rho_w = 2.4\%$. Les poutres étaient pourvues d'armatures transversales internes ($\rho_s = 0.1\%$) et d'un renfort externe au cisaillement constitué d'une couche de PRF en U ($\rho_{FRP} = 2.6\%$). Selon les résultats normalisés déduits de l'étude expérimentale, une perte de 40% de la contrainte de cisaillement a été enregistrée lorsque la taille de la poutre a augmenté (voir tableau 2.1). Ce résultat confirme l'existence d'un effet d'échelle important dans les spécimens de contrôle (non renforcés), et ce, malgré la présence de l'acier transversal de cisaillement. En revanche, cette perte s'est limitée à 27% dans les spécimens avec renfort en PRF. Ceci permet, a priori, de déduire que le renfort en PRF peut atténuer l'effet d'échelle dans ce type de poutres.

Une comparaison des résultats expérimentaux avec les modèles de prédiction de la norme canadienne CSA-S806 dans sa version de 2000 ainsi que d'autres modèles de la littérature (Chaallal, Nollet et Perraton, 1998; Khalifa et al., 1998; Malek et Saadatmanesh, 1998) fait aussi partie de cette recherche. D'après les résultats obtenus en faisant le rapport de la force de cisaillement obtenue expérimentalement sur la force de cisaillement prédite par les modèles ($V_{exp} / V_{modèle}$), les auteurs ont déduit que les modèles de prédiction sont conservateurs. Le flambement des feuilles de PRF dû à la compression des bielles du béton est un mode de rupture observé dans les grandes poutres. Même si ce mode de rupture est rarement observé, les auteurs préconisent que le flambement ou le voilement du PRF dans la zone de compression doit être considéré parmi les modes de rupture potentiels.

Dans l'étude de Qu, Lu et Ye (2005), trois poutres rectangulaires en BA géométriquement semblable de hauteur respectives 200, 400 et 600 mm avec un taux d'armature longitudinale moyen $\rho_w = 4.2\%$ ont été considérées. Dans cette étude, les poutres en BA étaient sans acier transversal. Les poutres étaient renforcées au cisaillement avec des bandes espacées de PRFC en tissu. La configuration des PRFC est en U avec un ratio de renfort $\rho_{FRP} = 0.10\%$. Le

même tissu a été utilisé pour le renforcement des poutres, toutes tailles confondues. C'est pour cette raison que le nombre de couches augmente avec la hauteur des poutres. Il est donc nécessaire, pour garder le même ratio ρ_{FRP} , de renforcer les trois différentes tailles de poutres avec respectivement une, deux et trois couches de PRFC.

D'après les résultats expérimentaux, il n'y a pas eu de perte de contrainte de cisaillement à la rupture lorsque la taille des poutres a augmenté. Selon le tableau 2.1, il y a eu plutôt un gain de 13% dans le grand spécimen de contrôle par rapport au petit spécimen. Quant aux spécimens renforcés, il y a eu 11% de gain dans le grand spécimen. Ce résultat permet de déduire que l'effet d'échelle a une influence positive pour ce type de poutre. Il augmente la contrainte de cisaillement à la rupture lorsque la taille de la poutre augmente; ce qui est contraire aux résultats de la majorité des études sur l'effet d'échelle. Selon les chercheurs, la contribution à la résistance au cisaillement du renfort en PRF est divisée en une contribution directe V_{FRPd} et une contribution indirecte V_{FRPi} . La contribution V_{FRPd} est évaluée expérimentalement en faisant la somme des efforts dans les bandes du renfort en PRF et non par déduction de la contribution du béton de la contribution totale, comme le suggère les normes et règles de calcul ($V_{FRP} = V_r - V_c$). La contribution directe V_{FRPd} , selon les auteurs, est faiblement affectée par l'effet d'échelle. Quant à la contribution indirecte V_{FRPi} , elle représente l'amélioration des mécanismes de résistance du béton à la suite du renforcement avec PRF collé en surface. Ces améliorations consistent par exemple en : 1) le confinement de la partie du béton en compression qui augmente la résistance au cisaillement; et 2) l'effet du renfort en PRF collé en surface qui empêche l'ouverture des fissures diagonales et, par conséquent, contribue au maintien de l'action de l'imbrication des agrégats. Selon les auteurs, l'effet d'échelle associé au renfort en PRF est lié principalement à la contribution indirecte V_{FRPi} .

Dans le but d'analyser l'effet d'échelle selon différentes configurations de renfort, Leung et al. (2007) ont effectué des essais sur des poutres rectangulaires renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface. Il s'agit de trois différentes tailles de poutres en BA géométriquement semblables ayant respectivement 180, 360 et 720 mm de hauteur et un taux

d'armature longitudinale moyen $\rho_w = 4.5\%$. Les poutres avaient des armatures transversales avec $\rho_s = 0.28\%$ et un renfort au cisaillement à l'aide de PRF en bandes de tissu de carbone espacées avec $\rho_{FRP} = 0.10\%$. Les principaux paramètres de cette étude sont : la configuration de collage en U sans ancrage et la configuration en enveloppe complète (*full wrap*). Afin de respecter le même ratio du renfort, le nombre de couches de PRF a été déterminé en fonction des différentes tailles de poutres; soit respectivement une, deux et quatre couches de PRF pour la petite, la moyenne et la grande poutre.

Les résultats de cette recherche révèlent un important effet d'échelle associé au renfort en PRF dans la configuration en U sans ancrage. Cependant, dans la configuration en enveloppe complète, aucune perte de contrainte de cisaillement à la rupture n'a été enregistrée. En effet, dans le tableau 2.1, on constate nettement une perte de contrainte de cisaillement de l'ordre de 23% dans les spécimens de contrôle; ce qui indique, bien entendu, un effet d'échelle associé à la contribution à la résistance du béton. Le pourcentage de la perte de contrainte a considérablement augmenté dans les spécimens renforcés en PRF avec la configuration en U. Ce pourcentage a doublé jusqu'à atteindre 49%. Cette augmentation de perte de contrainte permet de déduire une présence d'effet d'échelle additionnel associé, cette fois-ci, au renfort en PRF. En revanche, la perte de contrainte de cisaillement due à l'effet d'échelle dans les spécimens renforcés avec la configuration en enveloppe complète est de l'ordre de 22%; ce qui correspond, presque parfaitement d'ailleurs, à la perte de contrainte associée à la résistance du béton enregistrée dans les spécimens de contrôle (23%). Ce résultat montre que l'adoption d'une configuration en enveloppe complète peut, a priori, éliminer totalement l'effet d'échelle associé au PRF.

Leung et al. (2007) ont effectué une comparaison des résultats expérimentaux avec les modèles de prédiction des normes et codes (ACI-440.2R-17, 2017; *fib*-TG9.3-01, 2001; JSCE, 2001). Il convient de noter que les modèles de prédiction utilisés par les auteurs incluaient les facteurs de sécurité des matériaux. Les résultats de cette comparaison ont révélé que les trois codes surestiment appréciablement la contribution du PRF à la résistance au cisaillement dans les poutres de plus de 180 mm de hauteur lorsqu'il s'agit de la

configuration en U. En revanche, dans la configuration en enveloppe complète, les deux codes (ACI-440.2R-17, 2017; *fib*-TG9.3-01, 2001) sont très conservateurs, et ce quelle que soit la taille des poutres. Le code japonais JSCE (2001), quant à lui, prédit une contribution à la résistance au cisaillement des PRF très proche des résultats expérimentaux.

Dans le but d'étudier l'effet d'échelle, les essais menés par Bae, Tann et Belarbi (2012) ont été effectués sur plusieurs poutres rectangulaires en BA renforcées au cisaillement à l'aide de bandes espacées de PRF. Trois différentes tailles de poutres en BA géométriquement semblables et ayant respectivement 368, 546 et 700 mm de hauteur avec un taux d'armature longitudinale moyen $\rho_w = 0.16\%$ ont été considérées. Les poutres étaient sans acier transversal interne. Le renforcement en cisaillement été fait au moyen de bandes de tissu de carbone en PRF collées en surface selon une configuration en U ($\rho_{FRP} = 0.05\%$). Les résultats présentés dans le tableau 2.1 révèlent l'existence d'un effet d'échelle associé au renfort en PRF. En effet, les résultats montrent clairement une perte de contrainte de cisaillement à la rupture de l'ordre de 18% dans le grand spécimen des poutres de contrôle. L'augmentation de cette perte dans les spécimens renforcés en PRF atteint 27 % et confirme l'existence d'un effet d'échelle additionnel associé au PRF. Les auteurs ont comparé les résultats expérimentaux avec ceux de plusieurs modèles de prédiction de la résistance à l'effort tranchant issus de la littérature. La comparaison a révélé que deux modèles seulement (Cao et al., 2005; Chen et Teng, 2003) tiennent compte de l'effet d'échelle. En effet, la prédiction de ces deux modèles est proche de celle obtenue expérimentalement. Les auteurs ont conclu qu'il est nécessaire d'améliorer les modèles de prédiction des normes et des guides utilisés actuellement afin qu'ils prennent en considération l'effet d'échelle.

L'étude expérimentale sur l'effet d'échelle de Nguyen-Minh et Rovňák (2015) a considéré deux groupes de poutres rectangulaires géométriquement semblables renforcées au cisaillement avec du tissu en verre collé en surface (configuration en U). Le premier groupe est composé de séries de trois différentes tailles de poutres en BA ayant respectivement 200, 400 et 600 mm de hauteur avec un taux d'armature longitudinale $\rho_w = 1.8\%$ et un taux d'armature transversale $\rho_s = 0.19\%$. Le deuxième groupe est composé de séries de trois

poutres pré-fissurées, renforcées ensuite pour prolonger leur durée de vie. Dans ce deuxième groupe, la taille des poutres était respectivement de 250, 500 et 750 mm de hauteur avec un taux d'armature longitudinale $\rho_w = 2.4 \%$ et un taux d'armature transversale $\rho_s = 0.16 \%$. Les deux groupes de poutres avaient un renfort de PRF identique constitué de tissu de verre continu en U représentant un taux de renfort $\rho_{FRP} = 2.6\%$. Étant donné que le matériau composite utilisé est le même pour les trois différentes tailles de poutres, le nombre de couches de PRF a été augmenté pour avoir le même ratio de renfort ρ_{FRP} (tableau 2.1). C'est la même approche que celle utilisée dans les études de (Leung et al., 2007; Qu, Lu et Ye, 2005).

Les résultats du tableau 2.1 montrent que dans le premier groupe de poutres aucune perte de contrainte de cisaillement n'a été enregistrée dans les spécimens de contrôle (non renforcés) contrairement aux spécimens renforcés. Dans les spécimens renforcés, la perte de contrainte de cisaillement de 9% observée lorsque la taille des poutres augmente confirme l'existence d'un petit effet d'échelle associé au renfort en PRF. Cependant, les résultats normalisés du tableau 2.1 montrent clairement une perte de contrainte négligeable (environ 1%) dans les spécimens renforcés du deuxième groupe (poutres pré-fissurées); ce qui permet de déduire que les spécimens pré-fissurés ne sont pas affectés par l'effet d'échelle. Les auteurs ont constaté que, pour les spécimens du deuxième groupe (poutres pré-fissurées), la hauteur des poutres n'a aucune influence sur la distribution ou la valeur maximale des déformations de l'acier interne ou du PRF externe. Cependant, dans le premier groupe, l'effet d'échelle diminue légèrement la déformation maximale dans les PRF lorsque la hauteur de la poutre augmente.

L'objectif de la recherche sur l'effet d'échelle menée par Foster et al. (2017), contrairement aux autres études, n'avait pas pour seul paramètre d'étude l'ajout du PRF. D'autres paramètres tels que la rigidité du PRF et l'usage d'un ancrage à l'extrémité du PRF ont été étudiés dans cette étude. Les poutres en BA renforcées au cisaillement avec du tissu en PRF de carbone collés en surface étaient de section en T. Trois différentes tailles de poutres géométriquement semblables ont été testées à savoir : 360, 540 et 720 mm de hauteur avec

un taux d'armature longitudinale ρ_w de 2.7%, 2.9% et 4.2% pour les grandes, les moyennes et les petites poutres, respectivement. Les poutres ont été pourvues avec un faible taux d'armature transversale interne $\rho_s = 0.10\%$. Les poutres ont été renforcées avec deux différents taux de matériaux PRF ρ_{PRF} (0.7% et 1.3%) en tissu de carbone continu en configuration en U. Quant à la dernière série constituée de la moyenne et de la grande poutre, un ancrage du renfort en PRF a été effectué dans la zone de compression avec la technique d'armature encastrée près de la surface (AEPS) à l'aide d'une barre en PRF de carbone (Figure 2.13).

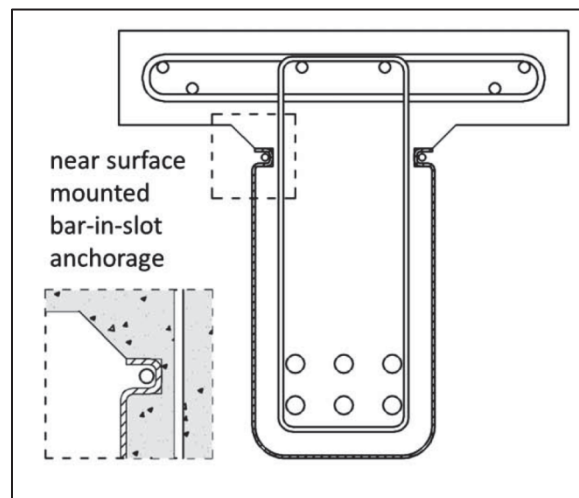


Figure 2.13 Ancrage des PRF en AEPS
Tirée de Foster et al. (2017)

Les résultats normalisés du tableau 2.1 montrent clairement une perte de contrainte de cisaillement lorsque la taille des spécimens augmente, et ce, dans toutes les séries. Ce résultat permet de faire un premier constat de la présence d'effet d'échelle dans les poutres renforcées. Il importe de noter qu'à l'exception des spécimens renforcés avec ancrage en AEPS, aucun gain en résistance dû au PRF n'a été enregistré dans les poutres renforcées. Ce qui est anormal c'est que les poutres ont plutôt enregistré une perte de la résistance en cisaillement allant jusqu'à 20% (spécimen SC1.3U) selon le tableau 2.1. Les auteurs ont conclu, quand même, que les spécimens renforcés avec PRF en U sont assujettis à un effet d'échelle. Toutefois, la perte de contrainte de cisaillement dans ces spécimens ne peut pas

être attribuée au PRF pour la simple raison qu'elle est inférieure à celle des spécimens de contrôle comme le montrent clairement les résultats normalisés dans le tableau 2.1. De toute façon, devant un cas particulier où l'on n'obtient pas de gain de résistance à la suite du renforcement avec PRF, il est inutile de parler d'effet d'échelle. Cependant, pour les spécimens avec ancrage en AEPS où un gain a été enregistré, il est possible d'élucider que la perte de contrainte de cisaillement (de l'ordre de 17%) confirme l'existence d'un effet d'échelle associé au renfort en PRF. Avec ce résultat, on peut conclure que, même avec l'usage d'un ancrage des PRF dans la zone de compression, la résistance au cisaillement attribuée au PRF est influencée par l'effet d'échelle.

La dernière étude expérimentale sur l'effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface a été menée par Szymon et al. (2018). Les tests ont été effectués sur des séries de spécimens de trois différentes tailles de poutres rectangulaires géométriquement semblables ayant respectivement 260, 360 et 460 mm de hauteur. La particularité de cette étude est que les armatures longitudinales utilisées dans les poutres sont des barres en PRF de verre dont le taux moyen était $\rho_w = 0.85\%$. Cependant, elles ne contenaient pas d'armature transversale interne. Les poutres étaient renforcées au cisaillement avec des bandes de tissu espacées et de configuration en enveloppe complète. Deux types de matériaux ont été utilisés dans cette étude : une série de poutres renforcées avec du PRF de carbone ($\rho_{PRF} = 0.04\%$) et une série avec du PRF de verre ($\rho_{FRP} = 0.10\%$).

Les résultats de l'étude de Szymon et al. (2018) montrent clairement un effet d'échelle significatif dans les poutres de contrôle contrairement aux poutres renforcées. En effet, une perte de contrainte de cisaillement de 38% a été enregistrée dans la première série de contrôle et une perte de 53% dans la deuxième série (tableau 2.1). En revanche, aucune perte de contrainte n'a été enregistrée dans les poutres renforcées avec PRF de carbone. Pour les poutres renforcées avec PRF de verre, la perte de contrainte est de 3%; ce qui est négligeable. Les chercheurs ont conclu que le renforcement au cisaillement avec PRF collé en surface selon la configuration en enveloppe complète atténue l'effet d'échelle. En revanche, ils ont

conclu que l'effet d'échelle est plus grand dans les poutres de contrôle (non renforcées) avec armatures longitudinales en PRF qu'avec armatures en acier. La comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle de prédiction de la résistance au cisaillement de la norme ACI-440.1R-15 (2015) révèle que ce modèle est beaucoup plus efficace pour estimer la force de cisaillement qui cause la fissuration avec plus de précision que l'estimation de la capacité de cisaillement ultime. Cette dernière est vraiment sous-estimée.

2.4 Synthèse des recherches antérieures

La revue bibliographique sur l'effet d'échelle révèle clairement une carence en études expérimentales consacrées aux poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface, et ce, bien que l'usage des PRF pour le renforcement au cisaillement des poutres suscite beaucoup d'intérêt depuis 1992. Dans ces études, on constate que l'effet d'échelle associé au renfort en PRF par la perte de contrainte de cisaillement n'affecte que quelques spécimens. Il s'agit spécifiquement de spécimens dont le renfort est en configuration en U dans les recherches de (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Foster et al., 2017; Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015). En revanche, aucun effet d'échelle n'est observé lorsque le renfort est en enveloppe complète testé par (Leung et al., 2007; Szymon et al., 2018). Ceci ne signifie pas que dans la configuration en U, les poutres renforcées seront nécessairement influencées par l'effet d'échelle, comme en témoignent les spécimens qui n'ont montré aucune perte de contrainte de cisaillement, et donc, aucun effet d'échelle associé au PRF (Deniaud et Cheng, 2001a; Qu, Lu et Ye, 2005).

On peut aussi conclure, d'après la revue de la littérature, que certains modèles de prédiction de la résistance au cisaillement des normes et codes datent de 2001. Ces modèles ont nécessairement besoin d'une mise à jour pour prendre en compte l'influence de l'effet d'échelle.

Le mode de rupture par fracture du PRF est généralement associé au renfort dont la configuration est en enveloppe complète. Dans la littérature, les résultats des études

expérimentales selon cette configuration révèlent que les poutres ne sont pas affectées par l'effet d'échelle. Notons que la fracture du renfort en PRF est due à l'atteinte de la déformation ultime des fibres. Le principe d'une section ceinturée est d'envelopper complètement la section du béton sans interruption en plus de créer un chevauchement assurant la continuité des fibres. Le but de cette configuration est de simuler un étrier en acier fermé; une meilleure configuration pour la résistance au cisaillement qui empêche l'ouverture des fissures. Par conséquent, l'ancrage par cordage utilisé par El-Saikaly, Godat et Chaallal (2015), pouvant être considéré comme une enveloppe complète, a révélé pratiquement la même déformation maximale du PRF à la rupture dans les spécimens avec ou sans armatures transversales internes (tableau 2.2). Pour le même renfort en PRF et la même section, ceci signifie que le PRF a fourni presque le même effort, quel que soit le taux d'armature transversale interne, en se basant évidemment sur la relation fondamentale de la résistance du PRF en tension :

$$f_{FRP} = E_{FRP} * \epsilon_{FRP} \quad (2.2)$$

Tableau 2.2 Quelques résultats expérimentaux
Adaptée de El-Saikaly, Godat et Chaallal (2015)

	ρ_s (%)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{FRP} (kN)	$\epsilon_{FRP\ max}$
S0-LS-Rope	0	84	0	80	6400
S1-LS-Rope	0.250	84	104	65	6000
S3-LS-Rope	0.375	84	151	45	6000

Cependant, les résultats illustrés au tableau 2.2 révèlent que la contribution à la résistance au cisaillement attribuée au PRF V_{FRP} n'est pas la même, mais diminue lorsque le taux d'armature transversale augmente. Cette différence s'explique par l'approche de calcul de la contribution des PRF à la résistance au cisaillement qui n'est, en fait, qu'une déduction. En effet, le format adopté par l'ensemble des codes stipule que la résistance au cisaillement d'une poutre est la somme de la contribution du béton, de l'armature transversale et du renfort en PRF. Toutefois, à cause de l'interaction entre l'acier transversal interne et le PRF

externe, les conclusions de l'étude expérimentale menée par Chaallal, Shahawy et Hassan (2002) indiquent clairement que les contributions de l'acier et du PRF doivent être en corrélation. Dans ce contexte, il peut être intéressant d'élucider le rôle indirect que peut jouer le renfort en PRF dans le comportement au cisaillement lorsque sa configuration est en enveloppe complète. Des investigations expérimentales additionnelles sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF en configuration d'enveloppe complète sont donc nécessaires pour élucider le mécanisme de cette configuration.

La performance d'un renfort en PRF dans la résistance au cisaillement dépend de plusieurs paramètres, entre autres : l'état des fibres (tissu sec ou lamelles préfabriquées), leur quantité (rigidité ou ratio du PRF) et leur orientation (angle d'inclinaison). Hormis ces paramètres liés directement au composite, le recours à des systèmes d'ancrage éprouvés du PRF représente un paramètre d'influence majeur. Ce paramètre résout le problème du mode de rupture par décollement du PRF prématuré souvent observé et qui est dû à l'insuffisance de la longueur d'ancrage ou encore à la qualité du béton. Un autre paramètre qui influe négativement sur la performance des PRF sur la résistance au cisaillement est la présence de l'acier transversal interne. Son interaction avec le renfort en PRF externe peut diminuer considérablement l'efficacité du renfort en PRF (Chaallal, Shahawy et Hassan, 2002; Pellegrino et Modena, 2002).

Le tableau 2.3 présente les paramètres d'influence majeurs qui régissent la résistance en cisaillement attribuée au renfort de PRF ainsi que l'état de leur prise en considération dans les études expérimentales sur l'effet d'échelle. Ce tableau a été dressé en se basant sur l'analogie du comportement de l'effet d'échelle sur les poutres en BA conventionnel rencontrée dans la revue de la littérature. En effet, d'après l'analyse des études expérimentales sur l'effet d'échelle de ce type de poutres, les paramètres d'influence majeurs qui dictent la résistance au cisaillement ont un rôle significatif sur l'impact de l'effet d'échelle.

Le tableau 2.3 montre clairement que l'ajout du renfort en tissu de PRF est le seul paramètre d'étude. Seule l'étude de Foster et al. (2017) s'est intéressée, en plus de l'ajout du tissu en PRF, à deux autres paramètres que sont la rigidité du PRF et l'usage d'un ancrage dans la zone de compression de la poutre. Toutefois, selon le même tableau, aucune étude expérimentale n'a considéré des lamelles préfabriquées en L (*L-shaped plates*). Pourtant ce type de lamelle a été spécialement conçu pour le renforcement en cisaillement avec une configuration en U, il a été testé en 2002 par EMPA (2002).

Tableau 2.3 État d'utilisation des paramètres d'étude dans les différentes investigations sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées avec PRF

Études	Année	Propriété du PRF				Ancrage du PRF	Acier transversal
		Tissu	Lamelles	Rigidité	α_F		
Deniaud et Cheng	2001	✓	✗	✗	✗	✗	✗
Qu, Lu et Ye	2005	✓	✗	✗	✗	✗	✗
Leung et al.	2007	✓	✗	✗	✗	✗	✗
Bae, Tann et Belarbi	2012	✓	✗	✗	✗	✗	✗
Nguyen-Minh et Rovňák	2015	✓	✗	✗	✗	✗	✗
Foster et al.	2017	✓	✗	✓	✗	✓	✗
Szymon et al.	2018	✓	✗	✗	✗	✗	✗

Note : ✓ = inclus; ✗ = non inclus

Aussi, la rigidité du PRF n'a pas été considérée dans la majorité des études expérimentales. Or, dans l'étude de Chaallal, Shahawy et Hassan (2002), ces derniers ont conclu que l'augmentation de la rigidité du renfort en PRF (nombre de couches) augmente la force de cisaillement. Cependant, cette augmentation n'est pas proportionnelle à l'augmentation de la rigidité. Ceci est en contradiction avec les règles de dimensionnement en vigueur relatives aux poutres renforcées avec PRF collé en surface où la contribution à la résistance du PRF est proportionnelle à sa rigidité.

Le paramètre de l'acier transversal interne ne figure dans aucune étude expérimentale du tableau 2.3. Ce paramètre, non encore pris en charge dans les règles de dimensionnement

avec PRF collé en surface, est crucial et doit être considéré, car il fait diminuer le gain en résistance dû au PRF lorsque le taux d'acier transversal augmente.

Un autre paramètre lié au renfort en PRF qui n'a pas encore été étudié et qui peut indirectement avoir un impact positif sur l'effet d'échelle est le confinement du béton par les PRF collés en surface selon la configuration en U (Chaallal, Shahawy et Hassan, 2002). Le confinement du béton peut non seulement soulager les bielles en béton, mais aussi il entrave les ouvertures des fissures inclinées; ce qui pourra diminuer probablement l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres renforcées avec PRF.

Dans le but d'obtenir le même ratio de PRF lorsque la taille des poutres augmente, les études expérimentales sur l'effet d'échelle ont procédé de manières différentes. Dans l'étude de (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Szymon et al., 2018), l'augmentation de la section du PRF A_F à la suite de l'augmentation de la hauteur des poutres était contrôlée par la largeur des bandes du tissu en PRF (w_{FRP}) avec le maintien du même nombre de couches. En revanche, d'autres études (Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015; Qu, Lu et Ye, 2005) ont opté pour l'augmentation du nombre de couche avec la hauteur des poutres. En l'absence d'études expérimentales sur l'influence de la rigidité d'une couche de PRF versus plusieurs couches, l'utilisation de différents nombres de couches dans des poutres géométriquement semblables peut probablement provoquer des effets nuisibles sur l'influence de l'effet d'échelle.

Comme déjà mentionné, le mode de rupture le plus observé dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface selon la configuration en U est le décollement prématuré du PRF. Ce mode de rupture est principalement dû à l'insuffisance de la longueur d'ancrage comme illustré à la Figure 2.14a. Le décollement du PRF a lieu lorsque la contrainte de cisaillement développée dans le PRF dépasse la résistance de traction du béton. Autrement dit, c'est la résistance du béton qui gouverne la capacité d'adhérence à l'interface PRF/béton car le décollement a lieu au niveau du substrat du béton dans la majorité des cas. La Figure 2.14 montre la répartition de la contrainte de cisaillement sur la bande du PRF en fonction de la longueur de la bande du PRF h_F . On constate que la contrainte de cisaillement

du côté libre de la bande de PRF est nulle lorsque la longueur du PRF est supérieure à la longueur effective du PRF (L_e) : $h_F > L_e$ (Figure 2.14b). Par conséquent, le décollement est moins profond et a eu lieu d'un seul côté : celui de l'application de la charge.

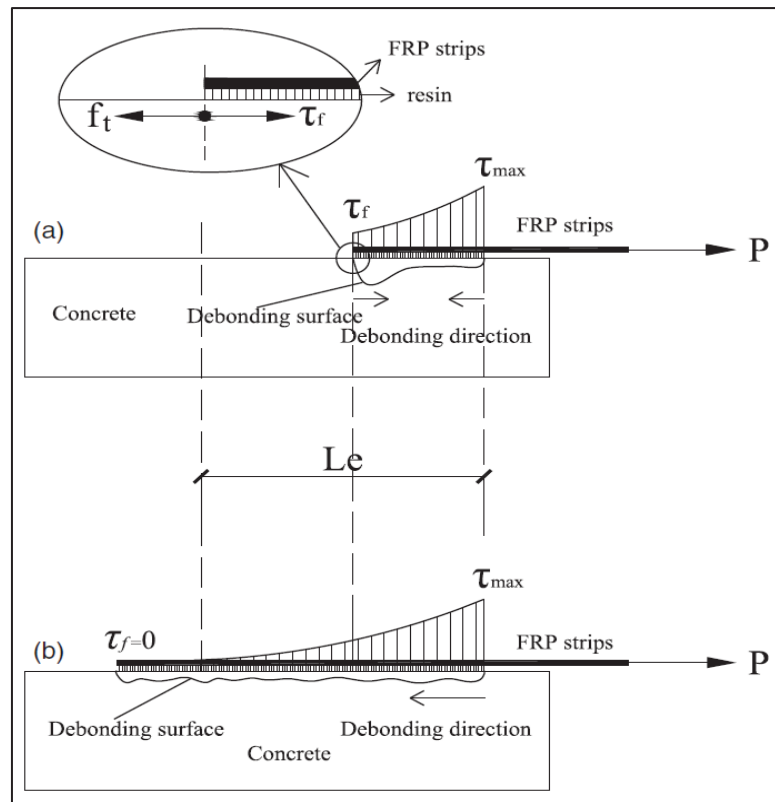


Figure 2.14 Distribution des contraintes de cisaillement dans le PRF : (a) $h_F < L_e$ et (b) $h_F > L_e$
Tirée de Li et al. (2015)

La Figure 2.15 représente la variation de la force de cisaillement en fonction de la résistance du béton pour plusieurs longueurs d'ancrage (longueur du PRF h_F) : 50, 80 100, et 300 mm. Les données utilisées dans cette figure sont les résultats expérimentaux d'un test de cisaillement direct issu d'une étude effectuée par Li et al. (2015) sur l'interaction entre la résistance du béton et la longueur d'ancrage du PRF.

La Figure 2.15 montre clairement que la force de cisaillement augmente non seulement avec la résistance du béton f'_c mais aussi avec la longueur de l'ancrage. Ce qui, a priori, semble un

avantage pour atténuer l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement de ce type de poutres. En revanche, pour les poutres en BA conventionnel, l'augmentation de la résistance du BA diminue sa ductilité et le rend plus fragile d'où l'amplification de l'effet d'échelle. Une étude expérimentale sur l'effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées à l'aide de PRF avec la résistance du béton f'_c comme paramètre principal va déterminer s'il existe une interaction entre ces deux paramètres.

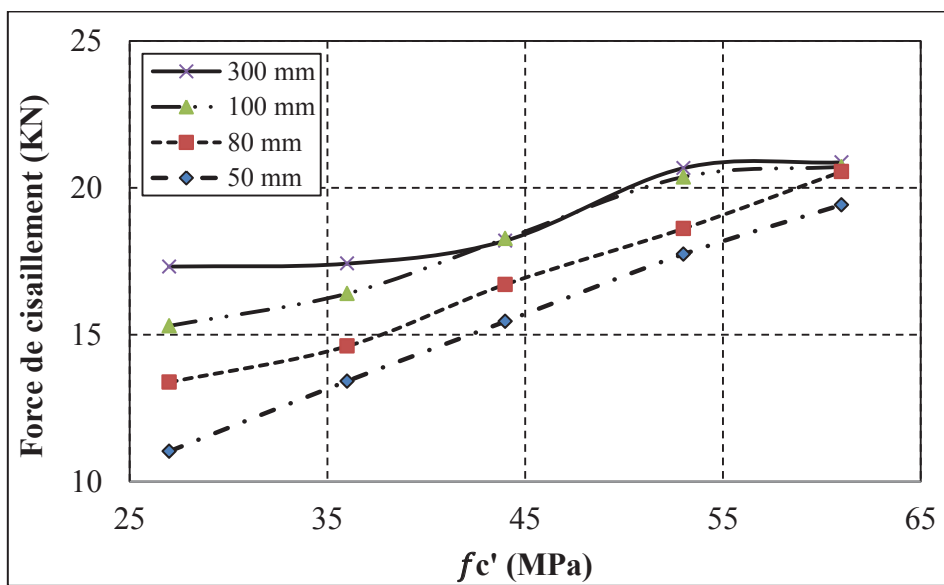


Figure 2.15 Variation de la force de cisaillement en fonction de la résistance du béton et la longueur h_F
Adaptée de Li et al. (2015)

CHAPITRE 3

RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT SELON LES CODES ET LES NORMES

3.1 Modèles de calcul de la résistance au cisaillement

Il existe plusieurs approches de prédiction de la résistance en cisaillement des poutres en BA sur lesquelles les normes et les guides de dimensionnement sont basées. Parmi ces approches on peut citer : le modèle du treillis à angle variable, la théorie du champ de compression modifiée et le modèle des bielles et tirants. Ces différents modèles ont été développés en se basant sur la théorie de l'analogie du treillis de Morsh et Ritter du début du 20^{ème} siècle (Bousselham, 2005).

3.1.1 L'analogie du treillis à angle variable

Comme illustrée à la Figure 3.1, l'analogie du treillis à angle variable est la comparaison entre une poutre en BA fissurée sollicitée par un effort tranchant et un treillis. Le treillis est composé de diagonales à angle θ , de montants, de membrures inférieures et supérieures. La Figure 3.1b montre le treillis et ses différentes composantes :

1. Les diagonales inclinées de différents angles θ représentent les bielles de béton en compression situées entre deux fissures;
2. Les montants qui représentent les cadres : aciers transversaux en traction;
3. Les membrures supérieures qui représentent le béton non fissuré en compression;
4. Les membrures inférieures qui représentent les armatures longitudinales en traction.

D'après le mécanisme d'acheminement des forces qui régit la résistance du treillis (Figure 3.1b), l'analogie du treillis est difficilement applicable à une poutre en BA sans armatures transversales. Autrement dit, en absence de ses montants, le treillis n'est pas stable.

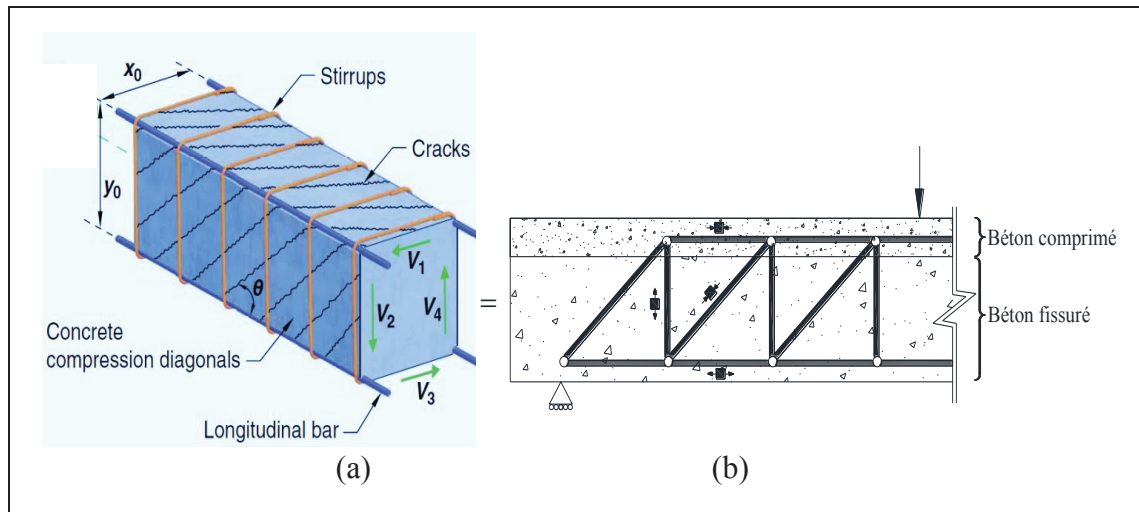


Figure 3.1 Analogie du treillis a) poutre en BA fissurée
 b) treillis équivalent et composantes
 Adaptée de ACI 318-19 (2019, p. 426)

3.1.2 Théorie des champs de compression modifiée

Présentée pour la première fois dans l'étude sur la torsion pure des structures en BA par Mitchell et Collins (1974), la théorie des champs de compression diagonale ne tient pas compte des contraintes de traction du béton dans une section fissurée. Cette théorie a été modifiée par Vecchio et Collins (1986) et nommée : théorie des champs de compression modifiée (*modified compression field theory*). La modification consistait à estimer la capacité de résistance à l'effort tranchant et la relation contrainte-déformation. Développée à partir de l'analogie du treillis à angle variable, la théorie des champs de compression modifiée tient compte des contraintes de traction dans le béton, et cela, même après l'apparition des fissures. La résistance en cisaillement d'une section de béton fissurée est donc assurée par des contraintes de compression f_2 ainsi que des contraintes de traction f_1 (Figure 3.2). Cette théorie est basée sur l'hypothèse que les contraintes tangentielles sont uniformément distribuées et l'angle d'inclinaison des fissures θ reste constant sur toute la hauteur de la section (Bousselham, 2005). La méthode générale de calcul de la résistance au cisaillement attribuée au béton et à l'acier dans la norme canadienne CSA-A23.3-14 (2014) est basée sur la théorie des champs de compression modifiée (Chaallal, 2016).

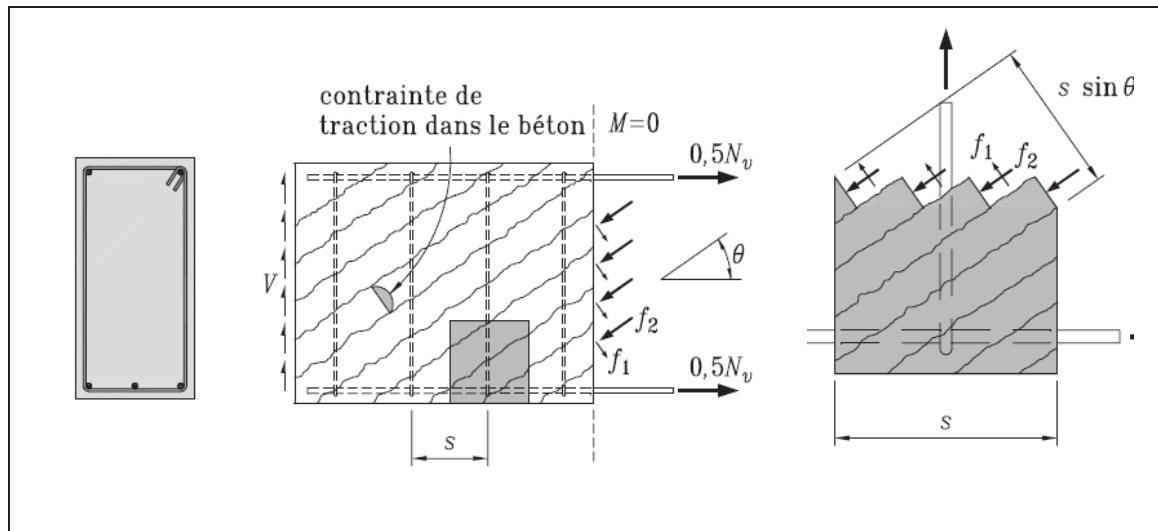


Figure 3.2 Équilibre d'une section de béton soumise au cisaillement
Adaptée de Paultre (2011, p. 250)

3.1.3 Modèle des bielles et tirants

Le modèle de bielles et tirants (*Strut-and-Tie Model*) est généralement utilisé dans les zones où la théorie des poutres ne peut pas être appliquée (Bousselham, 2005). Ce modèle a pour but de combler la carence de règles pour le dimensionnement des zones D telles que les éléments présentant des discontinuités (les consoles courtes), les zones d'application de forces concentrées, les poutres profondes, les zones de changement de section et les ouvertures. Dans ces zones, la théorie classique de la poutre (selon Bernoulli) ne s'applique pas. Le modèle des bielles et tirants est constitué d'un triangle qui est l'élément de base d'un treillis. Le treillis est composé de bielles, de tirants et de nœuds (Figure 3.3). Le mécanisme du treillis consiste à acheminer les efforts appliqués à une section de béton aux bielles (membrures comprimées) sous forme de contrainte de compression. Par l'intermédiaire des nœuds (zones de rencontre et d'équilibre des bielles, tirants, forces et réactions d'appuis), les contraintes sont ensuite acheminées aux tirants (membrures tendues) constitués d'armatures longitudinales de flexion.

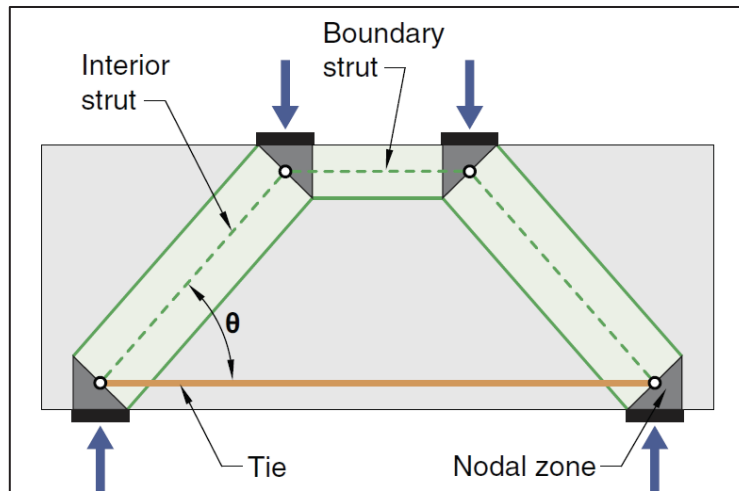


Figure 3.3 Description du modèle des bielles et tirants
Tirée de ACI 318-19 (2019, p. 437)

3.2 Modèles de prédiction de la résistance au cisaillement selon les codes et normes

Les modèles de prédiction de la résistance au cisaillement des codes et normes sont basés sur les différentes théories citées ci-dessus. Ces théories sont basées sur l'équilibre des forces des différents éléments intervenant dans la résistance d'une section en BA (aussi appelé mécanisme de résistance). Cependant, ces théories ne s'appuient pas sur le processus de développement des fissures, processus plus connu sous le nom de mécanisme de rupture. Ceci permet de confirmer que ces théories ne prennent pas en considération l'effet d'échelle. Ce dernier apparaît justement dans le processus de propagation des fissures régi par le mécanisme de rupture. Ainsi, les codes et normes doivent prendre en considération l'effet d'échelle par d'autres moyens. On peut, par exemple, citer la prise en considération de l'effet d'échelle par des coefficients réducteurs empiriques appliqués directement à la contribution à la résistance du matériau assujetti à l'effet d'échelle.

Dans ce qui suit, des exemples de la prise en considération de l'effet d'échelle par certains codes et normes de calcul des structures en BA conventionnel seront présentés. Il importe de noter que l'effet d'échelle n'affecte que la contribution du béton dans les poutres en BA

conventionnel. Le coefficient de correction visant à tenir compte de l'effet d'échelle est appliqué à la contribution à la résistance du béton.

Dans le code européen Eurocode2 (2004), la résistance au cisaillement attribuée au béton est donnée par la formule :

$$V_c = [0,18k(100\rho_1f'_c)^{1/3} + \sigma_{cp}]b_wd \quad (3.1)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, \quad d \text{ en mm} \quad (3.2)$$

Dans ce modèle de calcul de la résistance attribuée au béton V_c , l'effet d'échelle est pris en considération par le facteur k . Ce facteur tend à réduire la contribution à la résistance au cisaillement due au béton lorsque la taille des poutres augmente. En effet, ce facteur est inversement proportionnel à la hauteur des poutres. Il corrige ainsi la prédiction de résistance au cisaillement attribuée au béton en fonction de la hauteur de la poutre. La Figure 3.4 qui représente la variation du coefficient k en fonction de la hauteur des poutres montre clairement le début de la pénalisation qui commence à partir de $d > 200$ mm.

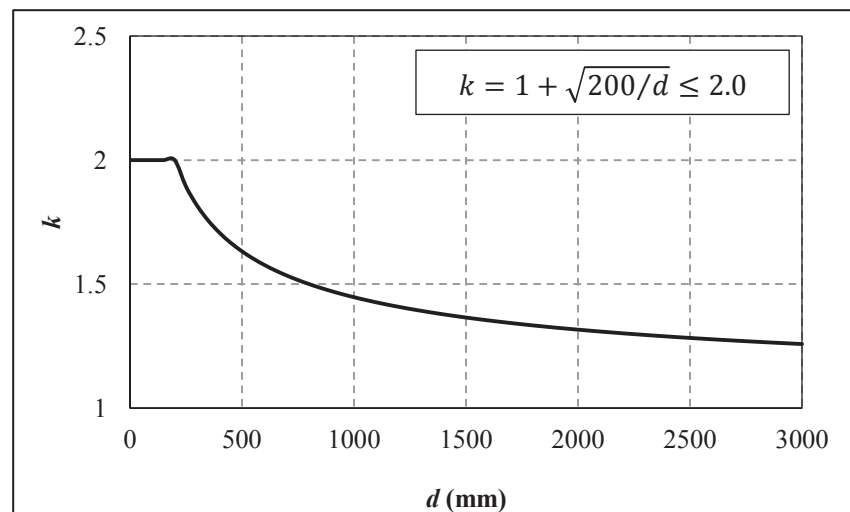


Figure 3.4 Coefficient k en fonction de la hauteur effective des poutres

Dans la norme canadienne pour le calcul des ouvrages en béton CSA-A23.3-14 (2014), la prédiction de la résistance au cisaillement attribuée au béton tient compte de l'effet d'échelle, mais d'une autre manière. La résistance au cisaillement due au béton dans la méthode simplifiée est donnée par l'équation suivante :

$$V_c = \beta_v \phi_c \lambda \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (3.3)$$

$$\beta_v = \begin{cases} 0.18 & \text{si } A_v \geq A_{v \min} \\ \frac{230}{1000 + d_v} & \text{si } A_v < A_{v \min} \end{cases} \quad (3.4)$$

D'après l'équation 3.4, lorsque la poutre en BA est pourvue du minimum d'armature transversale de cisaillement $A_v \geq A_{v \min}$, aucune réduction n'est appliquée à la résistance au cisaillement attribuée au béton. Cela se justifie par la présence des aciers transversaux qui atténuent l'effet d'échelle. En revanche, quand $A_v < A_{v \min}$, un coefficient inversement proportionnel à la taille des poutres est appliqué pour réduire la résistance au cisaillement du béton afin de tenir compte d'un éventuel effet d'échelle.

Tableau 3.1 Différents termes de modèles de codes qui tiennent compte de l'effet d'échelle

	CSA/A23.3-14 (2014)	JSCE (2001)	BS 8110 (1997)
Terme réducteur	$230/(1000 + d_v)$	$\sqrt[4]{1/d}$	$\left(\frac{0.4}{d}\right)^{1/4}$

Notes : d et d_v représente la hauteur effective des poutres, CSA/A23.3-14 (2014) = norme canadienne de calcul des ouvrages en béton; JSCE (2001) : code japonais sur les recommandations pour la réhabilitation des structures en béton à l'aide de matériaux composites en PRF ; BS 8110 (1997) : code de pratique pour la conception et la construction britannique cité dans Gastebled et May (2001).

Le tableau 3.1 représente quelques termes issus des modèles de prédiction de la résistance au cisaillement du béton. Il s'agit de termes inversement proportionnels à la taille des poutres. Ces termes sont ajoutés aux équations des modèles de prédiction pour corriger la contribution

du béton à la résistance et tenir compte de l'effet d'échelle sur le cisaillement (BS-8110, 1997; CSA-A23.3-14, 2014; JSCE, 2001).

La Figure 3.5 présente l'évolution des termes réducteurs du tableau 3.1 en fonction de l'augmentation de la taille des poutres. On constate principalement que les allures des courbes décroissent avec l'augmentation de la taille des poutres; ce qui montre clairement que l'effet d'échelle est bel et bien pris en considération dans les modèles qui incluent ces termes. Les courbes commencent par une décroissance très prononcée jusqu'à une hauteur de poutre d'environ 1000 mm. Pour les hauteurs supérieures à 1000 mm, les courbes s'aplatissent et leurs pentes s'annulent progressivement. On peut aussi déduire de cela que les quatre courbes présentent un effet d'échelle important lorsque $d < 1000$ mm. Par contre, l'effet d'échelle perd considérablement de son énergie lorsque $d > 1000$ mm.

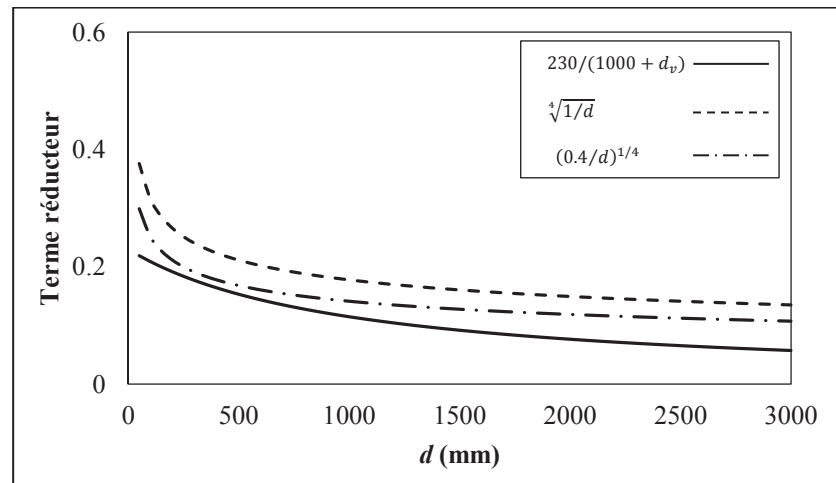


Figure 3.5 Évolution du comportement des termes réducteurs
versus hauteur de poutres

L'exemple sur la prise en considération de l'effet d'échelle dans la contribution à la résistance au cisaillement du béton décrit ci-dessus servira en réalité à élucider l'influence de l'effet d'échelle sur la contribution à la résistance au cisaillement des PRF collés en surface.

Dans ce qui suit, quelques modèles de dimensionnement des poutres renforcées en cisaillement avec PRF collé en surface seront présentés avec une discussion sur l'influence de l'effet d'échelle. Il importe de noter que, dans tous les modèles de prédiction (ACI-440.2R-17, 2017; CSA-S6-19, 2019; CSA-S806-12, 2012; *fib*-TG9.3-01, 2001; JSCE, 2001), la méthode adoptée pour le calcul de la résistance au cisaillement des poutres consiste à additionner la contribution à la résistance de chaque matériau : béton (V_c), acier transversal interne (V_s) ainsi que renfort en PRF externe (V_F). Compte tenu de ce qui précède, on peut déduire que la résistance au cisaillement due à chaque matériau est indépendante. Cette hypothèse adoptée par les modèles des codes et normes ne considère donc aucune interaction entre les matériaux. Par conséquent, l'effet d'échelle associé au renfort en PRF doit être pris en compte dans le modèle de prédiction de la résistance due au PRF V_F .

3.2.1 CSA S806-12 et CSA S6-19

Les normes canadiennes CSA-S806-12 (2012) et CSA-S6-19 (2019) sont respectivement (i) les règles de calcul et de construction de bâtiment contenant des PRF et (ii) le code canadien sur le calcul des ponts routiers. La première parution de ces deux normes remonte à 2002 pour la CSA-S806 et 2000 pour la CSA-S6. La contribution à la résistance au cisaillement attribuée au renfort de PRF collé en surface, selon ces deux normes, est donnée par la même équation suivante :

$$V_F = \frac{\phi_F E_F \varepsilon_{Fe} A_F d_F (\cot \theta + \cot \alpha_F) \sin \alpha_F}{S_F} \quad (3.5)$$

Pour optimiser la contribution de l'acier interne transversal, les modèles de prédiction supposent que l'acier transversal atteint sa limite élastique f_y (plastification de l'acier) dans la contribution à la résistance en cisaillement de l'acier. Cela n'est pas le cas pour les PRF dont le comportement en tension est linéaire jusqu'à la rupture. Ainsi pour la résistance attribuée au PRF, les modèles de prédiction optent pour la limitation de la déformation effective des

PRF (ε_{Fe}) afin d'éviter leur rupture. La limitation de la déformation des PRF dépend de la configuration du renforcement choisi comme suit :

$$\varepsilon_{Fe} = 0.006 \leq 0.75\varepsilon_{Fu} \quad \text{renfort en enveloppe complète} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_{Fe} = 0.005 \leq 0.75\varepsilon_{Fu} \quad \text{renfort en U avec ancrage éprouvé} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{Fe} = k_v \varepsilon_{Fu} \leq 0.004 \quad \text{renfort en U ou sur faces latérales} \quad (3.8)$$

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{Fu}} \leq 0.75 \quad (3.9)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (3.10)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_F - L_e}{d_F} & \text{renfort en U} \\ \frac{d_F - 2L_e}{d_F} & \text{surfaces latérales} \end{cases} \quad (3.11)$$

$$L_e = \frac{23300}{(n t_F E_F)^{0.58}} \quad (3.12)$$

La seule différence entre les deux normes canadiennes est que l'équation 3.6 dans la CSA-S6-19 est remplacée par l'équation 3.13 suivante :

$$\varepsilon_{Fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{Fu} \quad \text{renfort en enveloppe complète} \quad (3.13)$$

On constate, dans ce modèle, que le seul paramètre en relation avec la taille des poutres est représenté par d_F qui désigne la hauteur effective du PRF. Cette hauteur n'apparaît pas dans le modèle de prédiction (éq 3.5) et dans la limitation de la déformation du PRF ε_{Fe} (éq 3.11). La hauteur effective d_F est proportionnelle à V_F ; son augmentation conduit à l'augmentation du coefficient k_2 (éq 3.11) comme illustré à la Figure 3.6. Ceci permet de déduire qu'il n'y a

aucun terme ou coefficient de correction qui tient compte de l'effet d'échelle dans les deux normes canadiennes CSA-S806-12 et CSA-S6-19.

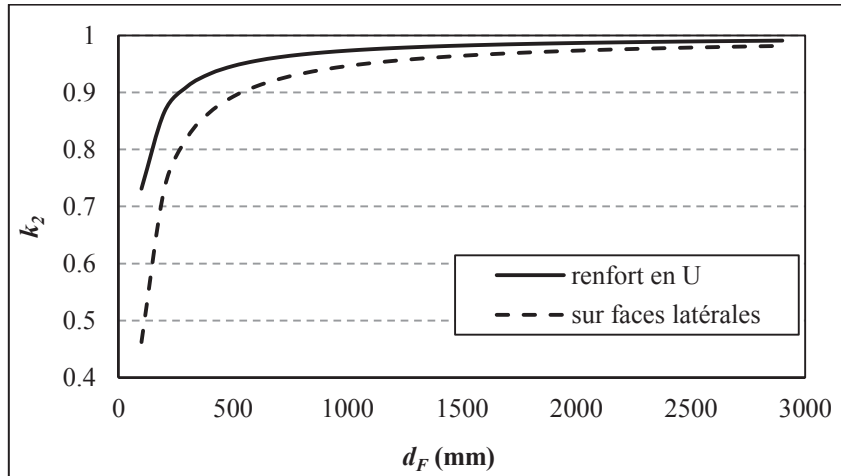


Figure 3.6 Comportement de k_2 de l'équation 3.11 versus d_F

3.2.2 ACI 440.2R-17

Le guide américain ACI-440.2R-17 (2017) est un guide pour la conception et la construction avec les systèmes de PRF collés en surface pour le renforcement des structures en béton. La première version de ce guide date de 1996 et a connu plusieurs mises à jour. Le modèle de calcul de la contribution à la résistance au cisaillement due au renfort en PRF collé en surface est similaire au modèle des normes canadiennes. Il est donné par la formule suivante :

$$V_F = \frac{A_f f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \quad (3.14)$$

Pour limiter la déformation effective ε_{Fe} , le guide américain utilise les équations de la norme canadienne CSA S6-19 (2019) excepté l'équation 3.7. En effet, le guide américain ne couvre pas les renforcements avec des PRF dotés d'ancrages éprouvés. Dans ces cas, la limitation de la déformation des PRF est identique à celle d'un renfort en U ou sur faces latérales (éq 3.8).

Dans le guide américain, on constate aussi que le seul paramètre en relation avec la taille des poutres est d_{fv} qui représente aussi la hauteur effective du PRF. Ceci permet de conclure aussi que le modèle du guide américain ne considère pas l'effet d'échelle.

3.2.3 *fib*-TG9.3 (2001) et *fib*-TG5.1 (2019)

Le *fib*-TG9.3-01 (2001) représente le code européen concernant le renforcement des structures en béton avec PRF collé en surface. La contribution à la résistance au cisaillement due au renfort en PRF collé en surface est donnée par la formule suivante :

$$V_{fd} = 0.9\varepsilon_{fd,e}E_{fu}\rho_f b_w d(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha \quad (3.15)$$

La limitation des déformations du PRF dépend aussi de la configuration du renforcement choisi comme suit :

$$\varepsilon_{fd,e} = 0.8\varepsilon_{f,e} \quad (3.16)$$

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \quad \text{enveloppe complète ou avec ancrage parfait} \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{f,e} = \min \left[0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0.56} \cdot 10^{-3} ; 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu}\rho_f} \right)^{0.30} \varepsilon_{fu} \right] \quad \text{en U ou faces latérales} \quad (3.18)$$

Les équations de déformation du PRF citées ci-dessus sont conçues seulement pour du PRF en carbone.

Le *fib*-TG5.1 (2019) représente la nouvelle version du code européen concernant le renforcement des structures en béton avec PRF collé en surface. La contribution à la résistance au cisaillement due au renfort en PRF collé en surface est donnée par la formule suivante :

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fw}}{S_f} h_f f_{fwd}(\cot\theta + \cot\alpha)\sin\alpha \quad (3.19)$$

Dans ce nouveau modèle de prédiction, f_{fwd} représente la contrainte effective moyenne de traction dans le PRF interceptée par la fissure de cisaillement. La valeur de f_{fwd} dépend de la configuration du renforcement choisie comme suit :

1. Configuration en enveloppe complète

$$f_{fwd} = f_{fwd,c} = k_R . a_t . f_{fd} \quad (3.20)$$

$$k_R = \begin{cases} 0.5 \frac{R}{50} \left(2 - \frac{R}{50} \right) & R < 50 \text{ mm} \\ 0.5 & R \geq 50 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.21)$$

$f_{fwd,c}$: Contrainte de traction du PRF en enveloppe complète, $a_t = 0.8$ et R = rayon du chanfrein

2. Configuration en U avec ancrage

$$f_{fwd} = k_a . f_{fwd,c} \quad (3.22)$$

3. Configuration en U sans ancrage

$$f_{fwd} = \min(f_{fbwd}, f_{fwd,c}) \quad (3.23)$$

(a) pour $h_f / \sin \alpha \geq l_e$ et $l_e \leq S_f / (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \leq h_f / \sin \alpha$

$$f_{fbwd} = f_{fbk} \quad (3.24)$$

(b) pour $h_f / \sin \alpha \geq l_e$ et $S_f / (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \leq l_e$

$$f_{fbwd} = \left[1 - \left(1 - \frac{2}{3} \frac{m S_f}{l_e} \right) \frac{m}{n} \right] f_{fbk} \quad (3.25)$$

(c) pour $h_f / \sin \alpha \leq l_e$ et $S_f / (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \leq h_f / \sin \alpha$

$$f_{fbwd} = \frac{2}{3} \frac{(nS_f)/[(\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha]}{l_e} f_{fbk} \quad (3.26)$$

$$f_{fbk}(S_r) = \begin{cases} \sqrt{\frac{E_f S_{0k} \tau_{b1k}}{t_f}} \frac{S_r}{l_e} \left(2 - \frac{S_r}{l_e}\right) & \text{pour } S_r < l_e \\ \sqrt{\frac{E_f S_{0k} \tau_{b1k}}{t_f}} & \text{pour } S_r \geq l_e \end{cases} \quad (3.27)$$

$$l_e = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_f t_f S_{0k}}{\tau_{b1k}}} \quad (3.28)$$

$$\tau_{b1k} = 0.23 k_b^2 f_c^{2/3} \quad (3.29)$$

$$k_b = \sqrt{\frac{2-b_f/b}{1+b_f/b}} \geq 1 \quad (3.30)$$

$$S_r = 1.5 l_{0,e} \quad (3.31)$$

$$l_{0,e} = \frac{M_{cr}}{Z_s F_{bsm}} \quad (3.32)$$

$$M_{cr} = k_{fl} f_{ctm} W_{c,0} \quad (3.33)$$

$$k_{fl} = (1.6 - h/1000) \geq 1 \quad (3.34)$$

$$F_{bsm} = \sum_{i=1}^n n_{s,i} \pi \phi_{s,i} f_{bsm} \quad (3.35)$$

$$f_{bsm} = 0.43 k_{vb1} f_{cm}^{2/3} \quad (3.36)$$

$W_{c,0}$ = moment d'inertie de la section du béton divisé par la distance à la fibre la plus tendue de l'axe neutre

R = rayon du chanfrein et $k_{vb1} = 1$ pour les barres longitudinales en acier crénelées.

$$f_{fd} = f_{fu} / 1.25 ; k_a \leq 0.9 ; Z_s = 0.85h ; S_{0k} = 0.25 \text{ mm}$$

Dans ces deux modèles, aucun paramètre ne pénalise la résistance au cisaillement due au PRF lorsque la taille des poutres augmente. Cela permet, encore une fois, de déduire que l'effet d'échelle n'est pas pris en considération dans le code européen concernant les structures renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface.

3.2.4 JSCE 2001

Le JSCE (2001) représente le code japonais sur les recommandations pour la réhabilitation des structures en béton à l'aide de matériaux composites en PRF. La contribution à la résistance au cisaillement due au renfort en PRF collé en surface est donnée par l'équation suivante :

$$V_{fd} = k[A_f f_{fud}(\sin \alpha_f + \cos \alpha_f)/S_f]dv \quad (3.37)$$

$$K = 1.68 - 0.67R \quad \text{avec} \quad 0.4 \leq k \leq 0.8 \quad (3.38)$$

$$R = (\rho_f E_f)^{1/4} \left(\frac{f_{fud}}{E_f} \right)^{2/3} \left(\frac{1}{f'_{cd}} \right)^{1/3} \quad \text{avec} \quad 0.5 \leq R \leq 2.0 \quad (3.39)$$

Dans le code japonais, on constate qu'il n'y a aucun paramètre lié à la taille des poutres ; ce qui permet de conclure que ce modèle ne considère pas l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des structures en BA renforcées avec PRF collé en surface.

3.3 Résultats expérimentaux versus prédictions des normes et des codes

Le tableau 3.2 présente une comparaison entre la contribution du PRF à la résistance au cisaillement issu des résultats expérimentaux sur l'effet d'échelle $V_{f\ exp}$, et les résistances issues de différents modèles de prédiction $V_{f\ pred}$ (ACI-440.2R-17, 2017; CSA-S6-19, 2019; CSA-S806-12, 2012; *fib*-TG5.1-01, 2019; *fib*-TG9.3-01, 2001; JSCE, 2001). À noter que les détails des spécimens sont déjà indiqués au tableau 2.1.

Tableau 3.2 Comparaison de la prédiction des normes avec les résultats expérimentaux

		S6-19		S806-12		ACI 440.2R-17		JSCE2001		fib -TG9.3-2001		fib-TG5.1-2019	
Spécimens	$V_{f,exp}$	$V_{f,S6}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,S806}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,ACI}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,JSCE}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,fib-TG9.3}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,fib-TG5.1}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$
Deniaud et Cheng (2001a)													
T4S4-G90	49.0	43.7	0.9	56.1	1.1	39.4	0.8	163.6	3.3	53.8	1.1	47.1	1.0
T6S4-G90	110.0	107.6	1.0	194.5	1.8	96.9	0.9	319.0	2.9	100.9	0.9	133.2	1.2
Qu, Lu et Ye (2005)													
U4	22.0	20.8	0.9	31.4	1.4	18.7	0.9	54.6	2.5	20.3	0.9	17.1	0.8
U5	50.0	82.6	1.7	125.0	2.5	74.4	1.5	217.1	4.3	80.5	1.6	58.6	1.2
U6	196.0	187.0	1.0	240.9	1.2	169.0	0.9	491.4	2.5	182.0	0.9	108.1	0.6
Leung et al. (2007)													
SB-U1	24.0	7.9	0.3	10.1	0.4	7.1	0.3	26.1	1.1	9.8	0.4	7.5	0.3
MB-U1	5.0	32.3	6.5	41.5	8.3	29.1	5.8	102.6	20.5	38.6	7.7	23.3	4.7
LB-U2	22.0	105.6	4.8	135.6	6.2	95.1	4.3	444.2	20.2	167.0	7.6	55.5	2.5
SB-F1	25.0	10.7	0.4	20.6	0.8	9.6	0.4	26.1	1.0	17.7	0.7	14.9	0.6
MB-F1	87.0	42.0	0.5	80.9	0.9	37.8	0.4	102.6	1.2	69.8	0.8	59.6	0.7
LB-F1	334.0	181.9	0.5	350.3	1.0	163.8	0.5	444.2	1.3	302.1	0.9	238.4	0.7
Bae, Tann et Belarbi (2012)													
S-Str	47.0	25.6	0.5	32.9	0.7	23.1	0.5	80.2	1.7	38.4	0.8	33.3	0.7
M-Str	87.0	68.5	0.8	93.6	1.1	61.7	0.7	180.4	2.1	94.6	1.1	80.4	0.9
L-Str	127.0	121.4	1.0	171.8	1.4	109.3	0.9	319.5	2.5	167.8	1.3	136.7	1.1
Nguyen-Minh et Rovňák (2015)													
G1-GFRP-1B	18.0	33.9	1.9	43.5	2.4	30.5	1.7	91.0	5.1	23.0	1.3	48.2	2.7
G1-GFRP-2A	55.0	123.0	2.2	157.9	2.9	110.7	2.0	364.0	6.6	91.9	1.7	126.0	2.3
G1-GFRP-3A	64.0	232.4	3.6	298.4	4.7	209.2	3.3	819.0	12.8	206.7	3.2	189.7	3.0
G2-GFRP-1A	18.0	38.5	2.1	49.4	2.7	34.7	1.9	101.9	5.7	25.1	1.4	48.4	2.7
G2-GFRP-2A	80.0	153.1	1.9	196.6	2.5	137.9	1.7	459.7	5.7	113.4	1.4	125.4	1.6
G2-GFRP-3A	180.0	294.0	1.6	377.6	2.1	264.8	1.5	1063.9	5.9	262.4	1.5	202.8	1.1

Tableau 3.2 Comparaison de la prédiction des normes avec les résultats expérimentaux (suite)

		S6-19		S806-12		ACI 440.2R-17		JSCE2001		fib-TG9.3-2001		fib-TG5.1-2019	
Spécimens	$V_{f,exp}$	$V_{f,S6}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,S806}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,ACI}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,JSCE}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,fib-TG9.3}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$	$V_{f,fib-TG5.1}$	$\frac{V_{f,pred}}{V_{f,exp}}$
Foster et al. (2017)													
SC0.7U	0	103.0	-	166.8	-	92.8	-	205.8	-	84.4	-	91.1	-
MC0.9U	0	279.8	-	359.3	-	251.9	-	617.3	-	205.7	-	195.0	-
LB0.7U	0	393.6	-	505.4	-	354.4	-	823.1	-	333.2	-	306.1	-
SC1.3U	0	189.0	-	242.7	-	170.2	-	411.5	-	115.0	-	100.4	-
MB1.3U	0	347.5	-	446.1	-	312.9	-	926.0	-	249.4	-	212.0	-
LB1.3U	0	525.8	-	675.1	-	473.4	-	1646.2	-	438.0	-	350.7	-
MB1.3UA	48	336.5	7.0	676.2	14.1	303.0	6.3	926.0	19.3	334.8	7.0	300.6	6.3
LB1.3UA	39	480.1	12.3	1202.2	30.8	432.3	11.1	1623.4	41.6	580.9	14.9	534.3	13.7
Szymon et al. (2018)													
GB62	10.9	10.9	1.0	21.0	1.9	9.8	0.9	49.6	4.6	41.2	3.8	21.4	2.0
GB64	30.4	15.3	0.5	29.5	1.0	13.8	0.5	69.7	2.3	57.0	1.9	29.1	1.0
GB60	33.3	17.5	0.5	33.8	1.0	15.8	0.5	78.6	2.4	65.0	2.0	32.7	1.0
GB63	0	11.8	-	22.7	-	10.6	-	35.2	-	28.3	-	15.2	-
GB65	16.1	16.8	1.0	32.4	2.0	15.2	0.9	50.3	3.1	39.9	2.5	21.0	1.3
GB61	35.1	16.8	0.5	32.5	0.9	15.2	0.4	50.4	1.4	41.3	1.2	20.7	0.6

Note: (-) = résultats exclus car non représentatifs ($V_{f,exp} = 0$ kN).

Comme on peut le constater dans le tableau 3.2, les valeurs des prédictions divergent d'un code à un autre pour le même spécimen. Aussi, pour un code donné, le rapport de la résistance calculée sur la résistance issue des tests expérimentaux change selon les spécimens.

Dans le but d'examiner le degré de précision des codes et normes, une comparaison entre la contribution à la résistance au cisaillement du PRF de chaque modèle et la résistance du test expérimental correspondant est effectuée (Figure 3.7). La diagonale dans la figure désigne la ligne de tolérance de 0% indiquant la parfaite prédiction ($V_{Prédite} = V_{exp}$). Cette ligne permet de mettre en évidence deux types de résultats. Les points se trouvant dans la partie supérieure de cette ligne sont une surestimation de la prédiction ($V_{Prédite} > V_{exp}$), c'est-à-dire une zone non sécuritaire. Par contre, la partie inférieure de cette ligne désigne la zone sécuritaire ($V_{Prédite} < V_{exp}$).

Pour une comparaison objective, certains résultats figurant au tableau 3.2 n'ont pas été présentés dans la Figure 3.7. Il s'agit de tous les spécimens renforcés avec PRFC sans ancrage (SC0.7U; MC0.9U; LB0.7U; SC1.3U; MB1.3U et LB1.3U) de l'étude de Foster et al. (2017).

La raison de cette exclusion est que les résultats expérimentaux obtenus avec ces spécimens ($V_{fexp} = 0$, résultats non représentatifs) peuvent nuire à l'ensemble des résultats notamment dans le cas d'une comparaison par analyse statistique. En effet, ce sont les seuls spécimens qui n'ont pas enregistré de gain dû au renfort en PRFC. Par conséquent, inclure ces résultats va engendrer des écarts inutiles dans la corrélation.

Le tableau 3.2 révèle que les prédictions de la résistance au cisaillement due au PRF de la norme canadienne CSA-S6-19 (2019) sont très proches de celles du guide américain ACI-440.2R-17 (2017). Cela se confirme en comparant le rapport $V_{fprédite}/V_{fexp}$ des deux normes. En effet, le modèle de prédiction est presque similaire dans les deux cas.

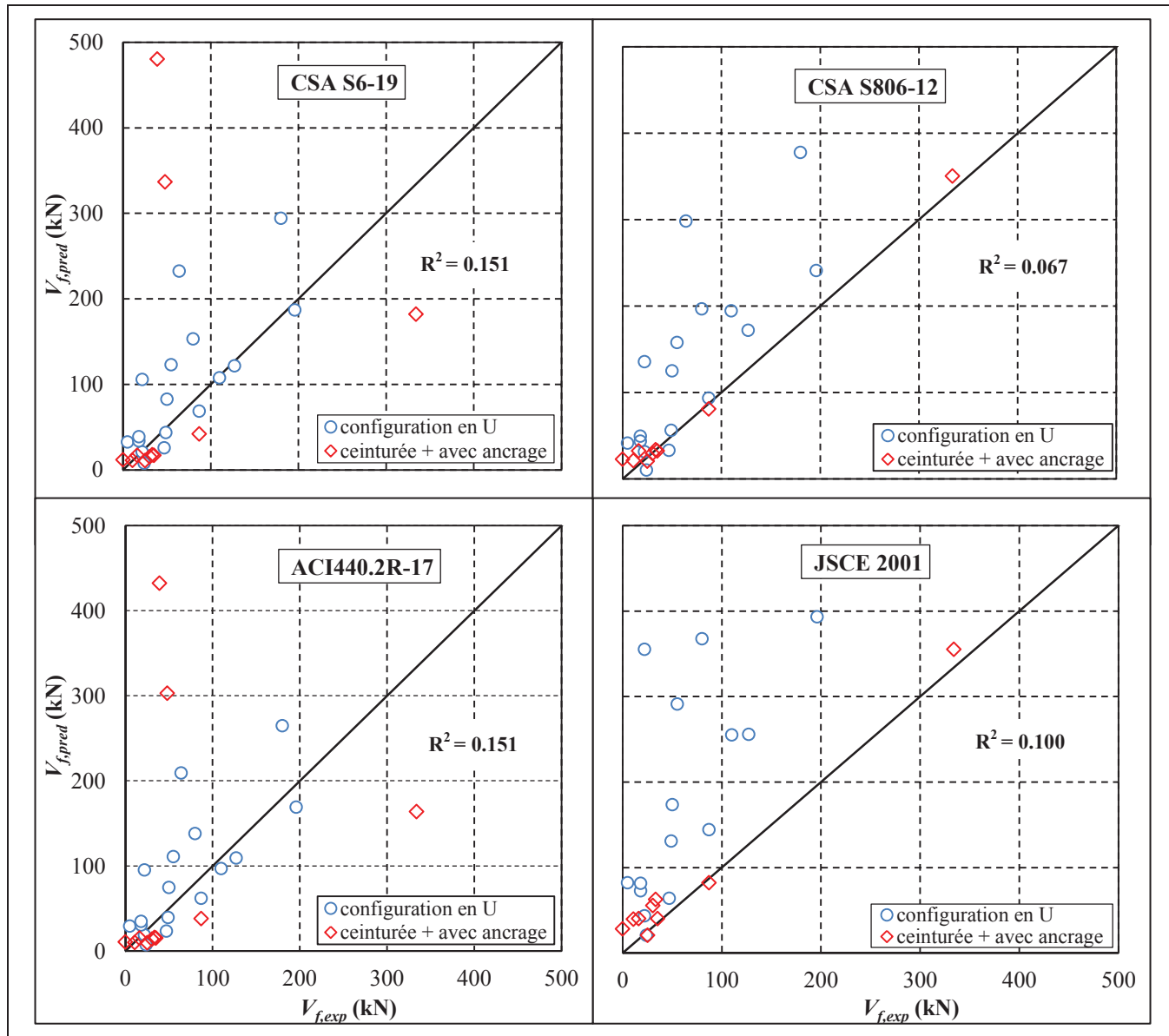


Figure 3.7 Comparaison entre prédiction des codes et normes $V_{f, pred}$ et valeur expérimentale $V_{f, exp}$

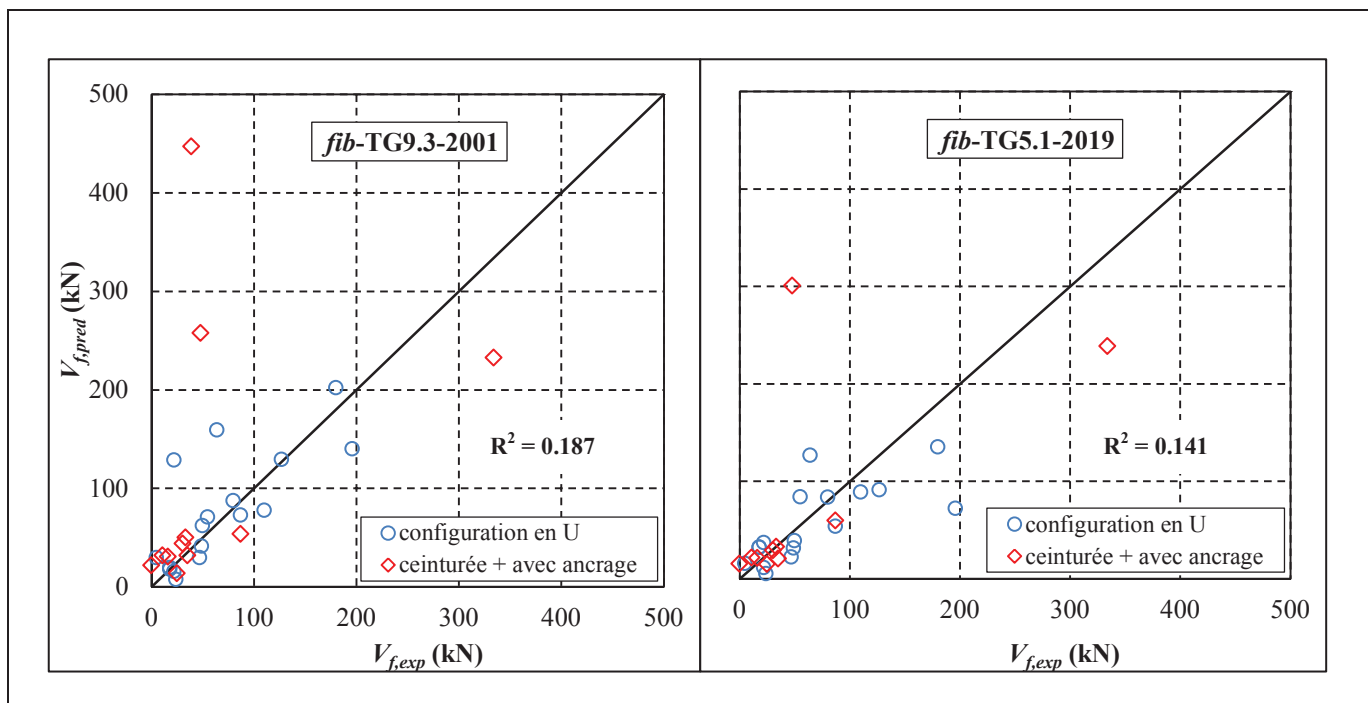


Figure 3.7 Comparaison entre prédiction des codes et normes $V_{f, pred}$ et valeur expérimentale $V_{f, exp}$ (suite)

On constate, à partir des graphiques de la Figure 3.7 que les coefficients de détermination les plus grand sont celui de la norme *fib*-TG9.3-01 (2001) ($R^2 = 0.187$) suivi par celui des normes CSA-S6-19 (2019) et ACI-440.2R-17 (2017) ($R^2 = 0.151$). Bien que les deux normes canadiennes aient le même modèle de prédiction de la résistance au cisaillement due au PRF, la différence entre le coefficient de détermination de la CSA-S6-19 (2019) ($R^2 = 0.151$) et celui de la CSA-S806-12 (2012) ($R^2 = 0.067$) est due à la limitation de la déformation effective du PRF ε_{fe} et à l'angle de fissuration diagonale (θ). En effet, dans la norme CSA-S806-12 (2012), l'angle de fissuration est estimé à $\theta = 35^\circ$ par la méthode simplifiée et la déformation effective du PRF (pour la rupture) est limitée à $\varepsilon_{fe} = 0.006$. Dans la norme CSA-S6-19 (2019), θ ne change pas mais $\varepsilon_{fe} = 0.004$ pour les mêmes conditions.

La Figure 3.7 montre clairement qu'un nombre considérable de points se trouvent dans la zone non sécuritaire (au-dessus de la ligne diagonale); ce qui veut dire que le modèle de prédiction en question surestime la contribution à la résistance du PRF. Par exemple, les modèles de l'ACI-440.2R-17 (2017) et *fib*-TG5.1-19 (2019) sont plus conservateurs que les modèles CSA-S6-19 (2019) et *fib*-TG9.3-01 (2001), alors que les modèles de CSA-S806-12 (2012) et de JSCE (2001) sont les moins conservateurs.

Ce résultat permet de déduire que les normes citées plus haut ne prennent pas en compte tous les paramètres majeurs qui influencent la contribution des matériaux composites en PRF collés en surface dans le renforcement des poutres en BA. Par conséquent, l'usage de ces normes doit se faire avec précaution pour éviter de mettre en péril la stabilité des structures renforcées. En d'autres termes, la vérification de l'intégrité structurale préconisée par la norme CSA-S806-12 (2012) est une condition primordiale, et doit être adoptée par toutes les normes.

Afin d'élucider le comportement de l'effet d'échelle, le rapport entre la valeur prédite de la contribution du PRF à la résistance au cisaillement et la valeur obtenue expérimentalement ($V_{f,pred}/V_{f,exp}$) en fonction de l'augmentation de la hauteur des poutres est présenté à la Figure 3.8. Dans cette figure, la ligne rouge représente la courbe tendance des résultats de manière à

faire ressortir la direction de l'évolution du rapport ($V_{f,pred} / V_{f,exp}$) en fonction de l'augmentation de la taille des poutres. On constate tout d'abord que la distribution des valeurs du rapport ($V_{f,pred} / V_{f,exp}$) est dispersée autour de la ligne de référence correspondant à $V_{f,pred} / V_{f,exp} = 1$ dans la majorité des modèles sauf celui du JSCE (2001) où pratiquement tous les points se trouvent au-dessus de la ligne de référence.

La courbe tendance révèle clairement que l'influence de l'effet d'échelle est modérée pour la norme ACI-440.2R-17 (2017), CSA-S6-19 (2019) et *fib*-TG9.3-01 (2001), comparativement à la CSA-S806-12 (2012). Toutefois, la prédiction de la norme JSCE (2001) est la plus influencée par l'effet d'échelle compte tenu de l'allure fortement ascendante de sa courbe tendance. Ceci peut être dû aux différents coefficients de réduction non pris en considération dans les présentes prédictions. Il peut être intéressant de noter qu'il y a eu une amélioration dans la courbe tendance concernant la nouvelle version du code *fib*-TG5.1-19 (2019), qui représente d'ailleurs le meilleur modèle tel qu'illustré à la Figure 3.8 où on observe que l'effet d'échelle a nettement moins d'influence sur le rapport ($V_{f,pred} / V_{f,exp}$) lorsque la taille des poutres augmente.

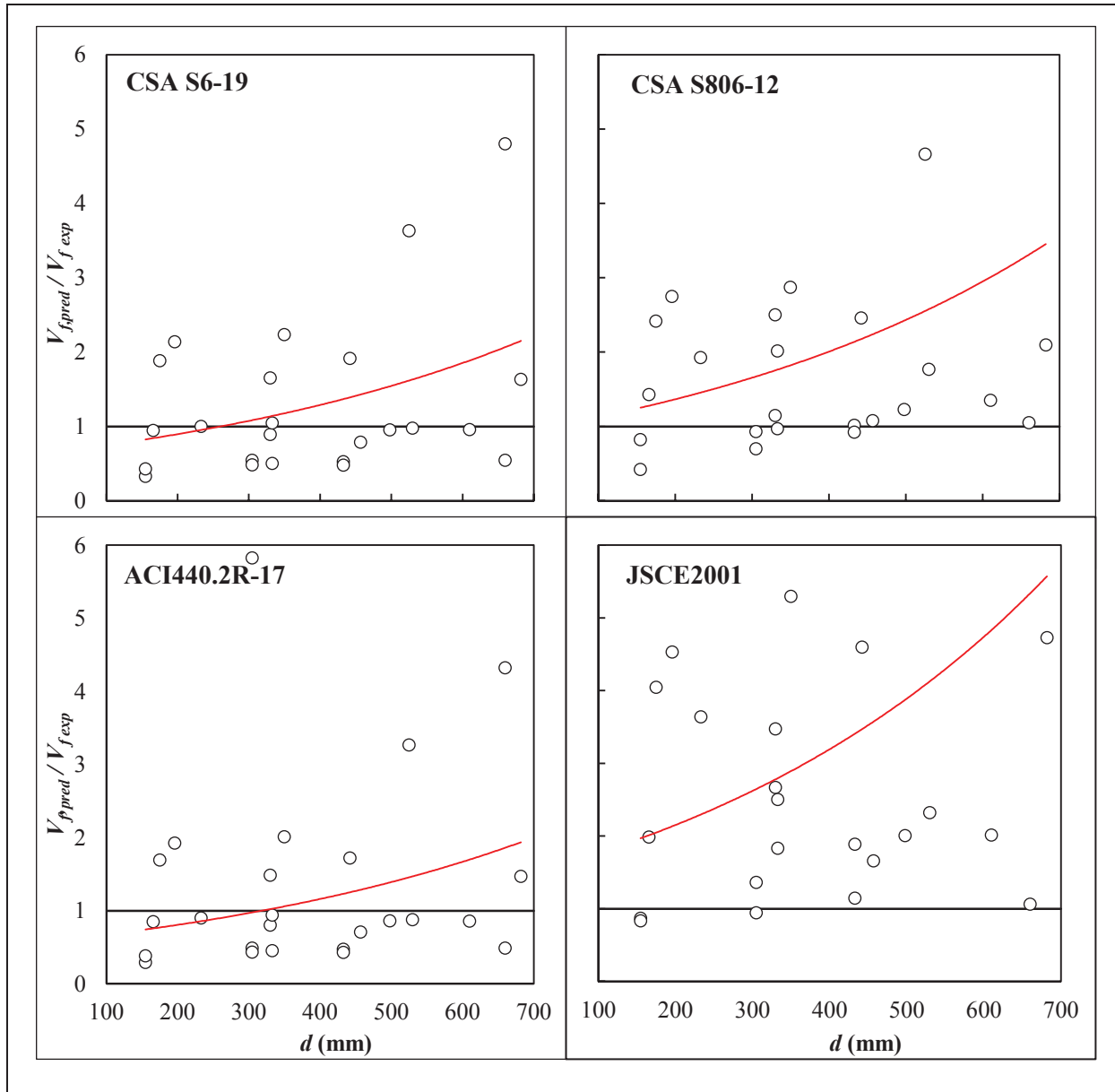


Figure 3.8 Relation entre le rapport $V_{f,pred} / V_{f,exp}$ et l'effet d'échelle

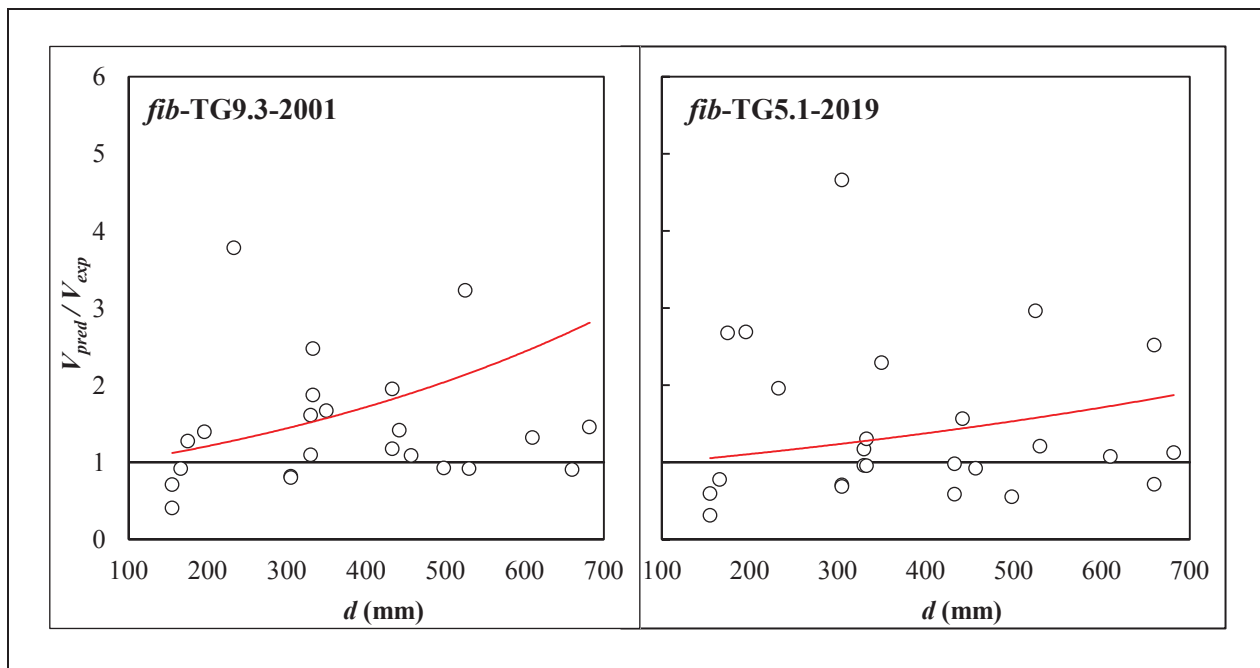


Figure 3.8 Relation entre le rapport $V_{f, pred} / V_{f, exp}$ et l'effet d'échelle (suite)

On peut donc conclure, à la suite de la revue des normes et codes de conception en vigueur, que l'effet d'échelle n'est malheureusement pas pris en considération dans le dimensionnement des poutres renforcées en cisaillement avec PRF collé en surface. Compte tenu de l'importance de son influence, l'effet d'échelle sur ce type de poutres doit nécessairement être pris en compte dans les modèles de normes et codes. Les conclusions de la comparaison entre les résultats des investigations expérimentales de la littérature et les résultats des normes montrent clairement que l'influence de l'effet d'échelle est cruciale. Le phénomène de l'effet d'échelle peut réduire considérablement le gain en résistance en cisaillement procuré par un renforcement de poutres en BA avec PRF collé en surface.

CHAPITRE 4

SIZE EFFECT IN SHEAR OF CONVENTIONAL AND SHEAR-STRENGTHENED RC BEAMS WITH EB-FRP: STATE OF KNOWLEDGE AND RESEARCH NEEDS

Zine El Abidine Benzeguir¹, Georges El-Saikaly², Omar Chaallal³

^{1,2,3} Department of construction engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, Quebec, Canada H3C 1K3

Article Published in « Global Journal of Advanced Engineering Technologies
and Sciences », Volume 4, Issue 11, November 2017.

4.1 Abstract

The size effect is known to have a major impact on shear strength of conventional reinforced concrete (RC) beams. This has been demonstrated through well documented data from numerous research studies since the 1960s. However, few studies have been conducted to investigate the size effect of RC beams shear-strengthened with externally bonded fiber reinforced polymer (EB-FRP). This is particularly relevant since the empirical equations and analytical models proposed by design guidelines for predicting the FRP contribution to shear resistance were developed on the basis of experimental laboratory test data on relatively small beams, with no consideration of the size effect. Therefore, the applicability of such models to large-size beams has not been thoroughly assessed and may well be questionable in view of some preliminary investigations. The objective of this investigation is to highlight the size effect on concrete shear strength of RC beams, either conventional or shear-strengthened with EB-FRP. The present study includes: i) extensive literature review and development of a database on the size effect; and ii) identification and analysis of the parameters of major influence on the size effect. The research needs on the size effect of RC beams shear-strengthened with EB-FRP are also identified in this investigation.

4.2 Introduction

An important part of existing concrete structures were designed according to old codes and standards and therefore may present some deficiencies as far as their shear capacity, particularly with regard to the size effect on concrete shear strength. Cost-effective strengthening and rehabilitation techniques using EB-FRP composites were developed over the past two decades to extend the service life of such deficient structures and enhance their capacities. EB-FRP composites are used as an alternative to conventional retrofitting methods using externally bonded steel plates that present major drawbacks related to durability, excessive weight and handling operations.

Shear resistance of RC beams depends on several inter-related and complex mechanisms and parameters that are not understood contrary to RC beams subjected to flexural and axial loadings. This knowledge gap despite the numerous studies dedicated to the subject over more than a century is rather attributed to the complexity of the interacting parameters coming to play into the shear behavior and corresponding failure modes. This partly explains the lack of a universal approach on this subject among modern design codes and standards. The various parameters on which depends the shear strength of RC beams include the concrete compressive strength (f'_c), the longitudinal steel ratio (ρ_w) and the transverse steel ratio (ρ_s), the effective depth of beams (d), the shear span-to-effective depth ratio (a/d), as well as the size of aggregates (a_g). The contribution to shear resistance attributed to the EB-FRP for shear strengthening RC beams, which has a different behavior than concrete and steel, is another parameter that adds to that complexity.

The present study focuses on the geometry of the beams and particularly their effective depth, which give rise to the so-called “size effect” phenomenon. For conventional RC beams, the size effect has been taken into consideration in concrete shear strength models by most modern design guidelines, on the basis of results of numerous experimental studies. This is not the case for EB-FRP shear strengthened RC beams where very few investigations have been conducted so far on the size effect. Moreover, the analytical models and design

equations in current guidelines, for the FRP contribution to the shear resistance, were developed based on experimental test data conducted on small specimens. Therefore, they do not take into consideration the influence of the beam size, and thus may not predict accurately the concrete shear strength of large-size beams shear-strengthened with EB-FRP composites. Thus, identifying the level of influence and developing an inclusive design model that takes into account the beam size to evaluate the contribution to the shear resistance of EB-FRP composites, is of paramount importance.

The size effect is present when there is a difference in shear stress at failure (shear strength) for geometrically similar beams of different sizes. The size effect generally results on a reduction of the shear strength as the effective depth “ d ” increases, thus associating the mechanical properties of the reinforced concrete to its geometrical properties. The size effect was associated for a long time with the brittle shear failure mechanism due to the initial defects of materials, known as the Weibull theory. The study by Kani (1967) was the first that included the beam size as a variable parameter and provided a direct evidence of a strong size effect in geometrically similar beams of different sizes (Bažant, 1997). This was later confirmed by several studies carried out on conventional RC beams with and without internal shear reinforcement.

Research studies on the size effect of RC structures shear-strengthened with EB-FRP are relatively limited and very few (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Bousselham et Chaallal, 2013; Deniaud et Cheng, 2001a; Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015; Qu, Lu et Ye, 2005). Moreover, the maximum size of beams considered in these studies was 680 mm compared to 3000 mm in the studies on the size effect of conventional RC beams. In addition, they did not take into consideration the main parameters influencing the size effect, as considered by the studies on conventional RC structures, such as the span-to-depth ratio a/d , the size of aggregates a_g , the ratio of longitudinal tensile reinforcement ρ_w , and the concrete compressive strength f'_c . The study by Bousselham et Chaallal (2013) was the only one that assessed the influence of the presence of internal steel-stirrups, ρ_s , on the size effect.

The present literature review will develop an extensive database of all experimental studies conducted in the literature on the size effect in shear of RC beams, either reinforced with steel (conventional) and FRP bars, or shear-strengthened with EB-FRP. The gathered database will be a valuable tool to identify, synthesize and evaluate the parameters of major influence on the size effect and to highlight the research needs on the size effect of RC beams strengthened in shear with EB-FRP, and to suggest targeted research focusing on the major parameters that influence the size of beams.

4.3 Size effect

The size effect occurs when the shear strength of geometrically similar beams of different sizes decreases as the beam size increases; this has been observed by the behavior of existing large scale beams that exhibited lower concrete shear stress compared to small scale specimens carried out in laboratories. The Code development Committees generally regarded the size effect as an inconvenience that theorists were trying to impose on them (Bažant, Zuber et Pijaudier-Cabot, 2004). There are two main types of size effect: 1) Statistical size effect (Weibull theory), which depends on the initial composition of the material such as, for example, the concrete and the position of aggregates which is random and never similar. The Weibull theory, which is associated with the initial defects of materials, is explained by Bažant et Planas (1998) as a chain when the weakest link determines the strength of the whole. In this case the statistical size effect derives from the fact that the longer the chain the greater the likelihood of weak links that imply a potential low resistance; and 2) Fracture mechanics size effect, based on the theory of energy release during the development of cracks. This theory represents the only significant theory applicable to concrete, which is adopted by all experimental studies.

Bažant et Planas (1998) proposed a law that takes into consideration the size effect on shear strength of structures, which has been validated by a very large number of experimental tests, as follows:

$$\sigma_{Nu} = \frac{B f_t'}{\sqrt{1+D/D_0}} \quad (4.1)$$

Where f_t' : the tensile strength of the material, B : a dimensionless constant (geometry-dependent parameter) and D_0 : a constant (size-dependent parameter) with the dimension of length. Both B and D_0 depend on the fracture properties of the material and on the geometry of the structure, but not on the structure size.

According to Syroka-Korol, Tejchman et Mróz (2014): “ The size effect phenomenon in quasi-brittle structures is related to a transition from a ductile behaviour of small specimens to a totally brittle response of large ones.”

In what follows, analysis of database parameters will be expressed:

- either by normalized shear strength, $v_n = \frac{V_T}{b_w d \sqrt{f_c'}}$, where V_T = experimental shear resistance in N; b_w = width of beam in mm; d = effective depth of beam in mm and f_c' = concrete compressive strength in MPa;
- or percentage of shear strength loss, $(1 - \frac{v_{nd}}{v_{np}} * 100)$, where v_{nd} = normalized shear stress of large scale beam with effective depth d and v_{np} = normalized shear stress of reference beam (small scale beam from the same series).

4.4 Review and Synthesis of previous work

For decades, researchers conducted studies on small specimens in laboratories to study the behavior of RC beams, for obvious reasons related to cost of materials, testing equipment and time of implementation. However, once it became apparent that the size effect may have a major impact on concrete shear strength of RC structures, the effective depth of beams d became a key parameter of study when investigating the shear behavior. Figure 4.1 presents

histograms of the percentage of test data as a function of d for all the research studies conducted on the size effect in shear of RC beams. The results revealed that 76% of available experimental data are based on specimens with d less than 700 mm. Moreover, just 6% of all studies corresponded to RC beams strengthened in shear with EB-FRP, in which 77% consisted of d less than 500 mm. This clearly highlights the distinct lack of research on the subject and the need for more size effect studies on larger sizes of RC beams shear-strengthened with EB-FRP composites.

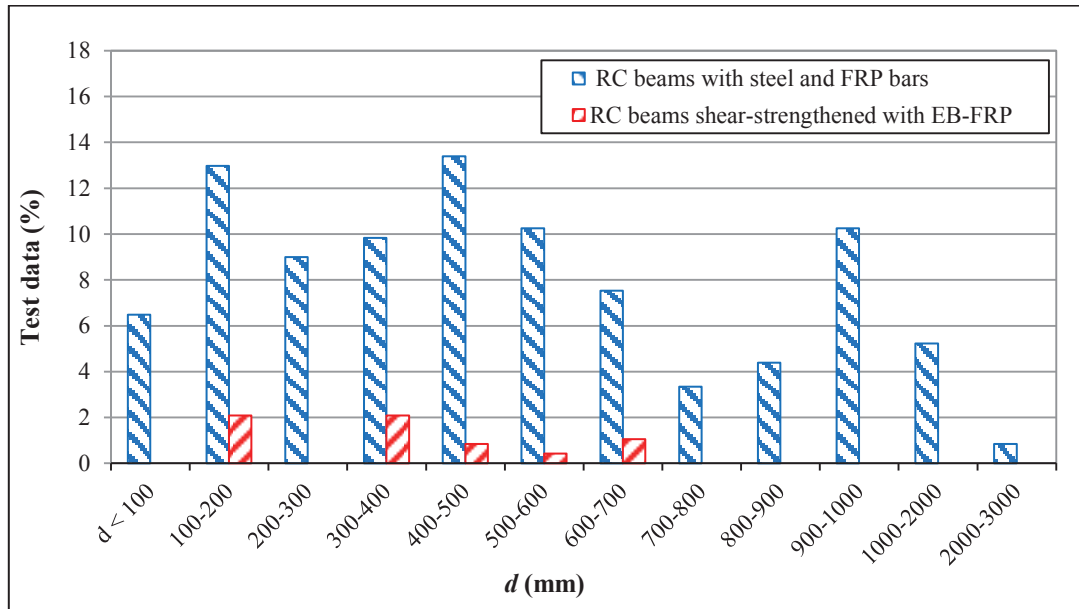


Figure 4.1 Distribution of test data on size effect as a function of d (in percentage)

The size effect in shear of conventional RC beams is relatively well documented. It has been assessed by many researchers since the 1960s. Five parameters have been identified in the literature to have major impact on the size effect in shear strength: 1) the nominal size of aggregates (a_g) that governs the mechanical action of the aggregate interlock; 2) the concrete compressive strength (f'_c); 3) the ratio of longitudinal tensile reinforcement (ρ_w) that governs the dowel action; 4) the ratio of transverse steel reinforcement (ρ_s) that influences the diagonal shear crack patterns (spacing and opening); and 5) the shear span-to-effective depth ratio (a/d) that defines the slenderness of the beam.

An extensive database of all available experimental studies on the size effect in shear of concrete beams with reinforcing steel and FRP bars, steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams, and RC beams shear-strengthened with EB-FRP was developed in the present study and is presented in Table 4.1. It includes all the properties and configuration of specimens (geometry and type of beams) and the study parameters of major impact (a/d , a_g , f'_c , ρ_w , ρ_s and ρ_{FRP}). Note that the number of specimens shown in the table represents the tests that were deemed valid, unambiguous and non-repetitive or irrelevant. Overall, 478 specimens from 48 studies were selected.

From Table 4.1, the following observations can be made: 1) very few studies evaluated the size effect on RC beams shear-strengthened with EB-FRP; 2) only one study considered the full wrap configuration for shear strengthening with EB-FRP; 3) the majority of specimens consisted of rectangular beams; 4) only one study considered pre-cracked RC beams; and 5) none of the parameters of major influence on size effect had been assessed by the studies on RC beams strengthened with EB-FRP, except for the transverse steel ratio (ρ_s) considered in just one study.

Details of all the 478 specimens of studies, as numbered in Table 4.1, are also provided as an annexes in Table A.1 (RC beams reinforced with steel and FRP bars) and Table A.2 (RC beams shear-strengthened with EB-FRP). It includes: 1) the geometry and type of beams (b , d , a/d); 2) properties and ratios of all materials (a_g , ρ_w , ρ_{FRP} , ρ_s and f'_c); and 3) the experimental results (total shear resistance, V_T and resistance due to EB-FRP, V_{FRP}). In-depth analysis of these tables made it possible to distinguish the studies according to the parameters of major influence on the size effect, as presented in the following sections.

Figure 4.2 presents the distribution of test specimens, in percentage, according to the different parameters of major impacts on the size effect. Every set of histograms for each parameter represents the entire 478 test specimens considered, corresponding to 100%. The most important findings are as follows: 1) For each parameter, the number of tests on RC beams shear-strengthened with EB-FRP is very few or even negligible; 2) Just 9% of all tests

consisted of T-section specimens despite the fact that most RC structures, including bridges, are built with T-section beams; 3) 78% of the tested RC beams (i.e., 374 specimens) were without any internal shear reinforcement.

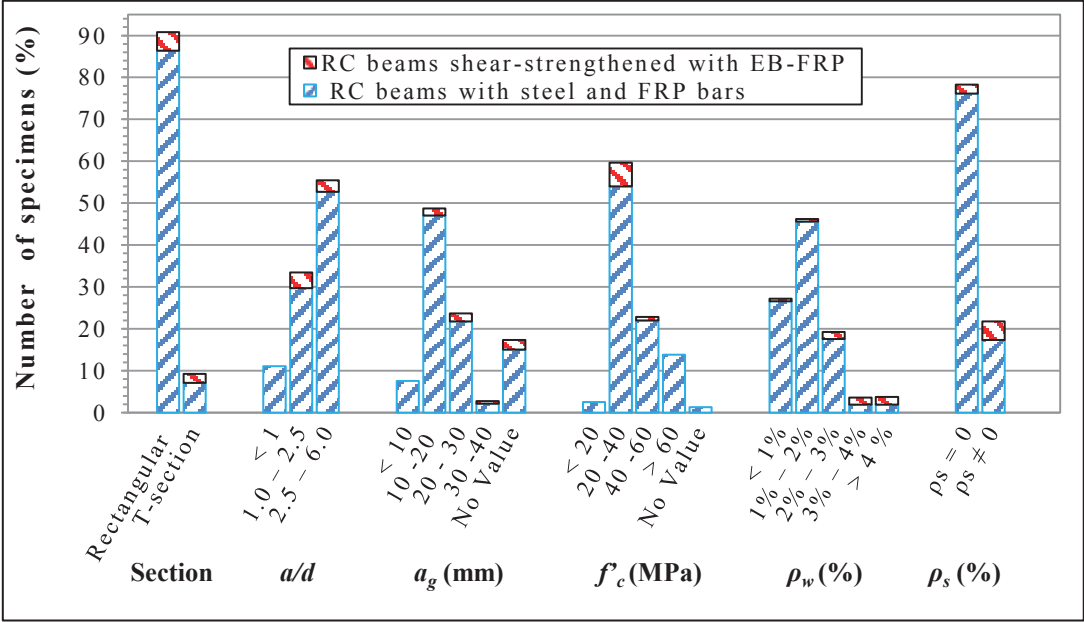


Figure 4.2 Distribution of test data on size effect for each study parameter (in percentage)

Tableau 4.1 Summary of experimental research on size effect of RC beams

				Properties and parameters																					
				Geometry						Type of beam			Study parameters					Shear strengthening with EB-FRP							
	Author	Year	No. of specimens	Rectangular section	T-Section	$d \leq 200$ mm	$200 < d \leq 450$	$450 < d \leq 700$	$700 < d \leq 1000$	$d > 1000$ mm	$a/d \leq 1$	$1 < a/d < 2.5$	$a/d \geq 2.5$	Pre-cracked beams	a/d	f'_c	ρ_w, ρ_{FRP}	ρ_s	a_g	U-wrap	Full wrap	Continuous	Strips	One layer	Multiple layers
Conventional RC beams	Leonhardt and Walther ¹	1962	8																						
	Kani, GNJ	1967	22																						
	Bhal ¹	1968	6																						
	Swamy and Shamsuddin	1971	26																						
	Taylor, HP	1972	8																						
	Walraven, Joost C ¹	1978	3																						
	Chana, PS	1981	4																						
	Iguro et al.	1985	7																						
	Niwa, Yamada ²	1987	3																						
	Bazant and Kazemi	1991	5																						
	Walraven and Lehwalter	1994	19																						
	Grimm, R ²	1997	6																						
	Gannoum	1998	24																						
	Podgorniak-Stanik ²	1998	6																						
	Collins and Kuchma	1999	25																						
	Tan and Lu	1999	12																						
	Kotsovos and Pavlovic	2001	16																						
	Fujita et al.	2002	9																						
	Yang et al.	2003	16																						
	Bentz and Buckley	2005	9																						
	Zhang and Tan	2007	12																						
	Yang, K H	2007	12																						
	Zakaria et al.	2009	4																						
	Sneed and Ramirez	2010	8																						
	Yu et al.	2011	6																						
	Kim et al.	2013	15																						

Tableau 4.1 Summary of experimental research on size effect of RC beams (suite)

				Properties and parameters																							
				Geometry						Type of beam				Study parameters					Shear strengthening with EB-FRP								
				Author	Year	No. of specimens	Rect. section	T-Section	$d \leq 200$ mm	$200 < d \leq 450$	$450 < d \leq 700$	$700 < d \leq 1000$	$d > 1000$ mm	$a/d \leq 1$	$1 < a/d < 2.5$	$a/d \geq 2.5$	Pre-crac. beams	a/d	f'_c	ρ_w, ρ_{FRP}	ρ_s	a_g	U-wrap	Full wrap	Continuous	Strips	One layer
SFRS	Yu et al.	2013	6																								
	Arun and Ramakrishnan	2014	9																								
	Syroka-K. and Tejchman	2014	6																								
	Birrcher et al.	2014	9																								
	El-Sayed and Shuraim	2016	12																								
FRP bars	Minelli et al.	2007	9																								
	Minelli et al.	2014	9																								
	Shoaib et al.	2014	12																								
	Massam ³	2001	6																								
	Matta et al.	2007	4																								
	Bentz et al.	2010	11																								
	Alam and Hussein	2012	6																								
	Matta et al.	2013	4																								
	Alam and Hussein	2013	12																								
	Ashour and Kara	2014	6																								
EB-FRP	Mahmoud and El-Salakawy	2016	12																								
	Deniaud and Cheng	2001	6																								
	Qu et al.	2005	6																								
	Leung et al.	2007	9																								
	Godat et al.	2010	6																								
	Bae et al.	2012	6																								
	Bousselham and Chaallal	2013	12																								
	Nguyen-Minh and Rovňák	2015	15																								

Note : The number of specimens shown in the table represents tests that are deemed valid, unambiguous and non-repetitive or irrelevant; Results are taken from the study by: ¹Zararis et Papadakis (2001), ²Reineck et Kuchma (2003), ³Matta et al. (2013); The study by Godat (Godat et al., 2010) is a numerical modelling of the specimens tested by Qu (Qu, Lu et Ye, 2005).

4.5 Parameters of major influence on size effect

Figure 4.3 shows the number of test specimens according to each parameter that was considered as a study parameter, in order to evaluate its influence on the size effect. Of those tests, 174 specimens (18 studies) varied the ratio of longitudinal reinforcement (ρ_w, ρ_{FRP}), 143 specimens (11 studies) examined the influence of the concrete compressive strength (f'_c), 103 tests (7 studies) evaluated the impact of shear span-to-effective depth ratio (a/d), 94 specimens (9 studies) varied the ratio of transverse steel (ρ_s), and finally 69 specimens (5 studies) considered the size of aggregates (a_g) as a study parameter. It should be noted that in all the studies on RC beams shear-strengthened with EB-FRP, only the addition of the FRP was assessed as a study parameter without taking into consideration all the other parameters of major impact. Except Bousselham et Chaallal (2013) who evaluated the influence of internal transverse steel (ρ_s) on the size effect, as shown in the figure. Refer to Table 4.1 for the corresponding authors of each study parameter.

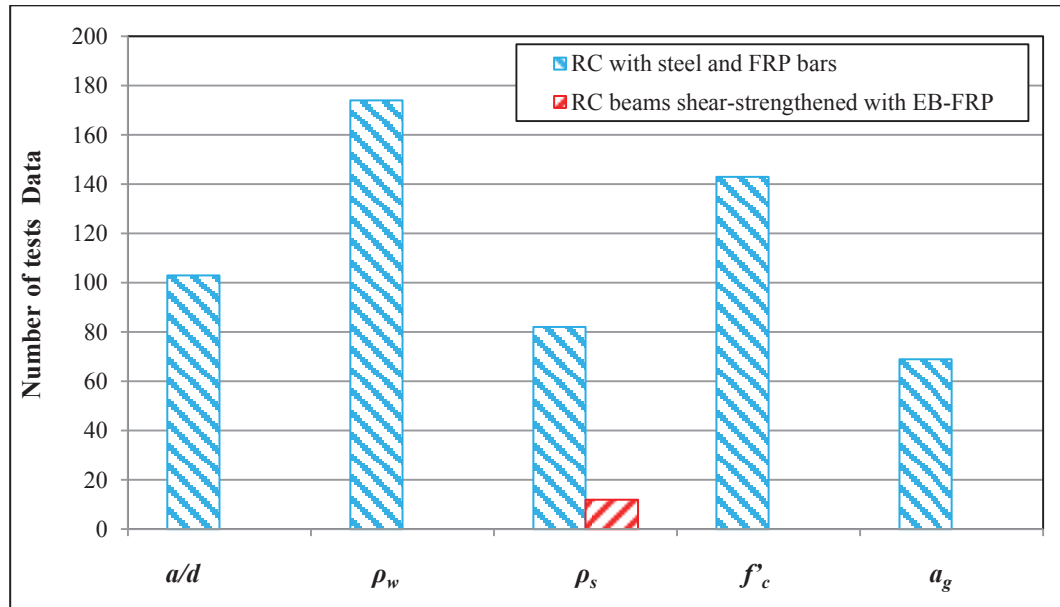


Figure 4.3 Distribution of specimens that assessed the influence of each parameter on size effect

4.5.1 Size of aggregates (a_g)

The database shows that the majority of studies on the size effect considered the same ratio of materials (ρ_w , ρ_s , ρ_{FRP}) for the same series of geometrically similar RC structures of different sizes, except for the size of aggregates (a_g), where the researchers kept the same a_g for the whole series of specimens. However, just five studies (69 specimens) considered “ a_g ” as a study parameter of major influence on the size effect of RC beams. In fact, only the studies conducted by Swamy et Shamsuddin (1971), Taylor (1972) and Chana (1981) have scaled the aggregates simultaneously with increasing the effective depth “ d ” by keeping the same ratio (a_g/d), as shown in Table 4.2. Iguro et al. (1985) have increased the size of aggregates from 10 mm to 25 mm for each increase in “ d ” (from 600 mm to 1000 mm and from 1000 mm to 2000 mm). However, Ghannoum (1998) considered two series of specimens with two different sizes of aggregates each ($a_g = 10$ and 20 mm), resulting in a gradual decrease in the ratio (a_g/d) with increasing “ d ” between 65 mm and 870 mm.

Tableau 4.2 Influence of aggregate size “ a_g ” on the size effect

	Swamy (1971)			Taylor (1972)				Chana (1981)				Iguro (1985)			
d (mm)	57	86	171	140	232	465	930	42	106	177	356	600	1000	1000	2000
a_g (mm)	6.35	9.5	19	2.4	9	19	38	2.4	5	10	20	10	10	25	25
a_g/d	0.11	0.11	0.11	0.02	0.04	0.04	0.04	0.06	0.05	0.06	0.06	0.017	0.010	0.025	0.012
Loss ¹	-	14.9	14.1	-	8.3	15.5	20	-	23.6	37.1	54.4	-	32	16	35

Note : ¹ Loss in shear strength (%)

The size of aggregates governs the mechanism of aggregate interlock and, hence, contributes significantly to the shear resistance of cracked RC beams. This has been evaluated by Fenwick et Paulay (1968) as the most important parameter influencing the load carrying capacity, which contributes to 70% of the total shear resistance. According to Taylor (1972), when the size of aggregates is properly scaled with the increase in beam’s size, the decrease in concrete shear strength due to size effect becomes negligible. Swamy et Shamsuddin (1971) revealed that the increase in concrete shear strength with increasing “ a_g ” is partially due to the enhancement in aggregate interlock. This was observed in the results by Iguro et

al. (1985), where the loss in shear strength of RC beams without shear reinforcement with increasing “ d ” was reduced by half (from 32% to 16% loss) when increasing a_g from 10 mm to 25 mm in the larger beam ($d = 1000$ mm) (see Table 4.2).

Moreover, despite the scaling of a_g , the results in the table showed an increase in shear strength loss with increasing the beam’s size, hence demonstrating the existence of a size effect. However, no (or negligible) size effect was observed in some specimens when doubling d with a_g (Iguro et al., 1985; Swamy et Shamsuddin, 1971). Therefore, it can be deduced that the size effect may be suppressed provided that a good correlation between the size of aggregates and the depth is established for a given beam.

It should be mentioned that this parameter of major influence on the size effect was not evaluated in any of the studies carried out on RC beams shear-strengthened with EB-FRP composites. However, other than the tension stress exerted by the externally bonded fibers to resist the shear force of specimens, the FRP wrapping can provide confinement to the cracked concrete, hence increasing the shear capacity (Chaallal, Shahawy et Hassan, 2002). A better confinement reduces the opening of shear cracks, enhances thereby the aggregate interlock mechanism and, consequently, mitigates the size effect of RC beams.

4.5.2 Longitudinal tensile reinforcement (ρ_w, ρ_{FRP})

The longitudinal reinforcement contributes to the total shear resistance by its tension force and the dowel action mechanism, which is generated right at the shear crack. The dowel action depends mainly on the diameter of longitudinal reinforcement, the concrete cover and the presence of transverse shear reinforcement (Campana, 2013).

Taylor (1972) revealed that the dowel action contribution to the total shear resistance of RC beams without transverse steel is between 15% and 25%. According to the author, the contribution to shear resistance due to dowel action is significantly associated with the layout of longitudinal reinforcement (one or more layers). In fact, the dowel action of a beam with

two layers of two reinforcing bars each was only 40% greater than that with one layer of two bars of the same diameter. Moreover, the longitudinal steel bars, ρ_w , distributed along the entire depth of the beam has also an impact on the behavior of RC beams by increasing their shear strength.

Collins et Kuchma (1999) examined two series of geometrically similar beams without internal transverse steel; the first series with equally spaced layers of crack control longitudinal steel reinforcement and the second without. The results showed a decrease in shear strength with increasing “ d ” for the second series of specimens, whereas almost the same resistance was obtained in those of the first series. For instance, a loss of 27% ($f'_c = 86$ MPa) and 14% ($f'_c = 50$ MPa) in resistance was obtained in the specimens compared respectively to 4% ($f'_c = 86$ MPa) gain and 5% ($f'_c = 50$ MPa) loss in those with distribution of reinforcing bars. This could be attributed to the fact that the distribution of longitudinal steel bars along the entire depth prevents the development of diagonal shear cracks, hence resulting in enhanced resistance with increasing “ d ”. Therefore, it can be concluded that the enhancement in shear behavior due to the distribution of bars over the beam depth may have a positive impact in mitigating the size effect.

Zakaria et al. (2009) stated that for larger beams, greater spacing, and hence wider, diagonal shear cracks occurs when increasing “ d ”, due to the reduced capacity of the longitudinal reinforcement to control the crack spacing; in fact, as the distance from mid-height of the beam to the reinforcing bars increases, the crack spacing becomes larger. Moreover, the ratio of longitudinal reinforcement (ρ_w) has an inversely proportional relationship with the spacing/opening of cracks; an increase in the amount of reinforcing bars enhances the shear mechanism by decreasing the crack spacing, which results in smaller openings. This indicates that the size effect can be mitigated by the smaller cracks in increasing the amount of longitudinal reinforcement.

Figure 4.4 illustrates the normalized shear strength as a function the amount of longitudinal steel reinforcement (ρ_w). It includes all the studies that investigated the influence of ρ_w on the

size effect of RC beams (Table 4.1). The results revealed an increase in shear strength as ρ_w increases.

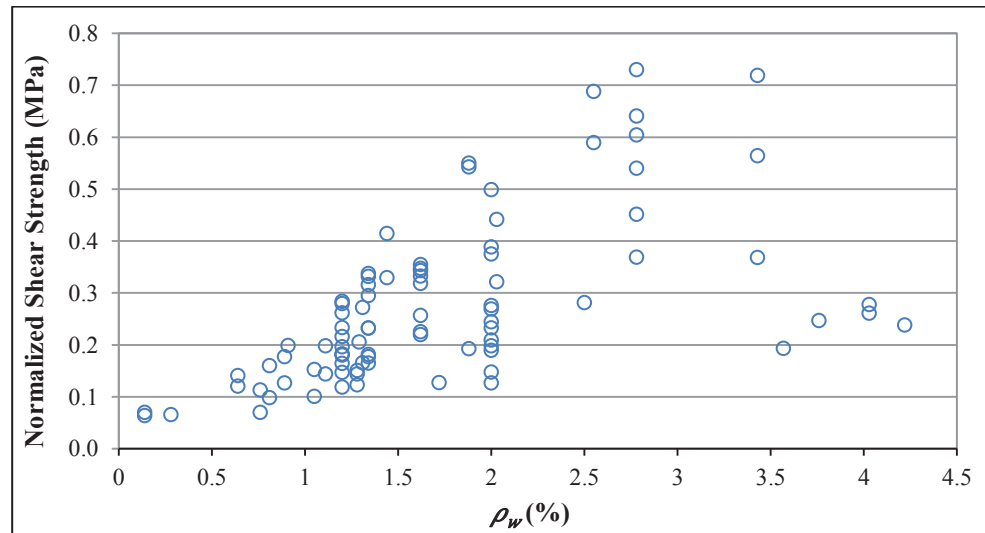


Figure 4.4 Variation in shear strength of RC beams with increasing longitudinal steel ratio ρ_w

All the studies on concrete structures with reinforcing FRP bars showed the existence of a size effect, which seems to be similar to that of RC beams with steel bars. Figure 4.5 presents the variation of the shear strength with increasing the beam's size, for the specimens that evaluated the influence of the ratio of longitudinal FRP bars (ρ_{FRP}) on the size effect. The figure showed a decrease in strength as “ d ” increased, whereas for the same series of specimens, an increase in shear strength occurred when increasing ρ_{FRP} . This clearly demonstrates the existence of a size effect, which can be significantly mitigated with the increase in ρ_{FRP} , as in the case of studies by (Bentz, Massam et Collins, 2010; Matta et al., 2013). According to Alam et Hussein (2012), the size effect is even more pronounced in beams with reinforcing internal FRP bars than in beams with steel bars.

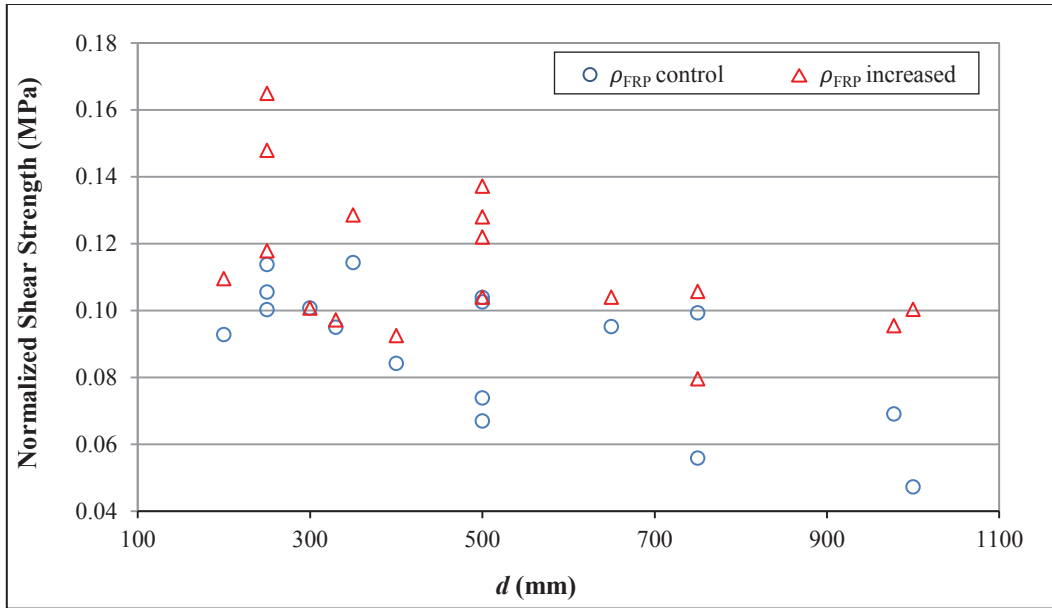


Figure 4.5 Influence of ρ_{FRP} ratio on the size effect of beams with reinforcing FRP bars

4.5.3 Concrete compressive strength (f'_c)

The concrete stress-strain response shows that the increase in the concrete compressive strength, f'_c , from normal-density to high-density (between 20 and 100 MPa) decreases its ductility, which results in a more brittle failure. A high resistance concrete drives the shear cracks to pass through the aggregates instead of bypassing them, because the resistance of cement paste exceeds that of aggregates, generating a smoother surface plane of cracks. According to El-Sayed et Shuraim (2016), smoother surface cracks decrease the aggregate interlock. However, as explained earlier in section-*Size of aggregates*, an increase in the size of aggregates leads to rougher crack surface, which results in an aggregate interlock enhancement that tends to mitigate the size effect. Therefore, it can be concluded that increasing the concrete compressive strength has a negative impact since it amplifies the size effect of RC beams.

Figure 4.6 presents the influence of the concrete compressive strength, f'_c , on the normalized shear strength with increasing the effective depth “ d ”. The figure included the studies that

investigated “ f'_c ” as a study parameter where all the specimens were slender type RC beams without internal shear reinforcement (Table 4.1). The results revealed that the resistance of RC beams is inversely proportional to f'_c and d . In fact, a decrease in shear strength occurred with the increase in f'_c and/or the increase in beam’s size. Moreover, a 14% loss in shear strength was obtained when doubling “ d ” (from 460 mm to 920 mm) for $f'_c = 50$ MPa compared to 27% loss in the same specimens for $f'_c = 90$ MPa. This demonstrates that the size effect was influenced by “ f'_c ”, and is more pronounced at high resistance concrete beams. The same was also demonstrated by Fujita et al. (2002) who stated that the size effect became more significant with a greater effective depth and a greater concrete compressive strength.

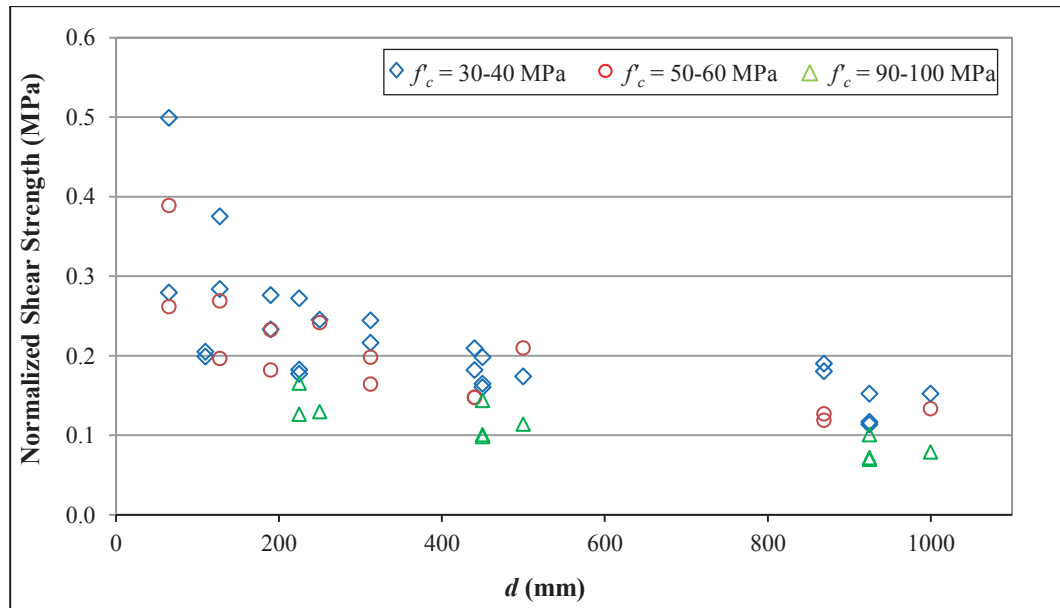


Figure 4.6 Influence of f'_c on the size effect of RC beams

There are no studies that assessed the influence of f'_c on the size effect of RC beams strengthened in shear with EB-FRP. Although some design codes and standards have recommended an upper limits for f'_c when designing RC structures retrofitted with EB-FRP (e.g., CSA-S806-12 (2012) where $f'_c \leq 80$ MPa), these limitations seem to be insufficient to suppress the size effect since it was demonstrated that it exists even for values of f'_c much smaller than 80 MPa. Therefore, the procedures for shear design calculations of RC beams

shear-strengthened with EB-FRP should take into consideration the influence of f'_c on the size effect, which is not yet captured in current guidelines and codes.

4.5.4 Shear span-to-effective depth ratio (a/d)

Figure 4.7(a) illustrates the influence of shear span-to-effective depth ratio (a/d) on the shear strength of RC beams for the studies that varied (a/d) as a study parameter to assess the size effect (Table 4.1). The results revealed the existence of a size effect in shear for all tested specimens, where both the slender and deep beams exhibited a decrease in shear strength while increasing the effective depth “ d ”. In addition, the shear strength of RC beams has been inversely proportional to ratio (a/d); in fact, for the same beam’s size “ d ”, the specimens exhibited lower levels of resistance with greater values of (a/d), particularly for slender beams. Also, it was noted that the size effect was more pronounced in deep beams compared to slender ones; where higher loss rate in the shear strength was observed with increasing “ d ”, in particular for beams with a size $d < 700$ mm.

Figure 7(b) presents the variation in shear strength of RC beams without internal transverse steel according to several values of ratio (a/d) by Kani (1967). The results showed a more pronounced size effect with the decrease in (a/d), especially for deep beams, where a significant loss in shear strength occurred with increasing “ d ”. This holds true for an effective depth “ d ” less than 550 mm, whereas no size effect was observed for deep beams beyond this value. This was later confirmed by Tan et Lu (1999) who revealed that the critical depth of deep beams, beyond which the size effect becomes insignificant and seems relatively independent of the ratio (a/d), is between 500 and 1000 mm. However, for slender beams with higher values of (a/d), the curves show a quasi-linear response of size effect, where a decrease in shear strength occurred with increasing “ d ”, regardless of the beam’s size. Moreover, in all tested specimens, lower levels of resistance were obtained in slender beams compared to deep beams, as the ratio (a/d) increased.

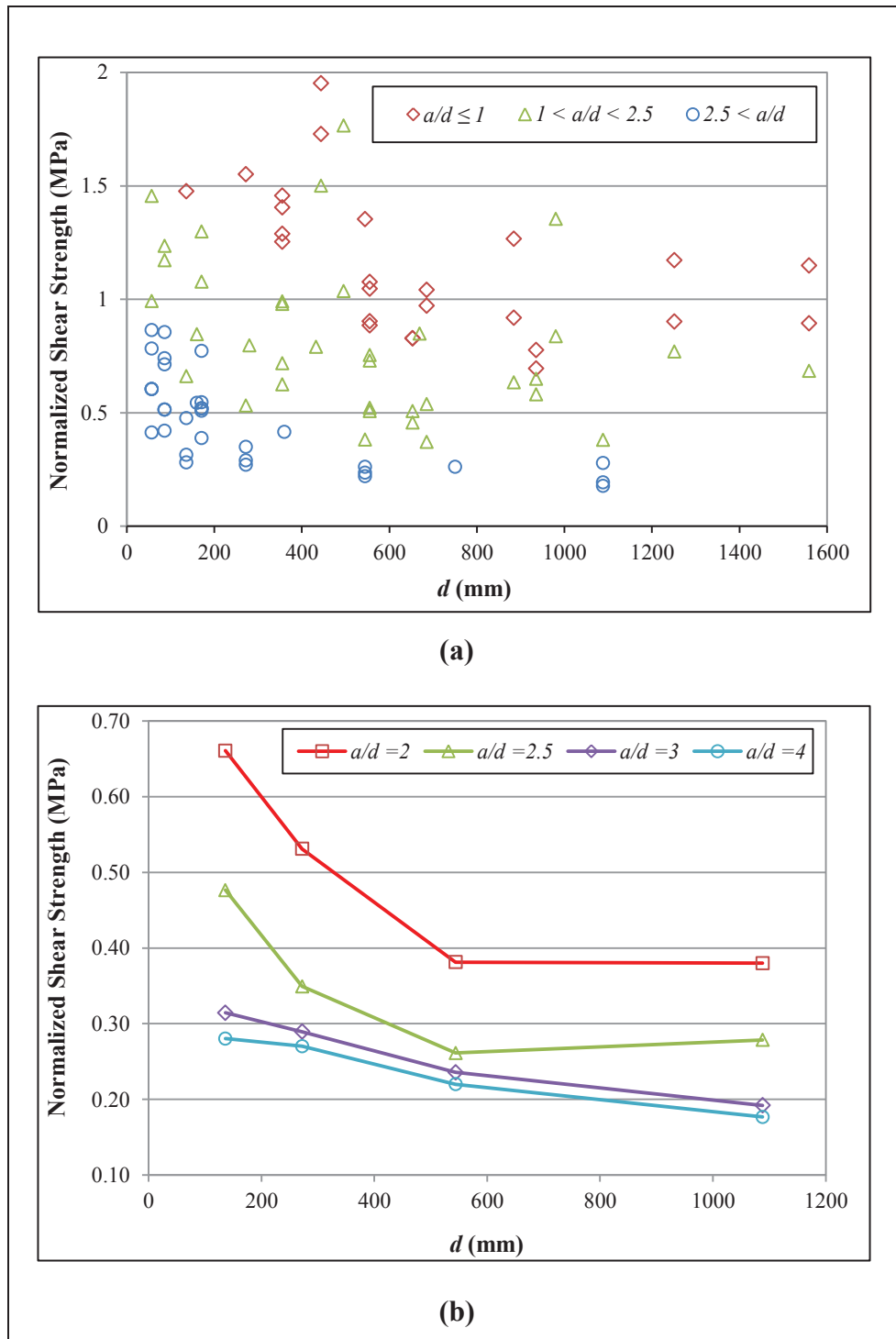


Figure 4.7 Influence of shear span-to-effective depth ratio (a/d) on the size effect

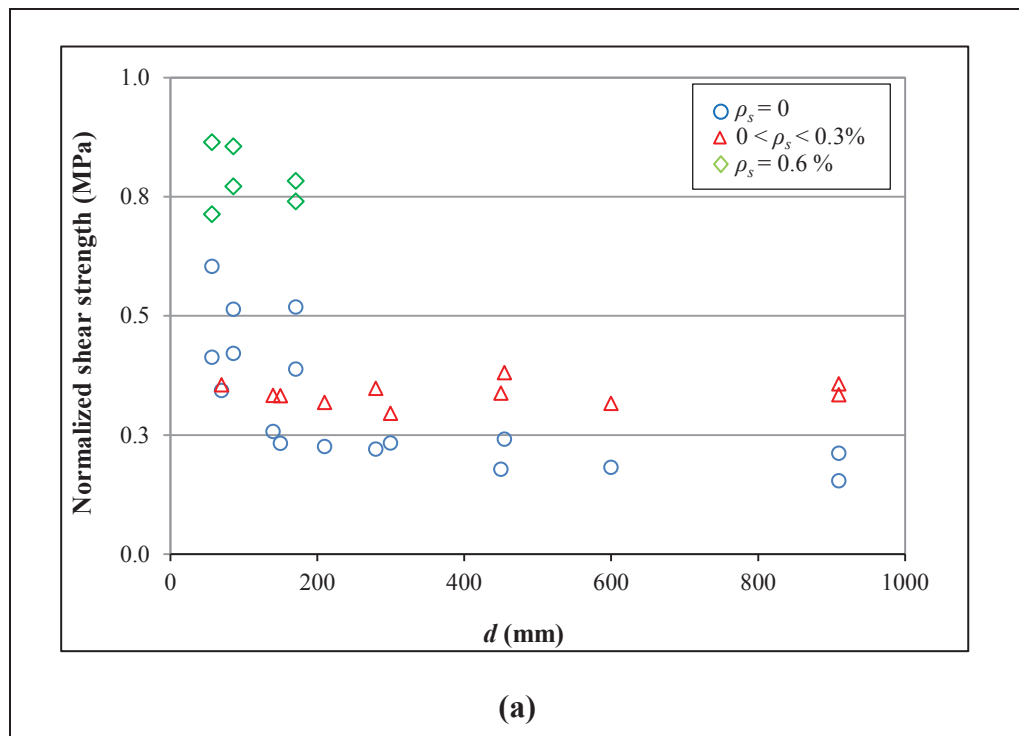
4.5.5 Transverse steel reinforcement (ρ_s)

Experimental tests showed that the presence of internal shear reinforcement significantly increases the shear strength of RC beams, and hence mitigates the size effect. The fact that the resistance of steel stirrups is greater than that of concrete tends to overshadow the size effect on total shear resistance (Bousselham et Chaallal, 2013). This is attributed to the fact that the transverse steel enhances the aggregate interlock by preventing the diagonal shear cracks to widen, and thus reduces the size effect. For instance, the loss in shear strength with increasing the beam's size decreased from 36% to 2% in the tests performed by Kotsovos et Pavlovic (2001) on RC beams without and with internal transverse steel ($\rho_s = 0.25\%$), respectively. Yu et Bazant (2011) revealed that although the transverse steel mitigates the size effect, it cannot be completely suppressed regardless of the amount of steel-stirrups.

Figure 4.8 presents the variation in shear strength of slender (Figure 4.8(a)) and deep (Figure 4.8(b)) RC beams with increasing the effective depth “ d ”, as a function of the presence and increase in transverse steel ratio (ρ_s). It includes the studies that considered (ρ_s) as a study parameter to assess the size effect (Table 4.1). The results revealed the existence of a size effect in all series of tested specimens without internal shear reinforcement ($\rho_s = 0$), where both the slender and deep beams exhibited a significant loss in shear strength while increasing the beam's size. However, the addition of steel-stirrups reduced the size effect where lower loss rate in the shear strength occurred with increasing “ d ”. In fact, for the same series of specimens, a considerable increase in shear resistance occurred with the presence of ρ_s , especially in slender beams of larger sizes.

Analysis of the literature data revealed that the use of steel fibers in RC (SFRC) structures better control and stabilize the shear crack propagation. This may be attributed to the homogeneous distribution of steel fibers into the entire concrete section, hence influencing the size effect. In fact, studies on the size effect of SFRC beams (Minelli, Plizzari et Vecchio, 2007; Minelli et al., 2014; Shoaib, Lubell et Bindiganavile, 2014) have shown that steel fibers could mitigate the size effect if provided in sufficient quantities. Also, the authors

demonstrated that SFRC beams have a similar shear behavior as that of RC beams with the minimum amount of internal transverse steel. Shoaib, Lubell et Bindiganavile (2014) demonstrated that the replacement of the minimum shear reinforcement amount with steel fibers in RC beams where $h \leq 600$ mm and $f'_c \leq 40$ MPa, as required by the ACI-318-14 (2014) code, can also be applicable for larger beams (up to 1000 mm depth) and higher concrete compressive strength (up to 80 MPa).



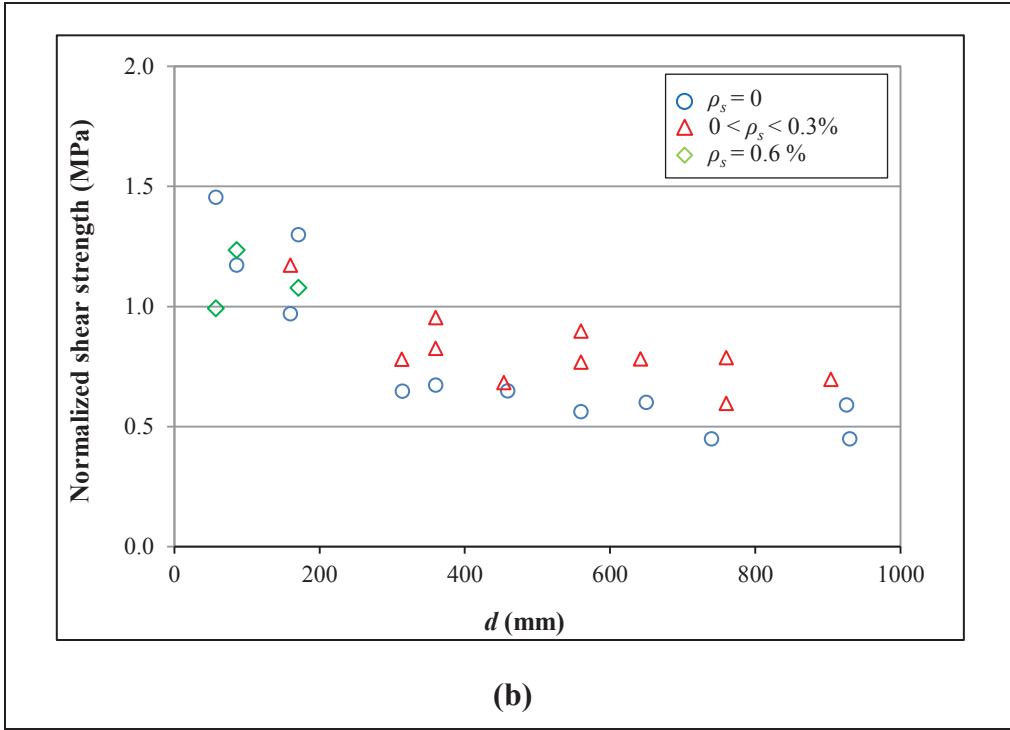


Figure 4.8 Influence of transverse steel ratio ρ_s on the size effect:
a) Slender beams; b) Deep beams

The histograms in Figure 4.9 illustrate the variation of shear strength with increasing “ d ” according to the presence and increase of steel fibers ratio (ρ_{SFRC}) in RC beams for the study by Minelli et al. (2014). A significant increase in shear resistance was obtained with the addition of steel fibers. In addition, the results showed the existence of a size effect in SFRC beams for a depth “ d ” less than 940 mm, beyond which the size effect becomes insignificant. Moreover, it is observed that the increase in the amount of steel fibers has reduced the size effect; for instance, an increase in ratio ρ_{SFRC} from 0.64% to 1% reduced the loss in shear strength respectively from 42% to 23%, while increasing “ d ” from 440 to 940 mm.

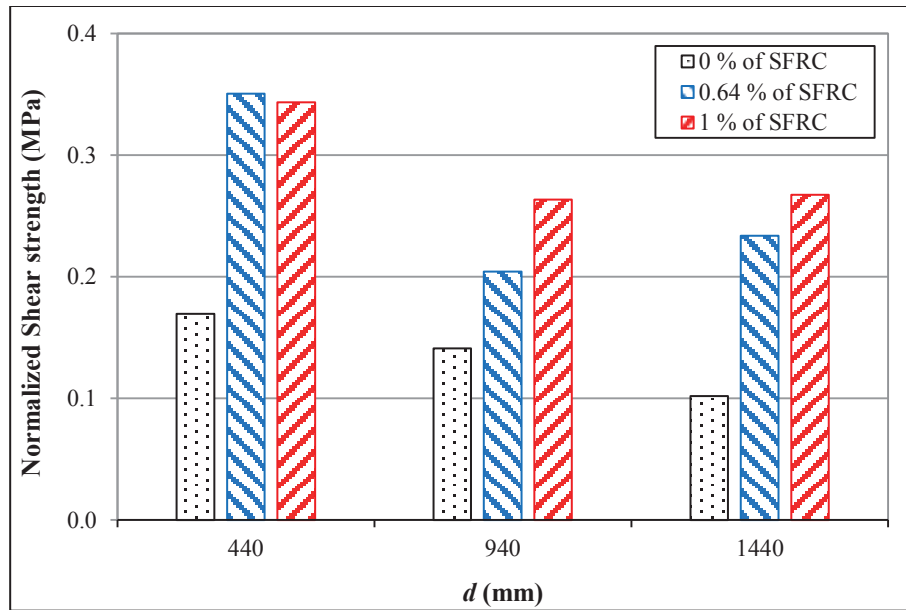


Figure 4.9 Influence of steel fibers on the size effect of RC beams

The shear behavior of RC beams strengthened in shear with EB-FRP with internal shear steel reinforcement is quite different than those without, which is due to the interaction between internal transverse steel and EB-FRP. This interaction tends to decrease the gain contribution to shear resistance due to FRP with the presence and increase in transverse steel ratio (ρ_s). However, despite the major influence of ratio ρ_s on the size effect of RC beams, only the study by Bousselham et Chaallal (2013) on shear strengthening with EB-FRP considered ρ_s as a study parameter, in order to assess its influence on the size effect of retrofitted RC beams. The authors found that strengthened specimens without internal steel stirrups ($\rho_s = 0$) exhibited a 37% loss in shear strength by doubling the beam's depth from 175 mm to 350 mm, whereas the loss was reduced to 14% after the addition of steel stirrups ($\rho_s = 0.37\%$). This confirms the findings of other researchers, as already observed on conventional RC beams, that the presence or increase in internal transverse steel ratio tends to reduce the size effect, but cannot eliminate it completely.

4.6 Size effect of RC beams shear-strengthened with EB-FRP

Investigations on size effect on RC beams strengthened in shear with EB-FRP are significantly fewer than those of conventional RC beams. Figure 4.10(a) illustrates the shear force at failure due to FRP, V_{FRP} , with increasing the beam's size for the studies conducted on specimens shear-strengthened with EB-FRP (Table 4.1). The results show that the contribution in the shear resistance due to FRP increased with “ d ” for the same series of tested specimens. This can be attributed to the fact that the increase in beam's height increases the effective bond and anchorage length of FRP composites, hence increasing their contribution to shear resistance. However, as shown in Figure 4.10(b), a decrease in the normalized shear strength was obtained with the increase in “ d ” for the same series of specimens, except for the study by Qu, Lu et Ye (2005), confirming the existence of a size effect in shear for RC beams strengthened in shear with EB-FRP.

Deniaud et Cheng (2001a) carried out tests on two different sizes (400 and 600 mm depths) of T cross-section beams with internal transverse steel ($\rho_s = 0.1\%$). The specimens were shear-strengthened in shear with EB-GFRP sheets using U-wrap configuration in a single layer ($\rho_{FRP} = 2.6\%$). The authors revealed that the size of specimen significantly influences the FRP shear behavior of RC beams. In fact, the results showed a 27% loss in shear strength in the GFRP strengthened specimens with increasing the beam's size, whereas a 40% loss was obtained in the non-strengthened RC specimens. This indicates that the use of FRP for shear strengthening had a positive impact on the shear behavior of large scale RC beams by reducing the size effect.

Qu, Lu et Ye (2005) carried out tests on three different sizes of rectangular beams (200, 400 and 600 mm depths). The specimens were shear-strengthened with EB-CFRP sheets using U-wrap configurations in one, two and three layers according to the increase in beam's size, while keeping the same ratio of FRP ($\rho_{FRP} = 0.13\%$). All tested specimens were without internal shear reinforcement. The results showed a negligible size effect due to the FRP strengthening system when comparing the smallest beam with the largest one. Indeed, an

11% gain in shear strength was obtained in the CFRP strengthened specimens compared to 14% gain in the non-strengthened ones.

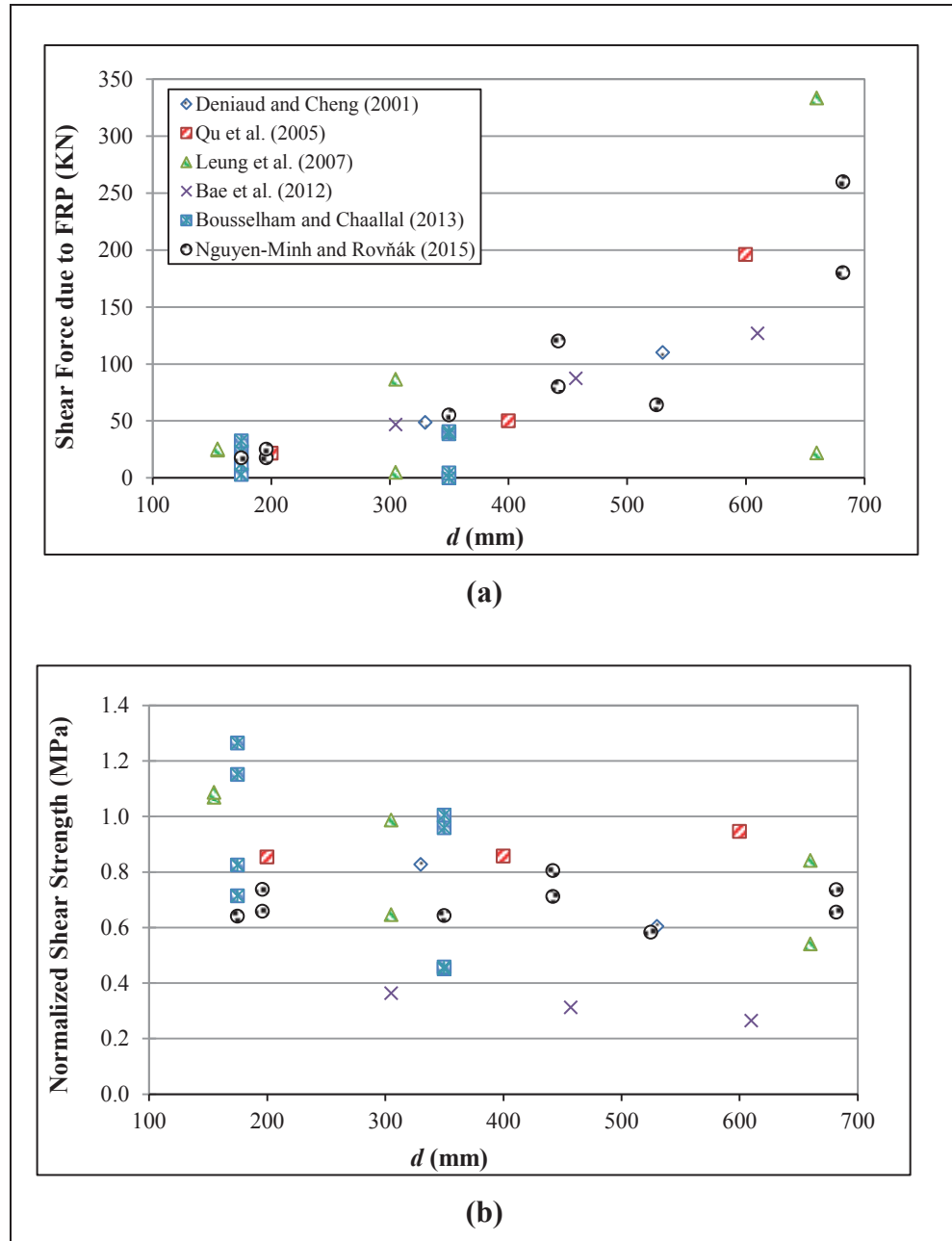


Figure 4.10 Size influence of RC beams shear-strengthened with EB-FRP: a) Shear force; b) Normalized shear strength

The authors found that the contribution to shear resistance due to FRP is divided into a direct contribution (V_{FRPd}) and an indirect contribution (V_{FRPi}). V_{FRPd} represents the summation of shear forces in FRP strips calculated based on the recorded strains, whereas V_{FRPi} represents the enhancement in FRP contribution to the shear resistance, due to the decrease in inclination of shear crack angles and the enhancement in aggregate interlock mechanism. The authors found that the direct contribution has little or no impact on the size effect, which is mainly attributed to the indirect shear contribution of FRP.

Leung et al. (2007) carried out tests on three different sizes of rectangular beams (180, 360 and 720 mm depths) with internal steel-stirrups ($\rho_s = 0.28\%$). The specimens were shear-strengthened with EB-CFRP sheets using U-wrap and full-wrap configurations; one, two and four layers of EB-CFRP were considered while doubling the beam's size, in order to keep the same FRP ratio ($\rho_{FRP} = 0.1\%$). The results revealed a 23% loss in shear strength for conventional RC specimens (non-strengthened) with increasing the beam's size from 180 to 720 mm. For comparison, a loss of 50% was obtained for the same series of specimens after strengthening in shear with U-wrap EB CFRP sheets, versus 23 % loss for the full-wrap strengthened specimens. This indicates the existence of a significant additional size effect due to the EB-FRP shear strengthening system using U-wrap configuration without anchorage, whereas no size effect was observed in the full-wrap system.

Bae, Tann et Belarbi (2012) carried out tests on three different sizes of rectangular beams (370, 550 and 700 mm depths) without internal shear reinforcement. The specimens were shear-strengthened with EB-CFRP U-wrap sheets in one layer ($\rho_{FRP} = 0.05\%$). The results revealed the existence of an additional size effect of RC beams due to FRP shear strengthening system. In fact, a 27% loss in shear strength was obtained in CFRP strengthened specimens while increasing the beam's size from 370 to 700 mm, compared to an 18% loss in the non-strengthened specimens.

Bousselham et Chaallal (2013) carried out tests on two different sizes of T-section beams (220 and 406 mm depths) with two ratios of internal transverse steel ($\rho_s = 0$ and 0.375%). For

both sizes, the specimens were shear-strengthened with EB CFRP using U-wrap sheets in one and two layers ($\rho_{FRP} = 0.14$ and 0.28%), in order to evaluate the influence of FRP rigidity on the size effect. Figure 4.11 illustrates in histograms, for each series of tested RC T-beams, the loss in shear strength with increasing beam's size due to the addition of FRP and increase in FRP ratio. As shown, for specimens without internal shear reinforcement, the loss in strength increased from 30% in conventional (non-strengthened) specimens to 37% in specimens strengthened with one layer of CFRP to reach 45% in those with two layers while doubling the CFRP rigidity. In addition, for the same series of specimens, the loss in shear strength dropped to more than half with the addition of internal steel-stirrups (12% in non-strengthened specimens, 17% and 21% in strengthened specimens respectively with one and two layers), thus keeping the same rate of resistance loss. This indicates that an additional size effect exists due to the EB-CFRP shear strengthening system, which becomes more evident with the increase in CFRP rigidity.

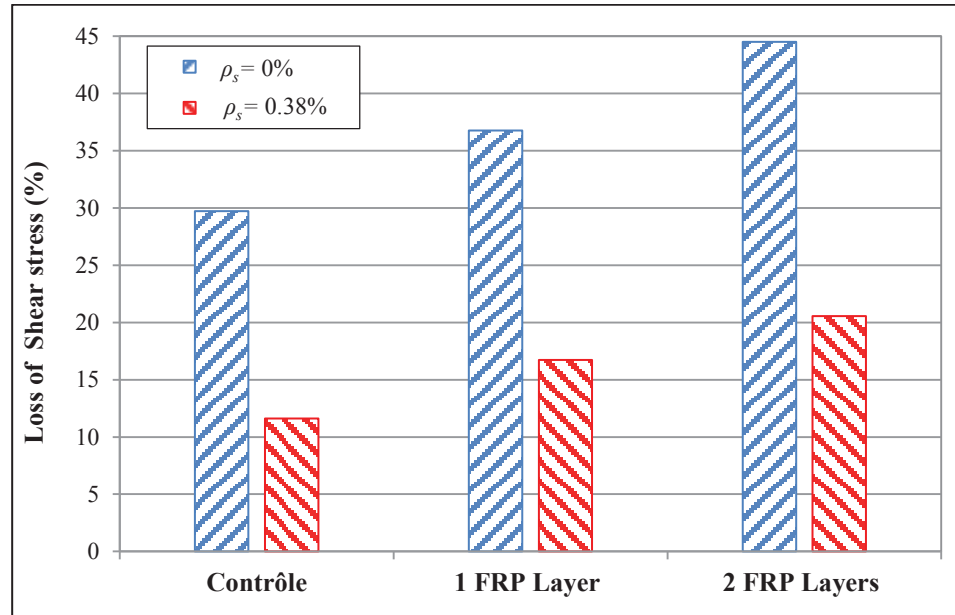


Figure 4.11 Loss in shear strength with increasing beam size due to FRP

Nguyen-Minh et Rovňák (2015) conducted two series of tests on RC rectangular beams with internal transverse steel ($\rho_s = 0.17\%$). The first series consisted of three sizes of

specimens (200, 400 and 600 mm depths) strengthened in shear with EB-GFRP, whereas the second series consisted of pre-cracked specimens of three different sizes (250, 500 and 750 mm depths) shear-strengthened with EB-GFRP and EB-CFRP systems. In order to keep the same ratio of FRP ($\rho_{FRP} = 2.6\%$ for glass fibers and 2% for carbon fibers), all specimens were strengthened using U-wrap sheets in one, two and three layers of FRP with respect to the beam's size. The results showed a size effect due to EB-GFRP strengthening system in specimens of the first series; in fact, these specimens exhibited a 9% loss in shear strength by increasing the beam's size from 200 to 600 mm, compared to 14% gain in similar non-strengthened RC beams. However, no size effect was obtained in all pre-cracked specimens, neither in conventional (non-strengthened) RC beams nor in shear-strengthened one with GFRP or CFRP.

4.7 Results synthesis and recommendations

The size effect in shear of conventional RC structures is well documented and several studies have evaluated the related major parameters, such as size of aggregates, ratio of longitudinal and transverse steel, concrete compressive strength and span to effective depth ratio. This contrasts with RC beams strengthened in shear with EB-FRP where very few studies have been conducted on the subject. Moreover, these few studies did not consider the influence of the above mentioned parameters on the strengthened beams, but instead they investigated solely the effect of the addition of FRP composites, except for ρ_s assessed by Bousselham et Chaallal (2013). The overall results showed an additional size effect associated with the EB-FRP composites; an increase in shear strength loss occurred in strengthened specimens with increasing “ d ” compared to non-strengthened ones, even if higher levels of shear forces were obtained, except for the study by Deniaud et Cheng (2001a), where the specimens showed a reduction in the size effect.

An interesting point about the influence of concrete compressive strength (f'_c) on the size effect of RC beams should be highlighted. By analysing the database, we noticed that the highest f'_c used in the specimens shear-strengthened with EB-FRP was less than 50 MPa

compared to 100 MPa reached in the studies on size effect of conventional concrete beams. Also, among all the studies on shear strengthening with EB-FRP, none has examined the influence of f'_c on the size effect. However, as already observed, the size effect is much more pronounced at high resistance concrete beams (non-strengthened), and at the same time the increase in f'_c plays a major role in shear resistance gain due to FRP, V_{FRP} , especially when the failure mode is by FRP debonding. Li et al. (2015) conducted a series of direct shear bond tests to evaluate the effect of concrete strength on bond behavior of FRP/concrete interface; the results showed an additional gain of 76% in load-carrying capacity when f'_c increased from 27 to 61 MPa, where the specimens failed by CFRP debonding from concrete. This is attributed to the fact that the increase in f'_c provides an increase in concrete tensile stress, hence enhancing the bond at the interface FRP/concrete. In addition, increase in “ d ” results in shear force gain due to FRP by increasing the bonding area, which may thus have a positive impact on the size effect with higher f'_c . In order to understand further this behavior and due to lack of research studies on the subject, more investigations are needed on the size effect of RC beams shear-strengthened with EB-FRP with f'_c as the main study parameter.

Analysis of collected data revealed that the parameters of major influence on shear resistance, which may mitigate or amplify the size effect, converge towards the direct impact of diagonal shear cracks. It has been demonstrated in several studies, for geometrically similar RC beams, that the cracks remain similar with openings proportional to the beam’s depth, hence linking the size effect and the cracking mechanism. This indicates that the control of shear cracks may diminish or even eliminate the size effect. As already seen in the study by Collins et Kuchma (1999), the distribution of crack control longitudinal reinforcement along the entire beam’s depth tends to suppress the size effect. Therefore, a good solution to reproduce this distribution could be the use of bidirectional FRP fibers for strengthening in shear. In fact, the fibers in the longitudinal direction of the axis will provide a significant enhancement in shear performance, which is similar and even better than that of the distribution of internal reinforcing bars because the fibers will intercept and control all the cracks along the entire depth of the section.

For RC beams shear-strengthened with EB-FRP, the authors considered different approaches to keep the same FRP ratio (ρ_{FRP}) with increasing “ d ”, which may compromise the integrity of interpretation on size effect due to FRP. In fact, in the study by Bae, Tann et Belarbi (2012), the increase in the amount of FRP was scaled with the width of FRP strips in one layer, while (Bousselham et Chaallal, 2013; Deniaud et Cheng, 2001a) varied the FRP density while keeping the same number of layers for the same series of specimens. In addition, (Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015; Qu, Lu et Ye, 2005) increased the amount of FRP by increasing the number of layers. However, there are still outstanding issues that need to be investigated, such as: (i) the maximum number of CFRP plies that can be installed without exhibiting slippage or debonding, particularly on vertical surfaces where strengthening in shear is required; (ii) the effectiveness of shear strengthening with multilayer CFRP fabrics compared to one single layer (monolayer) of equivalent density, taking into account the premature debonding failure and the effect of CFRP thickness.

4.8 Conclusions

This paper focuses on the assessment of different parameters of major influence on the size effect in shear of RC beams, either reinforced with steel and FRP bars or shear-strengthened with EB-FRP. An extensive database from literature was developed on the subject with more than 470 test specimens from 48 experimental studies. The following conclusions can be drawn from the analysis and synthesis of the gathered data:

- 76% of available experimental data on size effect are based on specimens with d less than 700 mm. Moreover, just 6% of all studies corresponded to RC beams strengthened in shear with EB-FRP, in which 77% consisted of d less than 500 mm.
- The size effect in shear of RC beams is influenced by five major parameters: size of aggregates (a_g), concrete compressive strength (f'_c), longitudinal and transverse reinforcement (ρ_w , ρ_{FRP} and ρ_s), as well as shear span-to-effective depth ratio (a/d). The size effect may be suppressed with increasing a_g provided that a good correlation with d is established. It can also be mitigated with the presence of steel stirrups ρ_s and with the

distribution of ρ_w along the entire beam's depth. However, it is observed that the size effect is much more pronounced at high resistance concrete beams, as well as in deep beams compared to slender ones.

- The few studies conducted on RC beams shear-strengthened with EB-FRP investigated the behavior of specimens focusing solely on the effect of adding the FRP composites. The results revealed the existence of an additional size effect associated with FRP shear strengthening system using U-wrap configuration, whereas no size effect was observed in full-wrap system.
- None of the parameters of major influence on size effect were assessed by studies on shear strengthening with EB-FRP, except for the transverse steel (ρ_s) considered in only one study, in which the size effect was mitigated as noticed in conventional RC beams. Further research studies are needed to evaluate the influence of all other parameters on the size effect.
- Analysis of data on size effect showed that all parameters of major influence on shear resistance of RC beams converge towards the direct impact of crack openings. This indicates that the control of shear cracks may mitigate and even suppress the size effect.

Acknowledgments

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Fonds de recherche du Québec – Nature et technologie (FRQNT) through operating grants is gratefully acknowledged.

CHAPITRE 5

SIZE EFFECT IN RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EXTERNALLY-BONDED CFRP SHEETS: EXPERIMENTAL STUDY

Zine El Abidine Benzeguir¹, Georges El-Saikaly², Omar Chaallal³

^{1,2,3} Department of construction engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, Quebec, Canada H3C 1K3

Article Published in *Journal of composites for construction*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Volume 23, Issue 6, December 2019.

5.1 Abstract

Numerous investigations have addressed the size effect on the shear behavior of conventional reinforced concrete (RC) beams. In contrast, very few studies have been dedicated to the size effect of RC beams strengthened in shear with externally bonded (EB) fiber reinforced polymer (FRP) sheets. This paper presents the results of an experimental investigation conducted on 18 RC T-beam specimens of three different sizes to study the size effect on concrete shear strength at failure of RC beams strengthened in shear with EB carbon FRP (CFRP) sheets. The specimens were divided into two groups, with and without internal transverse steel, and six series, each consisting of small, medium, and large beams as follows: two series of control (unstrengthened) specimens, two series of specimens strengthened in shear with one-ply EB-CFRP sheets in a U-wrap configuration, and two series of specimens strengthened in shear with two plies of EB-CFRP sheets in a U-wrap configuration. The results clearly revealed the presence of a size effect on both the concrete and CFRP sheet contribution to shear resistance. For strengthened specimens without internal transverse steel, the size effect was found to be magnified as the CFRP sheet stiffness increased. This was not the case for beams strengthened with transverse steel, where the size effect behavior reduced considerably due to the interaction between internal transverse steel and EB-CFRP sheets.

5.2 Introduction

Existing reinforced concrete (RC) structures suffer serious deterioration due to severe climatic conditions and in particular to the progressive increase in the service loads recommended by design codes and standards. The use of innovative, economical, and sustainable strengthening methods is an attractive alternative to extend the service life of these structures. The use of externally bonded fiber-reinforced polymer (EB-FRP) composites is a well-established and cost-effective technique for retrofitting, repairing, and strengthening existing RC structures. It has gained wide popularity in recent decades and is used in many practical projects worldwide.

The behavior in shear of RC beams depends on several complex and interrelated parameters that are as fully documented as those related to flexure or under axial load. The size effect represents a major parameter that has an influence on the shear resistance of conventional RC beams. However, so far, there is no universal consensus on it, and therefore its understanding requires further investigation. The size effect has been demonstrated through well-documented data from numerous research studies since the 1960s. The size effect can result in various phenomena as follows: (1) it can reduce the relative shear resistance as the effective depth (d) of the beams increases (Kani 1967; Bažant and Kazemi 1991; Collins and Kuchma 1999); (2) it can modify the behavior from ductile for small RC beams to brittle for large RC beams (Syroka-Korol and Tejchman 2014), which could amplify the fragile shear failure behavior. This is due to the opening of cracks, which increases with beam size and, consequently, decreases the most important mechanism of shear resistance, which is the interlocking of aggregates (Iguro et al. 1985). Following numerous investigations of the size effect on beams with considerable effective depth (e.g., Iguro et al. 1985), some RC codes and standards (CSA-A23.3-14, 2014; Eurocode2, 2004) introduced a reduction factor for the shear resistance of RC beams to take into account the size effect.

Research studies devoted to the size effect of RC beams strengthened in shear with EB-FRP composites are very few and of limited scope (Deniaud and Cheng 2001a; Qu et al. 2005;

Leung et al. 2007; Bae et al. 2012; Nguyen-Minh and Rovňák 2015). In fact, according to the database on the size effect by Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal (2017), only 6% of the studies used to develop it (478 tests in total) were related to RC beams strengthened in shear with EB-FRP sheets, as illustrated in Figure 5.1, of which 77% were based on specimens with effective depths of less than 500 mm. In addition, the database showed that most of the specimens (91%) were rectangular. Moreover, the main study parameter in these investigations was the addition of FRP sheets. This is a serious limitation because the size effect in shear depends on several parameters, all of which have an impact on crack opening. Some of these parameters can even mitigate the size effect and therefore can be considered as a starting point for an investigation into reducing the impact of this effect in beams shear-strengthened with EB-FRP sheets. Some authors (Qu et al. 2005; Leung et al. 2007; Nguyen-Minh and Rovňák 2015) adopted various approaches to keep the same ratio of FRP sheets (ρ_{FRP}) as the beam height increased. In fact, instead of keeping the same number of layers and increasing the density of FRP sheets, the studies simply increased the number of layers with increasing effective depth d . However, due to the lack of comparative investigations on shear strengthening with multiple layers versus a single layer of equivalent density, the latter approach may compromise the results and, hence, the interpretation of the size effect associated with FRP composites.

The predictive models of the codes and standards related to the shear contribution due to EB-FRP strengthening in shear of RC beams are based on research data obtained on relatively small specimens. According to Ji et al. (2016), the predicted values of most current codes and design guidelines [e.g., ACI-440.2R-08 (2008); GB-50608 (2010); CNR-DT200R1 (2013)] overestimate this contribution for larger beams with a height of more than 400 mm, and according to Leung et al. (2007), the standards *fib*-TG9.3-01 (2001) and JSCE (2001) also overestimate this contribution. Furthermore, all of the guidelines still do not capture the size effect, which has a negative effect on this category of RC beams. Therefore, the applicability of such models to large beams has not been thoroughly assessed and may well be questionable in view of some preliminary investigations. This has been the main impetus to

carry out the present study to gain insight into the effect of size on the shear behavior of RC T-section beams strengthened in shear with EB-CFRP sheets.

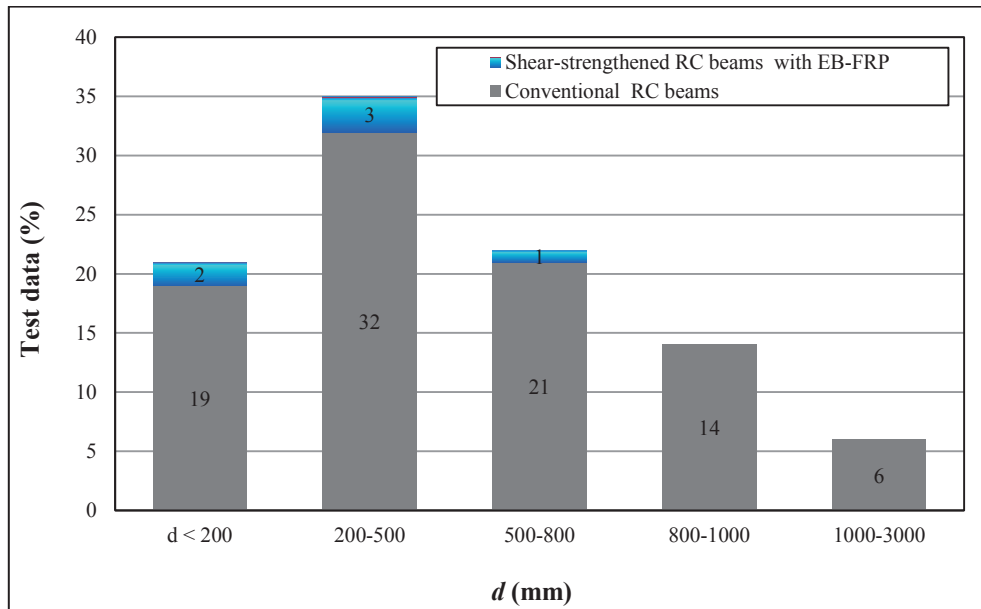


Figure 5.1 Distribution of test data on size effect of conventional and FRP shear-strengthened RC beams with respect to d

5.3 Research significance

Research studies on the size effect of shear-strengthened RC beams with EB-FRP are very few and of limited scope, in which just the addition of FRP was considered as the main study parameter, whereas the size effect depends on several parameters of major influence, such as the influence of the presence of internal transverse steel on the size effect and the interaction between steel stirrups and EB-FRP sheets and the increase in EB-FRP sheets' rigidity for shear strengthening of RC T-beams (one versus two layers). The present study contributes to a better understanding of the size effect on the shear of RCT-beams strengthened with EB FRP sheets and provides additional experimental data for researchers and practicing engineers.

5.4 Experimental Program

5.4.1 Description of Test Specimens and Properties of Materials

The experimental program involved 18 tests performed on geometrically similar RC T-beams to study the impact of increasing the size of beams shear-strengthened with EB-CFRP sheets by considering several parameters. Figure 5.2 presents details of the specimens, including the geometry, the internal longitudinal and transverse steel reinforcement, and the shear-strengthening configuration with EB-CFRP sheets.

The RC T-beams were simply supported and tested in three-point load flexure. To study the size effect, six series of specimens were considered, each consisting of geometrically similar RC T-beams of three sizes (small, medium, and large). The 18 tests were organized into 6 series, as shown in Table 5.1: 2 series representing control specimens (unstrengthened) with and without internal transverse steel reinforcement, 2 series strengthened in U-wrap configurations with 1-ply EB-CFRP sheets, and, finally, 2 series with 2 plies of EB-CFRP sheets in U-wrap configurations. The objective of the present study was to evaluate the size effect as impacted by (1) shear strengthening with EB-CFRP sheets, (2) the presence of transverse steel reinforcement, and (3) the axial rigidity of EB-FRP sheets. Each series contained three sizes of beams [Figure 5.2(a)]: small, labeled S, 220 mm in height and 1580 mm between supports (3000 mm total length) with a shear span of 525mm; medium, labeled M, 406 mm in height and 3110 mm between supports (4520 mm total length) with a shear span of 1050 mm; and large, labeled L, 605mm in height and 4430 mm between supports (6400 mm total length) with a shear span of 1575 mm [Figure 5.2(b)]. It should be noted that the total length of each beam was designed to enable two test specimens (see setup details in the section “Test Setup and Instrumentation”). Table 5.1 presents the experimental program matrix. As mentioned, the six series were divided into two groups, with and without steel stirrups. Specimens without transverse steel were labeled S0 and those with steel stirrups S1, corresponding to a spacing of $s = d/2$, where d is the effective depth. Each group contained three series of geometrically similar specimens, one series of unstrengthened control

specimens, labeled Con, and two series of strengthened specimens, labeled 1L and 2L. For instance, Specimen M.S1.1L is a medium-sized beam with steel stirrups spaced at $s = d/2 = 175$ mm and strengthened in shear with one ply of CFRP sheets.

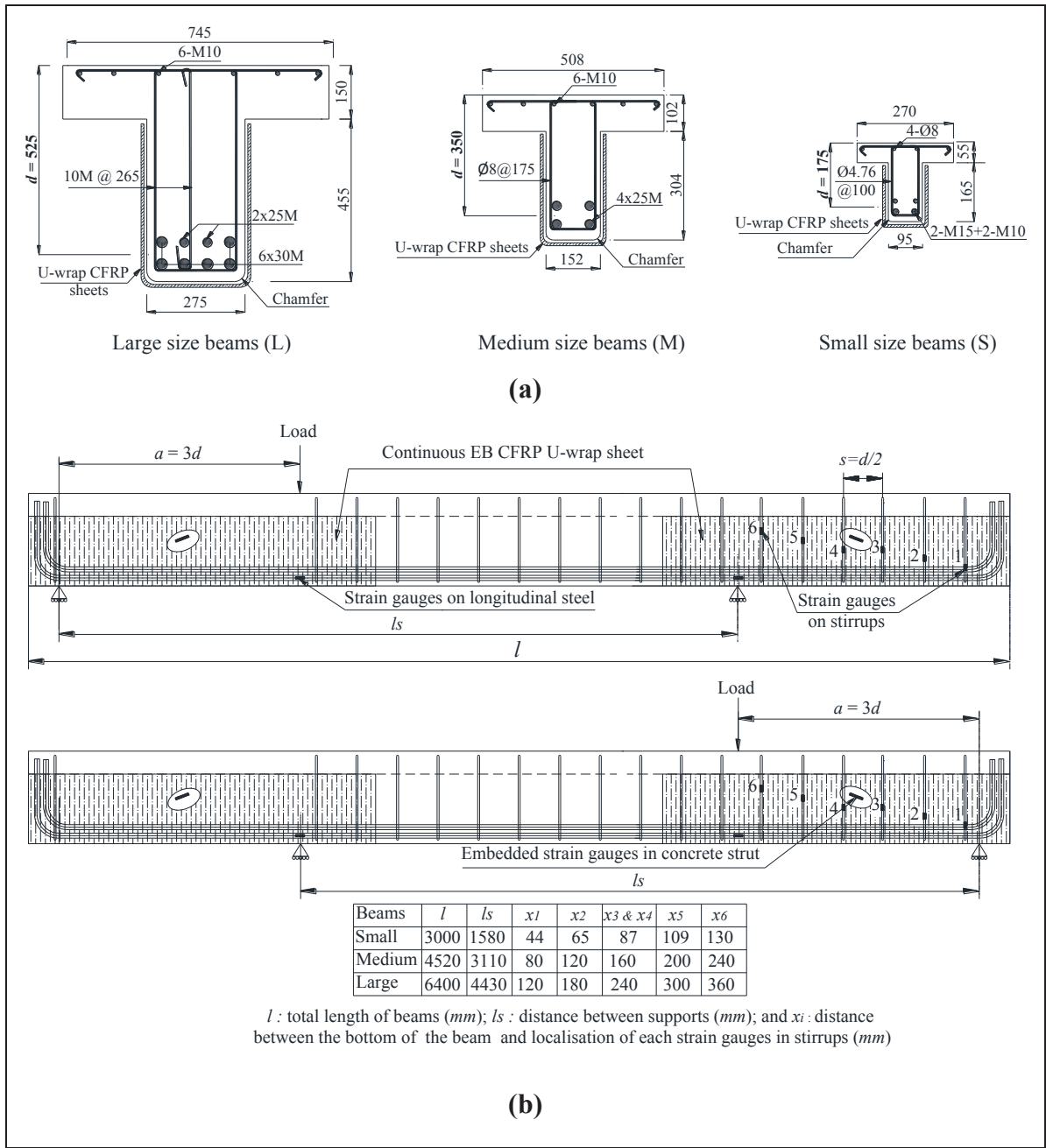


Figure 5.2 Details of beams: (a) cross sections of geometrically similar T-beams (mm); and (b) typical elevation, and internal instrumentation

Tableau 5.1 Test specimens

Group	Series	specimen	Cross section				materials			Strengthening system	
			d (mm)	b (mm)	l_s (mm)	a/d	ρ_w (%)	ρ_{st} (%)	ρ_{FRP} (%)	t_{FRP} (mm)	Layers
Without steel stirrups (S0)	S0-Con	S.S0.Con	175	95	1580	3	3.6	0	0	-	0
		M.S0.Con	350	152	3110	3	3.7	0	0	-	0
		L.S0.Con	525	275	4430	3	3.6	0	0	-	0
	S0-1L	S.S0.1L	175	95	1580	3	3.6	0	0.14	0.066	1
		M.S0.1L	350	152	3110	3	3.7	0	0.14	0.107	1
		L.S0.1L	525	275	4430	3	3.6	0	0.12	0.167	1
	S0-2L	S.S0.2L	175	95	1580	3	3.6	0	0.28	0.066	2
		M.S0.2L	350	152	3110	3	3.7	0	0.28	0.107	2
		L.S0. 2L	525	275	4430	3	3.6	0	0.24	0.167	2
With steel stirrups (S1)	S1-Con	S.S1.Con	175	95	1580	3	3.6	0.37	0	-	0
		M.S1.Con	350	152	3110	3	3.7	0.38	0	-	0
		L.S1. Con	525	275	4430	3	3.6	0.41	0	-	0
	S1-1L	S.S1.1L	175	95	1580	3	3.6	0.37	0.14	0.066	1
		M.S1.1L	350	152	3110	3	3.7	0.38	0.14	0.107	1
		L.S1. 1L	525	275	4430	3	3.6	0.41	0.12	0.167	1
	S1-2L	S.S1.2L	175	95	1580	3	3.6	0.37	0.28	0.066	2
		M.S1. 2L	350	152	3110	3	3.7	0.38	0.28	0.107	2
		L.S1.2L	525	275	4430	3	3.6	0.41	0.24	0.167	2

Unidirectional CFRP sheets (fabric) were used to strengthen RC T-beams in shear. To study the size effect, this investigation considered the same ratio of materials when increasing the size of geometrically similar specimens. To that end, the longitudinal steel reinforcement was overdesigned to ensure shear prior to flexural failure. The same ratio of longitudinal reinforcement ρ_w was assumed in geometrically similar beams, that is, 2M15+2M10 ($\rho_w = 3.6\%$), 4M25 ($\rho_w = 3.7\%$), and 6M30+2M25 ($\rho_w = 3.6\%$) for the small, medium, and large beams, respectively, distributed in two layers, as shown in Figure 5.2(a). Similarly, the same ratio of transverse steel stirrups, ρ_{st} , was used in all test specimens: 4.76-mm-diameter deformed wires spaced at 100 mm ($\rho_{st} = 0.37\%$) for small specimens, 8-mm-diameter deformed wires spaced at 175 mm ($\rho_{st} = 0.38\%$) for medium specimens, and M10 bars consisting of stirrups and ties spaced at 265 mm ($\rho_{st} = 0.41\%$) for large specimens. Finally, three types of CFRP sheets were used corresponding to $t_{FRP} = 0.0666$ mm / ply ($\rho_{FRP} =$

0.14%), $t_{FRP} = 0.107$ mm / ply ($\rho_{FRP} = 0.14\%$), and $t_{FRP} = 0.167$ mm / ply ($\rho_{FRP} = 0.12\%$) for the small, medium, and large beams, respectively. Table 5.2 presents the concrete mix design and properties used for the specimens. The concrete was delivered by a local supplier and included coarse aggregate with a maximum diameter $a_g = 14$ mm. The average concrete compressive strength f'_c was 30 MPa on average on the test day. The longitudinal steel exhibited yield strengths of 440, 420, 470, and 420 MPa on average for M10, M15, M25, and M30 reinforcing bars, respectively. The transverse steel stirrups reached yield strengths of 420, 650, and 440 MPa on average for 4.76, 8, and 10-mm-diameter bars, respectively. Table 5.3 presents the mechanical properties of the steel reinforcement used. The yield strengths correspond to average values obtained by tension tests according to ASTM A370 (ASTM-A370-17, 2017) standards. Table 5.4 summarizes the average mechanical properties of the carbon fibers of the various CFRP sheets used, as provided by the manufacturer.

Tableau 5.2 Mix design and compressive strength of concrete

Description	Value
Cement	260 kg/m ³
Sand	1050 kg/m ³
Aggregate, 5–14 mm	886 kg/m ³
Water	182 l/m ³
Volume of air entrained	2.5%
Density	2370 kg/m ³
Slump	65 mm
Average compressive strength, f'_c	30 MPa

Tableau 5.3 Mechanical properties of steel reinforcement used

Steel used	Diameter (mm)	Modulus of elasticity E_s (GPa)	Yield strength f_y (MPa)	Yield strain ($\mu m/m$)
30M	29.9	210	420	2000
25M	25.2	200	470	2400
15M	16.0	175	420	2500
10M	11.3	200	440	2500
Ø8	8.0	215	650	3000
Ø4.8	4.8	165	420	3300

Tableau 5.4 Properties of the CFRP used

Description	Value
Tensile strength, f_{FRPu} (MPa)	3650
Modulus of elasticity, E_{FRP} (GPa)	231
Elongation at break, ε_{FRPu} (%)	1.4

5.4.2 Strengthening procedure

Sandblasting and cleaning with high-pressure water of the concrete surface to be strengthened with CFRP sheets was carried out to clear any impurities and in particular to obtain a rough surface with exposed aggregates, as shown in Figure 5.3(a), according to the instructions in the manufacturer's data sheets. To avoid any stress concentration in the CFRP sheets, the 90° angles at the two corners of the soffit of the beam web were chamfered at a 25-mm radius [Figure 5.2(a)]. An epoxy resin coating was applied directly onto the sandblasted concrete surface using a trowel and a paint roller [Figure 5.3(c)]. The one-ply CFRP sheets were then bonded to the epoxy continuously along the shear span in a U-wrap configuration around the web [Figure 5.3(d)]. The epoxy was squeezed throughout the roving of the CFRP sheets with a special roller to remove trapped air pockets and excess epoxy at the concrete/epoxy and epoxy/ CFRP sheet interfaces [Figure 5.3(e)].

In the specimens strengthened with two plies of CFRP sheets, a second layer of epoxy was immediately and delicately applied onto the first ply without harming it. The second ply was then installed following the same procedure as with the first ply. At the end of the installation of CFRP sheets in one or two plies, a thin layer of epoxy resin was applied as a protective screen for the fibers. Note that the unidirectional carbon fibers were applied perpendicular to the longitudinal axis of the specimen.

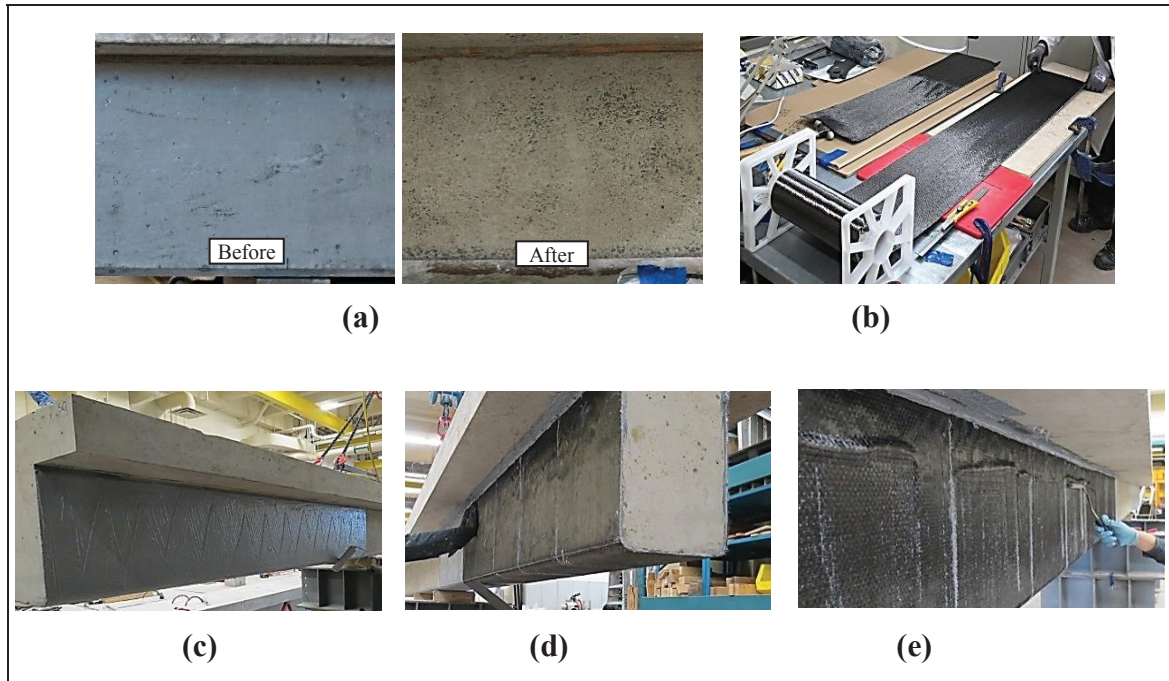


Figure 5.3 Strengthening procedure for typical specimen with U-wrap CFRP:

- (a) concrete surface preparation; (b) preparation of fabric sheets;
 (c) epoxy application; (d) installation of fabric sheets;
 and (e) removal of entrapped air

5.4.3 Test setup and instrumentation

All beams were tested in three-point bending. The load was applied at a shear span distance of $a = 3d$ from the nearest support to ensure a slender beam type of behavior, as shown in Figures 2(b) and 5.4(d); in fact, the shear span a was 525, 1050, and 1575 mm for small, medium, and large specimens, respectively. Two tests were performed on each beam. First, one beam end zone was tested, keeping the other overhung and unstressed (specimen without internal steel stirrups). Then the other beam end zone was tested, but this time, the end zone already tested was overhung and unstressed (specimen with internal steel stirrups).

The tests were performed under displacement control conditions at a rate of 2 mm / min until failure. A comprehensive and carefully engineered measuring device for the instrumentation of strain and crack gauges along the shear span was used for the study, as shown in Figures

5.2(b) and 5.4(a and b). Beam deflections were measured using 50-mm LVDTs located under the applied load [Figure 5.4(c)]. Strain in the compression concrete struts was measured with a strain gauge embedded in the concrete at 35° with the longitudinal axis beams, in the support-loading point direction. The strain gauge was located at midspan between the nearest support and the loading point, midheight of the beam, and midwidth of the web [Figures 5.2(b) and 5.4(a)].

Strains in the transverse steel were measured at various locations using 2-mm-long strain gauges affixed to the steel stirrups along the shear span following a diagonal shear crack pattern between the support and load application point [Figures 5.2(b) and 5.4(a)]. The longitudinal steel bars were also instrumented with 5-mm-long strain gauges at the location where the load was applied. To measure the deformations experienced by the EB-CFRP sheets, crack gauges were installed vertically on the sheets at the same position as the strain gauges that were affixed onto the internal transverse steel

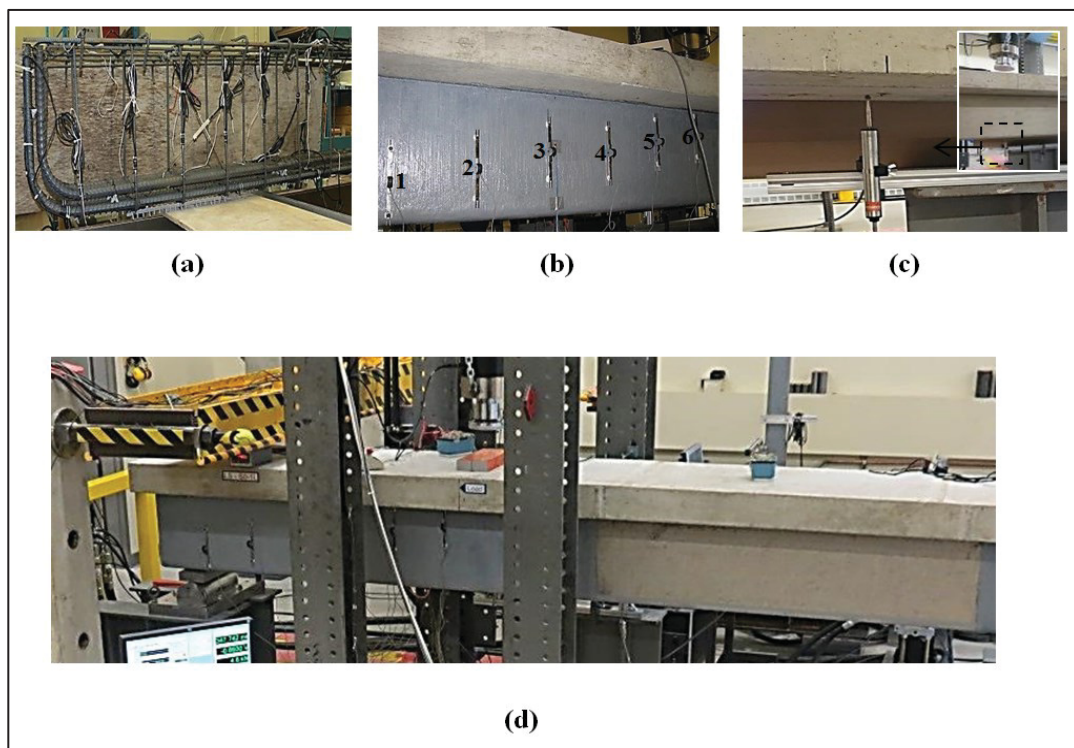


Figure 5.4 Typical instrumentation and test setup: (a) internal strain gauges; (b) external crack gauges; (c) LVDTs location; and (d) test setup

5.5 Experimental results

Table 5.5 presents the experimental test results. It includes the maximum load capacity attained (P_{max}), total shear resistance [$V_T = P_{max} \times (ls - 3d) = ls$], contribution of CFRP sheets to shear resistance (V_{FRP}), gain in capacity due to CFRP sheets ($Gain_{FRP}$), shear strength at failure corresponding to V_T ($v_T = V_T/b_w d$), loss in shear strength with respect to small beams (loss in v_T), deflection corresponding to maximum load P_{max} (Δ), maximum strain in CFRP sheets (ϵ_{FRP}), maximum strains in steel stirrups (ϵ_{st}), maximum strains in longitudinal steel (ϵ_w), and the failure mode. The shear contributions of concrete and transverse steel were calculated based on the results obtained from the control test specimens. The contribution of CFRP sheets to shear resistance V_{FRP} was determined by subtracting the contributions of the concrete and the steel stirrups from the total shear resistance. The gain in resistance due to CFRP sheets, $Gain_{FRP}$, is the ratio of V_{FRP} and V_T corresponding to the control specimens, i.e., $Gain_{FRP} = V_{FRP} = V_{T(control)}$. In the following sections, the results will be based on interpreting the data from various instrumentations, as well as from visual observation during the test, as follows: (1) failure mode and crack patterns by visual inspection and measurement of angles; (2) deflection response of beams at load application point; (3) shear strength at failure, v_T , and the contributions to shear strength due to concrete, internal transverse steel, and EB-CFRP sheets; and (4) strain responses in various materials (concrete, transverse and longitudinal steel, and CFRP sheets).

5.5.1 Failure mode

The failure mode of all tested specimens was in shear with diagonal tensile fracture of concrete [Figure 5.5(a)], and without exception, yielding of steel stirrups occurred in all specimens with transverse steel reinforcement. After the removal of CFRP sheets, the concrete was pulverized around the strut in strengthened specimens. The control specimens without steel stirrups showed a single crack in tension regardless of beam size, where the crack initiated at the center of the web and propagated toward the support and the loading point as the load increased.

Tableau 5.5 Test results

Specimen	P_{max} (kN)	V_T (kN)	V_{FRP} (kN)	$Gain_{FRP}$ (%)	v_T (MPa)	Loss in v_T (%)	Δ (mm)	ϵ_{FRP} max ($\mu m/m$)	ϵ_{st} max ($\mu m/m$)	ϵ_w max ($\mu m/m$)	Failure mode
S.S0.Con	58	38	-	-	2.31	-	1.8	-	-	960	Shear
M.S0.Con	130	86	-	-	1.62	30	2.6	-	-	759	Shear
L.S0.Con	283	182	-	-	1.26	45	3.7	-	-	720	Shear
S.S0.1L	93	62	23	60	3.71	-	5.4	7140	-	1423	Shear
M.S0.1L	189	125	39	45	2.35	37	4.2	2480	-	N/A	Shear
L.S0.1L	518	334	151	83	2.31	38	7.1	3690	-	1193	Shear
S.S0.2L	106	71	32	84	4.26	-	4.9	2160	-	1542	Shear
M.S0.2L	191	127	40	47	2.38	44	4.1	2700	-	980	Shear
L.S0.2L	506	326	144	79	2.26	47	7.5	1600	-	1226	Shear
S.S1.Con	143	95	-	-	5.73	-	9.1	-	8645	1947	Shear
M.S1.Con	405	268	-	-	5.04	12	16.4	-	15600	N/A	Shear
L.S1.Con	931	600	-	-	4.15	28	18.8	-	6003	2418	Shear
S.S1.1L	147	98	3	3	5.90	-	8.4	5314	10954	2604	Shear
M.S1.1L	393	260	0	0	4.89	17	16.2	4050	15400	N/A	Shear
L.S1.1L	916	590	0	0	4.09	31	16.1	3827	11413	2271	Shear
S.S1.2L	161	107	12	13	6.46	-	9.2	2700	7431	2926	Shear
M.S1.2L	411	272	4	2	5.12	21	15.7	2754	9829	N/A	Shear
L.S1.2L	977	629	30	5	4.36	33	17.2	1703	8748	3129	Shear

N/A = Not available (the values could not be obtained because of gauges malfunction)

The crack angle at the center of the web was at its maximum; it decreased, however, as the crack extended toward the flange and the support. It was of the order of 42°, 24°, and 37° for the small, medium, and large beams without transverse steel, respectively. In the presence of transverse steel, the crack pattern changed because several cracks accompanied the main central crack that caused failure. The major cracks were similar in all specimens (small, medium, and large) with steel stirrups and formed at angles between 38° and 42°. Without exception, all specimens without transverse steel did not reach their flexural elastic limit, and hence the longitudinal steel did not reach its yielding point, whereas with the presence of steel stirrups, the longitudinal steel reached its elastic limit.

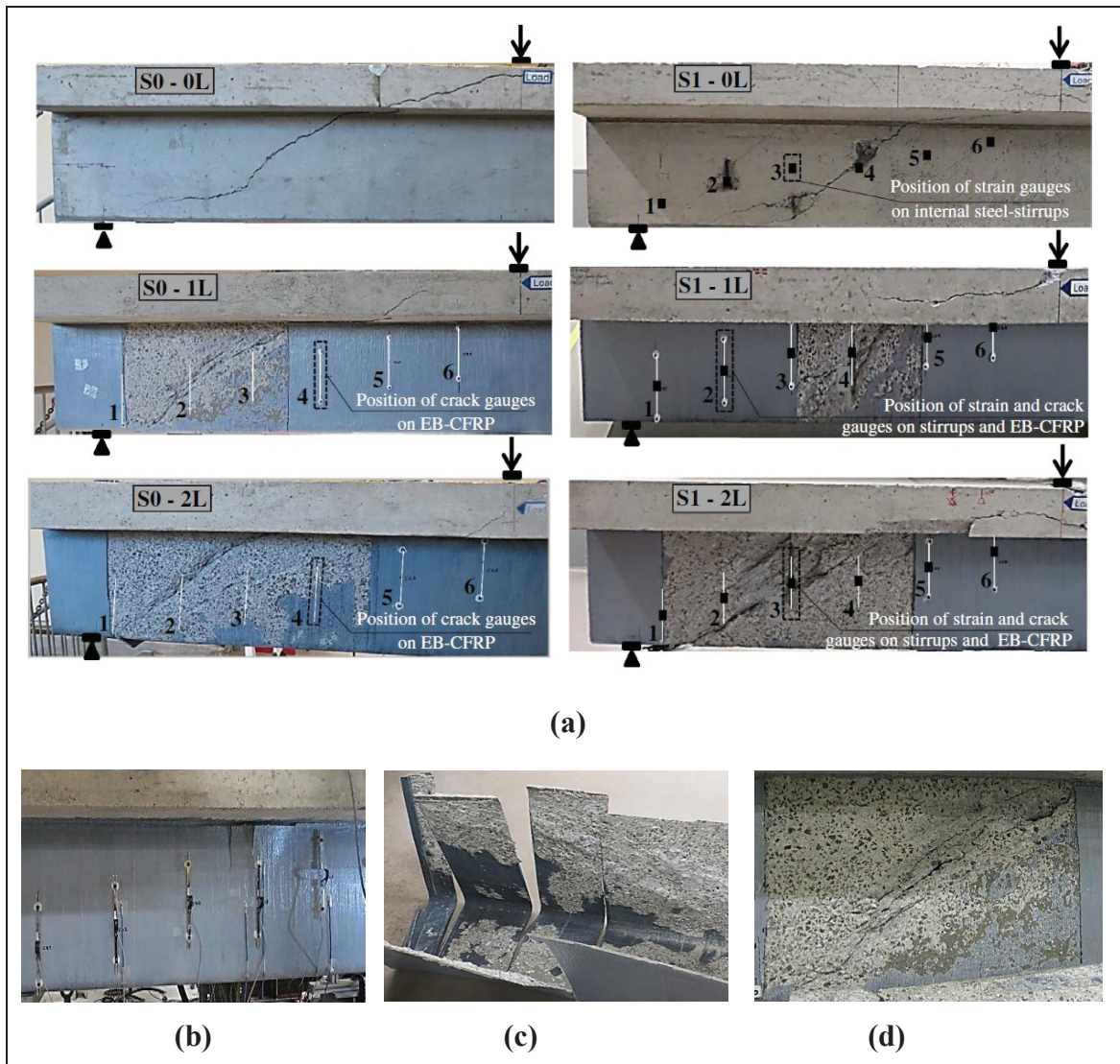


Figure 5.5 Shear failure mode: (a) cracking patterns for specimens with and without steel stirrups; (b) delamination of EB-CFRP; (c) concrete layer attached to debonding CFRP; and (d) concrete pulverization around diagonal shear cracks (after removal of CFRP)

The development of cracks on the sides of the strengthened specimens could not be observed during the tests because of the continuous bonded sheets. However, immediately after the tests, the CFRP sheets were removed to observe the cracking patterns along the shear span. Pulverization of the concrete around the major diagonal shear cracks occurred in all strengthened specimens, as shown in Figure 5.5(d). This may indicate that the U-wrap continuous configuration of the CFRP sheets may have contributed to confinement of the

concrete struts in strengthened specimens without steel stirrups and, therefore, to shear resistance. This contrasts with the resistance in specimens with steel stirrups, which might be due to the presence of internal transverse reinforcement that mitigated the contribution of CFRP sheets to shear resistance, even if pulverization of the concrete was observed. This phenomenon has not yet been documented and clearly would require further investigations and insights. Delamination of the CFRP sheets after reaching P_{max} occurred in all strengthened specimens except for L.S1.1L and L. S1.2L. The delamination always started from the top (the free end edge at the compression zone) of the fabric and propagated horizontally along the web/flange intersection, which means that the anchoring length of the fabric was always active through the large surface that remained bonded to the concrete. The delamination then moved toward the support, and after reaching P_{max} , it changed direction and propagated vertically to the soffit of the web for specimens without transverse steel [Figure 5.5(b)]. Removal of the debonded CFRP sheets revealed a thin layer of concrete with aggregates that remained attached to the CFRP sheets [Figure 5.5(c)].

Furthermore, the same scenario occurred in the presence of steel stirrups; the only difference was that vertical propagation occurred just before reaching P_{max} in large specimens. This occurred because the effective anchorage length L_e was at its minimum at the point where the delamination initiated.

5.5.2 Deflection response

Deflections (Δ) (Table 5.5) were obtained at the maximum load P_{max} , which corresponded to the nominal shear resistance at failure. The deflections were practically the same in all specimens with steel stirrups of the same size, regardless of the rigidity of the CFRP sheets.

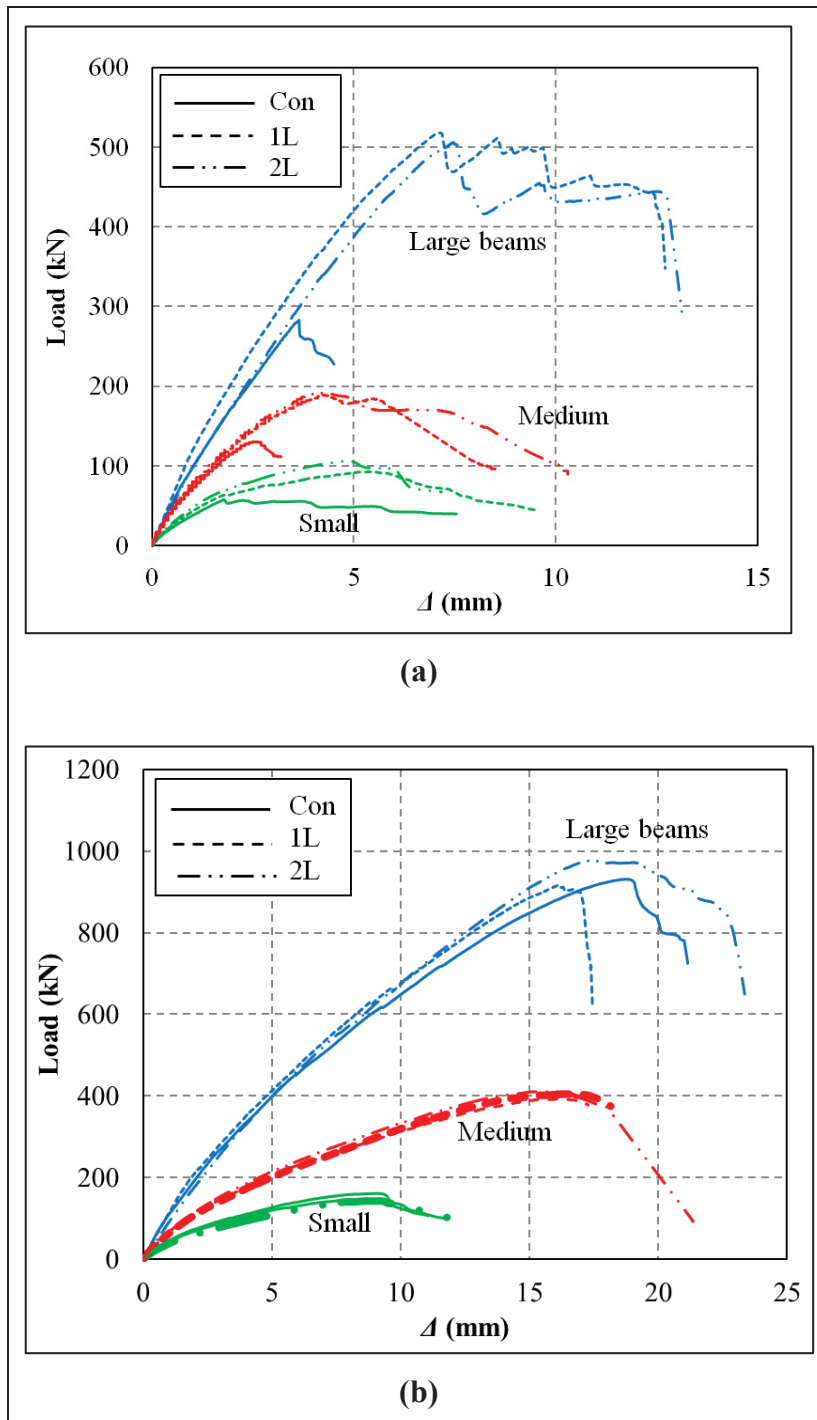


Figure 5.6 Load versus deflection: (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups

The ratios of the deflections of the strengthened specimens to those of their corresponding controls varied between 0.85 and 1.01. It can be concluded that in these specimens, the deflection response was governed by internal transverse steel rather than the EB-CFRP sheets. However, for specimens without transverse steel, there was a radical change in beam behavior. In fact, the deflections almost tripled in the small strengthened. Specimens S.S0.1L and S.S0.2L compared with S.S0.Con and almost doubled in the medium and large specimens with respect to their corresponding controls, indicating that without transverse steel, deflection was governed by strengthening with CFRP sheets. However, no difference was obtained by increasing the rigidity of CFRP sheets, i.e., between specimens strengthened with one and two plies of composite.

All series showed an increase in deflection as d increased from small to large specimens, which could be due to the increase in the beam span. The increase was almost 100% (double), except in strengthened specimens without transverse steel, where an increase of just 30% and 50% in specimens with one layer (1L) and two layers (2L) occurred, respectively.

Figure 5.6 presents the load–deflection curve responses for strengthened specimens together with the controls of various sizes with and without steel stirrups. A comparison of the strengthened specimens with their corresponding controls of the same size revealed no gain in stiffness due to the strengthening system, especially in specimens with steel stirrups, whether for one or two plies of EB-CFRP sheets.

However, an increase in deflections occurred for strengthened specimens without steel stirrups compared to the controls. Moreover, the results indicated a decrease in the ductility of all specimens with the increase in effective depth d . This is evidenced by the considerable yield plateau exhibited by the small specimens compared to the medium and large control beams.

5.5.3 Shear strength analysis

Figure 5.7 illustrates, for the six series of specimens, the variation in shear resistance and the loss of shear strength, v_T , with increasing beam size. Figure 5.7(a) shows a substantial increase in shear resistance with increasing effective depth d for each series of beams. In fact, the gain in capacity was between 80% and 180% as the beam increased from small to medium size (175–350 mm) and between 110% and 160% when the beam increased from medium to large size (350–525 mm). However, a decrease in shear strength occurred with increasing d for all series of specimens, as shown in Figure 5.7(b) as demonstrated by Leung et al. (2007) and Bae et al. (2012). This demonstrates that, despite the significant gains in resistance, a significant size effect in shear was obtained for RC T-beams with and without internal steel stirrups, whether for conventional (unstrengthened) beams or for those strengthened with one and two plies of EB-CFRP sheets.

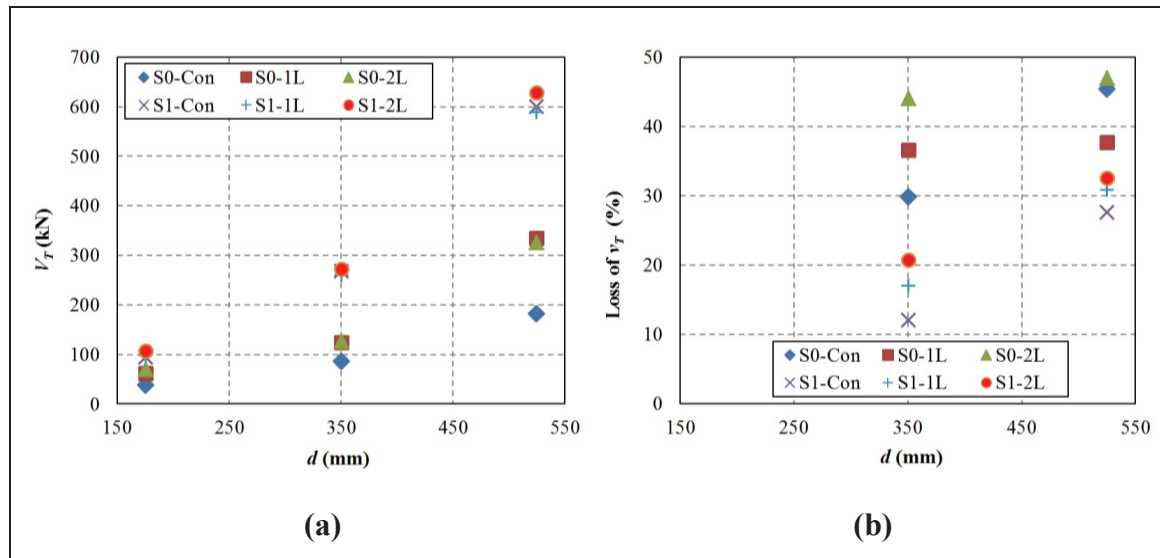


Figure 5.7 Shear resistance behavior with increasing beam size for the six test series: (a) Shear resistance; and (b) loss in shear strength

Comparing specimens of the same size in all series, the presence of internal transverse steel significantly increased the shear resistance of RC T-beams; the increases ranged between 50% and 230%. In addition, strengthening in shear with EB-CFRP sheets resulted in a

substantial increase in shear resistance for all specimens without steel stirrups with respect to their corresponding control specimens (S0.Con versus S0.1L or S0.2L); the increase ranged from 45% to 84%. However, no significant gain in shear resistance due to CFRP sheets was obtained for specimens strengthened with steel stirrups (S1.Con versus S1.1L or S1.2L), where the increase ranged from 0% to 13%. This can be attributed to the close spacing or the large quantity of steel stirrups provided along the shear span ($s = d/2$ and $\rho_{st} = 0.4\%$), confirming the existence of an interaction between internal steel stirrups and EB-CFRP sheets, which limited the contribution of CFRP sheets to shear resistance. This interaction tends to decrease and might suppress the gain contribution of CFRP sheets to shear resistance in the presence of internal transverse steel, as already established in other research studies (Bourget, El-Saikaly et Chaallal, 2017; Chaallal, Shahawy et Hassan, 2002; El-Saikaly, Godat et Chaallal, 2015). Furthermore, the increase in rigidity of CFRP sheets (1L versus 2L) did not significantly affect the shear resistance of the specimens. In fact, a small increase ranging between 5% and 10% occurred in the S1.2L specimen compared to S1.1L. For S0 specimens, the increase was 14% in small specimens, but no increase occurred in medium and large specimens.

The results revealed that the loss in shear strength increased as the effective depth d increased from 175 to 350 mm in the same group of specimens (S0 or S1) and became more significant in larger beams ($d = 525$ mm). In fact, for the control specimens, the loss in strength increased from 30% in M.S0.Con to 45% in L.S0.Con with respect to S.S0.Con and from 12% in M.S1.Con to 28% in L.S1.Con with respect to S.S1.Con. As for the strengthened specimens, the loss increased from 17% in M.S1.1L to 31% in L.S1.1L and from 21% in M.S1.2L to 33% in L.S1.2L with respect to their corresponding small specimens, whereas the loss remained almost the same in strengthened specimens without steel stirrups: S0.1L (37% – 38%) and S0.2L (44% – 47%), as shown in Figure 5.7(b).

Furthermore, comparing both groups of specimens (S0 versus S1), it was found that adding internal transverse steel reduced the loss in shear strength and, hence, mitigated the size effect. This can be attributed to the fact that transverse steel enhances aggregate interlocking

by preventing diagonal shear cracks from widening, thereby reducing the size effect. For instance, strengthened specimens without internal steel stirrups ($\rho_s = 0$) exhibited a 37% loss in shear strength when the beam's depth was doubled from 175 to 350 mm, whereas the loss was reduced to 17% with the presence of steel stirrups. The fact that the resistance of steel stirrups is greater than that of concrete tends to overshadow the size effect on total shear resistance (Bousselham and Chaallal 2013). This observation also confirms the findings on conventional RC beams that the presence of transverse steel or an increase in the internal transverse steel ratio tends to reduce the size effect but cannot suppress it completely (Yu et Bažant, 2011).

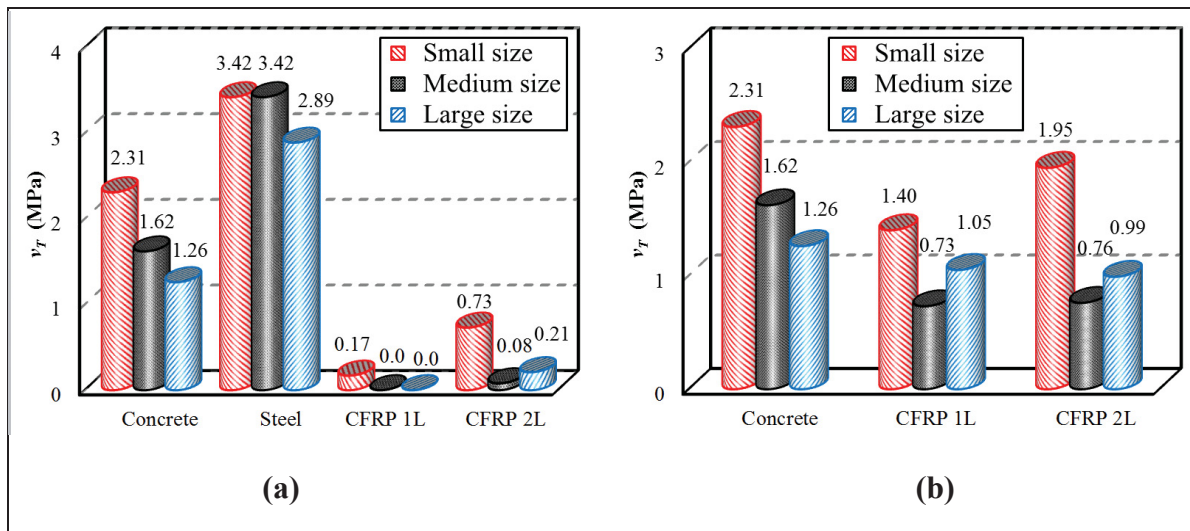


Figure 5.8 Shear strength contribution due to various components with increasing d : (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups

Figure 5.8 presents the contributions to shear strength due to concrete, internal transverse steel, and EB-CFRP sheets of strengthened specimens with increasing beam size. The histograms in Figure 5.8(a) for specimens without steel stirrups show a significant decrease in shear strength due to CFRP sheets for specimens without steel stirrups as d increases. In fact, the shear strength attributed to CFRP sheets decreased from 1.4 MPa in S.S0.1L to 0.73 MPa in M.S0.1L (48% loss) and to 1.05 MPa in L.S0.1L (25% loss). This occurred despite the significant increase in the contribution of CFRP sheets to shear resistance, VFRP (from 23 kN in S.S0.1L to 39 kN in M.S0.1L to 151 kN in L.S0.1L), which could have occurred

because the beam depth increased the effective bond and anchorage length (L_e) of CFRP sheets, thereby increasing their contribution to shear resistance. Moreover, the increase in rigidity by adding a second ply of CFRP sheets amplified the size effect; for instance, the shear strength attributed to CFRP sheets decreased from 1.95 MPa in S.S0.2L to 0.76 MPa in M.S0.2L (61% loss) and to 1.0 MPa in L.S0.2L (49% loss). This demonstrates the existence of an additional size effect associated with the EB-CFRP U-wrap sheets used to shear-strengthen RC T-beams without internal shear reinforcement, an effect that was further amplified with increasing rigidity of CFRP sheets.

Figure 5.8(b) shows that the contribution to shear strength due to transverse steel was not strongly affected by the size effect, especially between small and medium beams. However, size had a significant effect on the gain due to strengthening with CFRP sheets because of the interaction between internal steel stirrups and EBCFRP sheets, as already indicated. In fact, no gain in shear strength due to CFRP sheets was obtained in the strengthened specimens, which could have been due to the large amount of transverse steel provided along the shear span. This phenomenon has not yet been taken into consideration in design guidelines for concrete structures strengthened with EB-FRP sheets (ACI-440.2R-17, 2017; CSA-S6-14, 2014; CSA-S806-12, 2012; *fib*-TG9.3-01, 2001), and this despite several findings and conclusions in experimental studies dedicated to this topic (Bourget, El-Saikaly et Chaallal, 2017; Deniaud et Cheng, 2001b; Mofidi et Chaallal, 2011b). The authors attributed the decrease in CFRP sheets contribution, in the presence or increase in the transverse steel ratio, to the decrease in effective length of FRP (L_e), resulting from more distributed shear cracks along the shear span, compared to a beam without steel stirrups, where a single cracking pattern occurred (Mofidi et Chaallal, 2011a).

5.5.4 Effect of size on various components by means of strain

5.5.4.1 Strain Response in Longitudinal Steel

Figure 5.9 presents the shear force versus strain in longitudinal steel for small and large specimens; the higher curves represent the large beams, whereas the lower curves represent the small ones. Given the beam size, the curves of specimens without steel stirrups [Figure 5.9(a)] followed almost similar trends in the elastic phase up to ultimate rupture. Nevertheless, given the applied shear force, a slight decrease in strain occurred in specimens strengthened with EB-CFRP sheets with respect to their corresponding control specimens of the same series. Adding CFRP sheets for shear strengthening increased the shear resistance considerably, resulting in an increase of the strain on the longitudinal steel. Moreover, the results revealed that the size effect tends to reduce the maximum strain reached in longitudinal steel with increasing d . Indeed, the strain in longitudinal steel decreased by 26% in control specimens [from 940 micro strains ($\mu\text{m/m}$) in S.S0.Con to 700 $\mu\text{m/m}$ in L.S0.Con] and by 22% in specimens strengthened with two plies (from 1530 $\mu\text{m/m}$ in S.S0.2L to 1200 $\mu\text{m/m}$ in L.S0.2L). Note that the longitudinal steel did not experience yielding in all specimens without steel stirrups, nor did it reach their elastic limit ($\epsilon_y \approx 2000 \mu\text{m/m}$). These results show that strengthening with EB-CFRP sheets tends to solicit a greater contribution of longitudinal steel by increasing its strain, leading to an increase in deflection. This contrasts with the size effect, which results in a strain reduction in longitudinal steel as d increases.

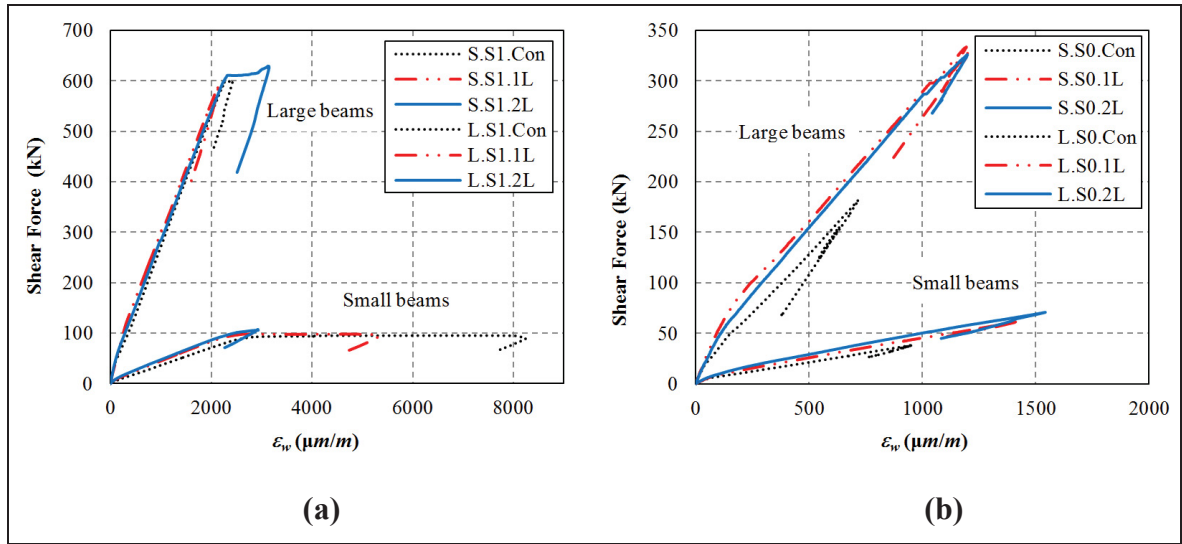


Figure 5.9 Shear force contribution versus strain in longitudinal steel reinforcement: (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups

In the presence of transverse steel reinforcement [Figure 5.9(b)], all specimens exhibited strains beyond the yielding point of the longitudinal steel, allowing more ductile behavior of the specimens before reaching their ultimate failure compared to specimens without steel stirrups. The strain curves of all specimens of the same size showed the same trends, with no difference between the controls and the strengthened specimens.

5.5.4.2 Strain in Transverse Steel

Figure 5.10 shows the contribution to shear force versus transverse steel strains. Note that the curves correspond to strains in steel stirrups that exhibited the highest values. The contribution of transverse steel to shear resistance started after shear diagonal cracks formed in the concrete, which corresponded to a shear force of 40, 90, and 180 kN for small, medium, and large specimens, respectively.

It is clear that, without exception, all stirrups yielded before reaching their maximum resistance. With reference to Figure 5.10(a) for specimens strengthened by one layer of CFRP sheets, the curves of the control specimens were almost superimposed and followed

the same trends as the small and medium specimens strengthened with one ply of CFRP sheets. This means that strengthening in shear using one ply of CFRP sheets did not have a significant influence on shear strength, and hence almost the same values were obtained (Table 5.5).

By increasing the stiffness from 1L to 2L [Figure 5.10(b)], the curves of the strengthened specimens exhibited lower strain, given the applied load, than their control counterparts, especially for medium and large beams. With the increase in loading and up to the onset of yielding, the stirrup strains in the control specimens were always greater than that of the strengthened ones. This indicates that adding CFRP sheets for shear strengthening, whether in one or two plies, leads to a decrease in strain and thereby relieves the stirrups.

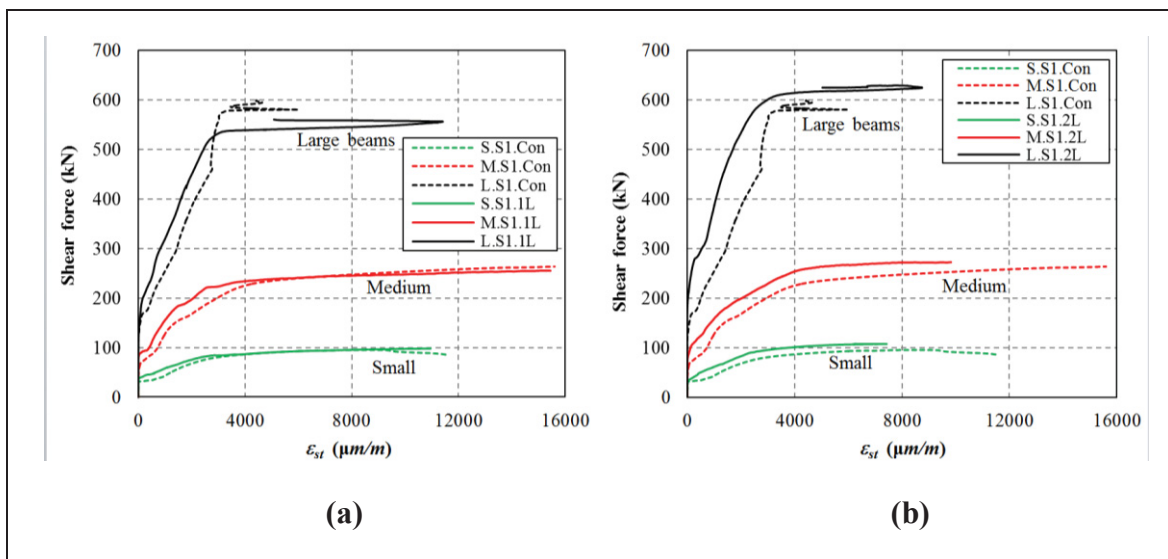


Figure 5.10 Shear force contribution versus strain in steel stirrups:
(a) Con and 1L; and (b) Con and 2L

Large specimens reached higher strains than their corresponding controls, which was not the case with the small and medium specimens (Figure 5.10). In fact, the increase in strain between Specimen L.S1.1L and Control Specimen L.S1.Con was on the order of 90%, whereas it was 46% for Specimen L.S1.2L. Because the gain due to CFRP sheets appears only in the specimen with 2L, this means that crack opening is governed much more by the

increase in CFRP sheet rigidity compared to the specimen with just one ply. In this case, the interaction between internal stirrups and external CFRP sheets strengthening necessarily depends on the rigidity of the latter. Depending on the number of steel stirrups, if CFRP sheets stiffness does not reach a given threshold, the CFRP sheets' strengthening to increase shear capacity has a detrimental effect on the resistance mechanism of the internal steel reinforcement; instead of supporting the stirrups, the CFRP sheets accelerate their yielding. This premature yielding leads to wider crack openings or to failure of aggregate interlocking without giving the CFRP sheets time to contribute, as exemplified by Specimen L.S1.1L. On the other hand, in sufficient quantity, CFRP sheets relieve the stirrups by delaying their yielding, which prevents crack opening. As a result, the aggregate interlocking mechanism is maintained in action, allowing time for the CFRP sheets to contribute by taking care of the tension stresses in the concrete. This is exemplified by Specimen L.S1.2L.

5.5.4.3 Strain in EB-CFRP

The maximum strain reached in the CFRP sheets was achieved by S.S0.1L, with a value of $7140 \mu\text{m} / \text{m}$, or 51% of its ultimate value ($14000 \mu\text{m} / \text{m}$), as shown in Table 5.5. Figure 5.11 presents, for the four series of strengthened specimens, the evolution of the CFRP sheets strain in the shear zone versus the shear force. In Figures 5.11(c and d) related to the series with transverse steel (S1), the arrows on the curves indicate the shear force corresponding to the yielding of steel stirrups in the shear zone.

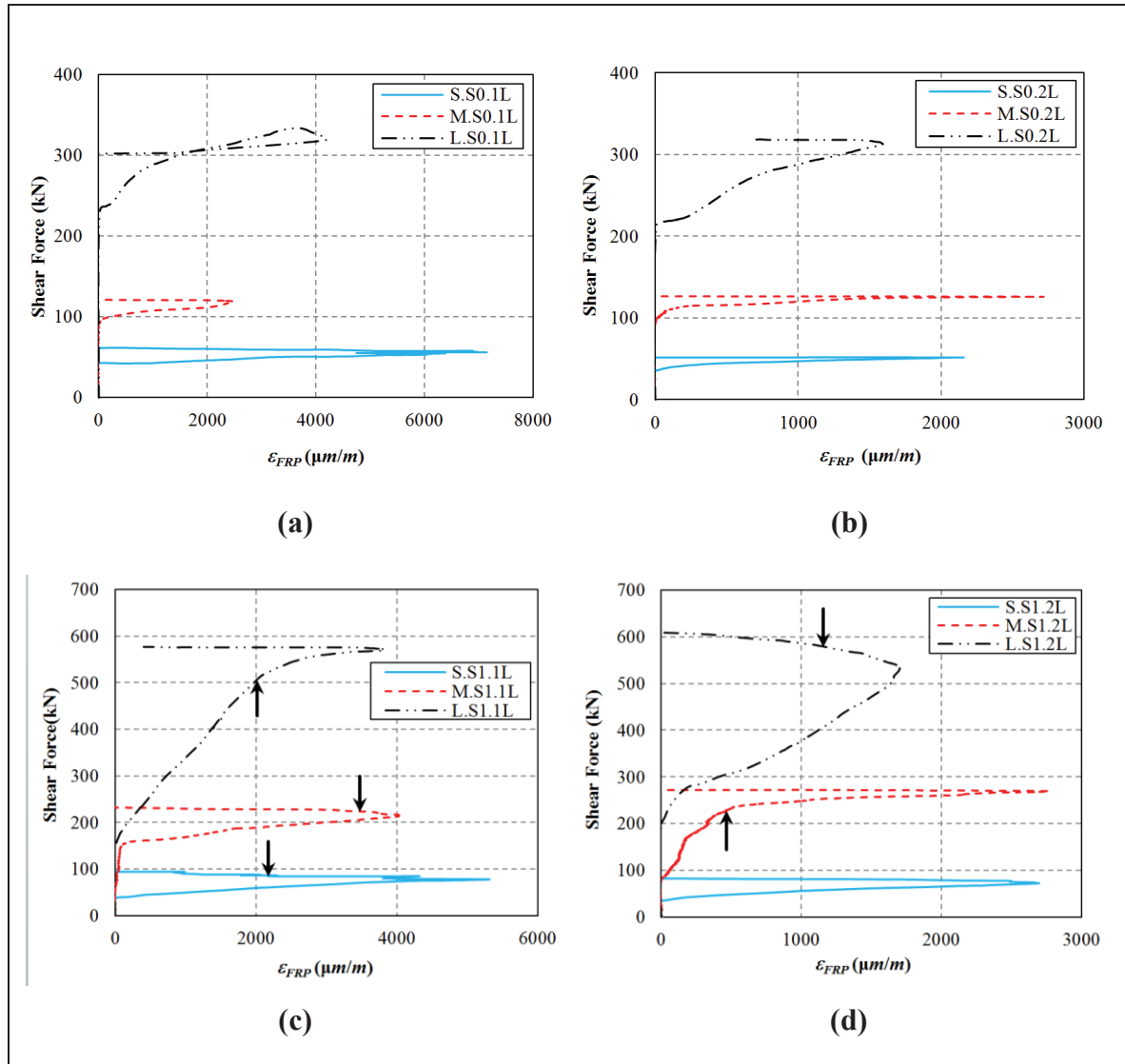


Figure 5.11 Shear force contribution versus strain in CFRP sheet: (a) series S0-1L; (b) series S0-2L; (c) series S1-1L; and (d) series S1-2L

As in the stirrups, CFRP sheets did not contribute to shear resistance at the beginning of loading, up to the formation of diagonal shear cracks at 40, 90, and 180 kN for small, medium, and large specimens, respectively. Thereafter, the strain increased significantly, with a slight increase in shear resistance in all series of small and medium specimens. For instance, the CFRP sheets strain in Specimen S.S1.1L increased from 190 $\mu m/m$ at 40 kN to a maximum of 5314 $\mu m/m$ at 78 kN. Similarly, the CFRP sheets strain in Specimen M.S1.1L increased from 20 $\mu m/m$ at 90 kN to a maximum of 4050 $\mu m/m$ at 214 kN. For the large

specimens, the results showed a progressive increase in strain with increasing shear force. For instance, the CFRP sheets strain in Specimen L.S1.1L increased from 0 at 180 kN to a maximum of $3827 \mu\text{m/m}$ at 570 kN.

By increasing the number of CFRP sheet plies (1L versus 2L), the results revealed an inversely proportional relationship with the rigidity of the CFRP sheets. In fact, the maximum strains reached decreased in all specimens strengthened with two plies compared to those strengthened with one ply.

In the S1.1L series, CFRP sheets behavior was affected by the size effect. In fact, S.S1.1L (small beam) showed debonding CFRP sheets well before yielding of the steel stirrups, followed by M.S1.1L (medium beam), in which debonding occurred simultaneously with steel stirrup yielding, and then L.S1.1L (large beam), where debonding of the CFRP sheets occurred after yielding of steel stirrups. This phenomenon was reversed by increasing the rigidity (1L versus 2L), in which case yielding of the steel stirrups in Specimen M.S1.2L occurred before reaching the maximum strain in CFRP sheets, whereas it occurred after the maximum in L.S1.2L.

Because the only difference between the specimens was their sizes, it follows that crack opening is proportional to the specificity of geometrically similar beams with different sizes, as dictated by the size effect law (Bažant, Ozbolt et Eligehausen, 1994). This explains the premature yielding of steel stirrups when d increased because of the increase in crack openings. Therefore, control of shear cracks may lead to more effective use of EB-CFRP sheets in larger specimens and, hence, may reduce the size effect. In other words, the effective strengthening with CFRP sheets in beams with stirrups stems from its rigidity; when the latter increases, it relieves the transverse steel and delays its yielding.

5.5.4.4 Strain in Concrete

Figure 5.12 shows the evolution of strain in concrete struts with increasing shear force up to V_{Tmax} for small and large specimens. In specimens without steel stirrups [Figure 5.12(a)], there was a considerable increase in concrete strut strain due to size effect by increasing d . In fact, an increase from 80 to 220 $\mu\text{m/m}$ in the S0.1L specimens occurred when increasing d from 175 to 525 mm. Similarly, for the S0.Con specimens, an increase from 55 to 120 $\mu\text{m/m}$ occurred when increasing d from 175 to 525 mm. The results also showed an increase in strain in strengthened specimens compared to controls, particularly in large specimens. However, in the presence of stirrups [Figure 5.12(b)], the maximum strains were achieved by the control specimens. In addition, the presence of steel stirrups (S0 versus S1) revealed an increase in strain. In fact, an increase from 80 to 900 $\mu\text{m/m}$ in the small control specimens occurred with the addition of steel stirrups. Similarly, an increase from 120 to 800 $\mu\text{m/m}$ due to steel stirrups was observed in the large control specimens.

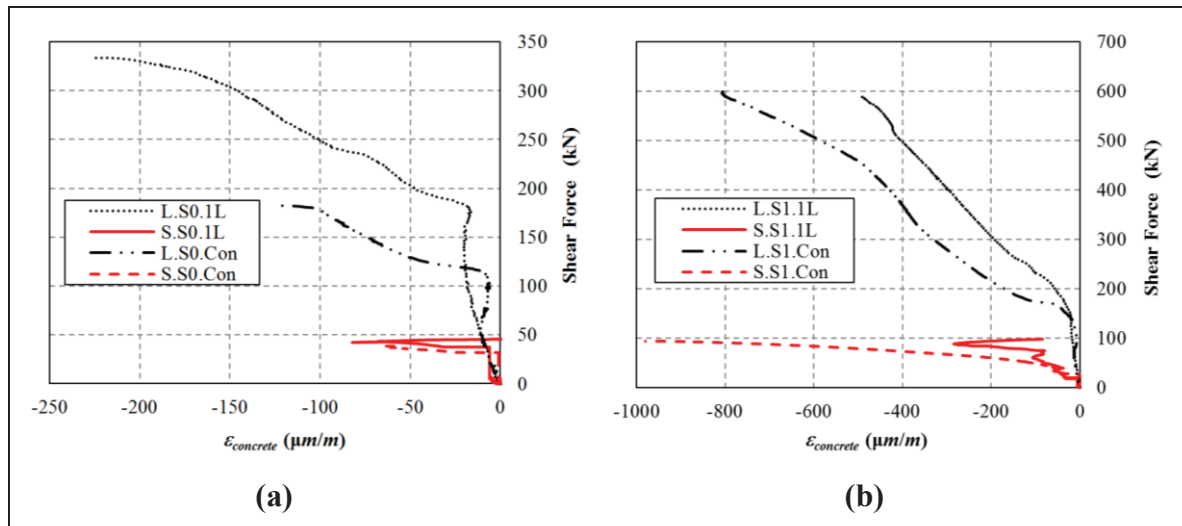


Figure 5.12 Shear force contribution versus strain in concrete: (a) specimens without steel stirrups; and (b) specimens with steel stirrups

5.6 Discussions and suggestions for further research

The most significant results found in this study can be summarized as follows: (1) the size effect is present in all specimens (control and strengthened) and resulted in a decrease of the shear strength at failure when the beam size increased; (2) an additional size effect due to shear strengthening with EB-CFRP sheets in specimens without internal steel stirrups was observed; and (3) the presence of internal steel stirrups resulted in a significant decrease in contribution of CFRP sheets to the shear resistance, and hence, no size effect attributed to CFRP sheets could be observed at least given the scope of this study; clearly, further investigations are needed in this matter to assess the variation of steel stirrup ratio along the shear span. These phenomena should be taken into consideration in the prediction models of current codes and design guidelines. The database developed by Ji et al. (2016) with 256 specimens strengthened in shear with EB-FRP composites showed that 92% of specimens had a depth varying between 250 and 450 mm. Therefore, according to the authors, the guidelines could overestimate the contribution of EB-FRP to shear resistance for larger beams (i.e., beam depth greater than 400 mm). In addition, most of the existing FRP design guidelines do not take into account the interaction between internal steel stirrups and EB FRP in their models for predicting FRP shear resistance (Li et al., 2018; Mofidi et Chaallal, 2011b; Pellegrino et Modena, 2006).

Based on the findings of this study, the size effect is relatively reduced in large beams without steel stirrups ($d = 525$ mm in L.S0.1L and 2L) compared to medium ones ($d = 350$ mm in M.S0.1L and 2L), as shown in Figure 5.8(a). This can be attributed to the anchorage length, which is greater in larger members and, hence, may improve the shear contribution due to EB-CFRP sheets. This mechanism requires further investigation on geometrically similar beams with larger beams (i.e., beam depth no less than 500 mm) to confirm the findings in this study.

Experimental data on the size effect of EB-FRP considering RC beams close to real members are still needed to achieve reliable and accurate prediction design models. These data could

help to introduce reduction factors to current codes and design guidelines taking into consideration all the aforementioned parameters.

5.7 Conclusions

This paper presents the results of an experimental investigation into the influence of beam size on RC T-beams with and without steel stirrups strengthened in shear with one ply and two plies of EB-CFRP sheets using U-wrap configurations. The following conclusions can be drawn from the study:

- The decrease in ductility as the effective depth d increased as observed in the control specimens without steel stirrups was attenuated in corresponding specimens strengthened with EBCFRP sheets. In contrast, with the presence of steel stirrups, CFRP sheets had no influence on the deflection response of all specimens.
- The test results showed a decrease in shear strength, v_T , with increasing beam size, as already demonstrated, confirming the existence of a size effect for both control (unstrengthened) and strengthened specimens without or with steel stirrups. In the latter case, however, the size effect was mitigated by the presence of internal transverse steel.
- The results revealed the existence of an additional size effect associated with the shear-strengthening system using EB-CFRP sheets in a U-wrap configuration for specimens without internal transverse reinforcement; this was further amplified by increasing the axial rigidity of CFRP sheets.
- Control of shear cracks and failure mechanisms seems to attenuate the additional size effect due to the strengthening system with EB-CFRP sheets, particularly when preventing or postponing premature debonding.
- The contribution of EB-CFRP sheets to shear resistance was negligible in the presence of transverse steel along the shear span, which could be attributed to the high ratio of steel stirrups, and hence, no size effect attributed to CFRP sheets was observed.

- Increasing the axial rigidity of CFRP sheets led to a resistance gain in the presence of steel stirrups. This was due to the contribution of CFRP sheets, which relieved the steel stirrups by delaying their yielding, preventing crack opening, and, hence, maintaining the aggregate interlocking mechanism.

Acknowledgments

The financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the Fonds de recherche du Québec–Nature et technologie (FRQNT) through operating grants is gratefully acknowledged. The authors thank Sika-Canada, Inc. (Pointe Claire, Quebec) for contributing to the cost of the materials. The efficient collaboration of John Lescelleur (senior technician) and Andrés Barco (technician) at École de technologie supérieure (ÉTS) in conducting the tests is acknowledged.

CHAPITRE 6

SIZE EFFECT OF RC T-BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH EXTERNALLY BONDED CFRP L-SHAPED LAMINATES

Zine El Abidine Benzeguir¹, Georges El-Saikaly², Omar Chaallal³

^{1,2,3} Department of construction engineering, École de technologie supérieure,
1100 Notre-Dame St. West, Montreal, Quebec, Canada H3C 1K3

Article Published in *Journal of composites for construction*, American Society of Civil
Engineers (ASCE), Volume 24, Issue 4, August 2020.

6.1 Abstract

For conventional reinforced concrete (RC) beams, it is well established that the so-called size effect tends to decrease the shear strength attributed to concrete at failure when the size is increased. This contrasts with strengthened RC beams using externally bonded (EB) fiber-reinforced polymer (FRP) sheets or laminates, where very few studies have been devoted to the size effect. The main objective of this study is to examine the size effect of RC T-beams strengthened in shear with EB carbon FRP (CFRP) L-shaped laminates. The experimental investigation involved six RC T-beam laboratory tests performed on geometrically similar beams of two different sizes. Three series of beams were considered, each consisting of medium- and large-sized beams with a total depth of 406 and 605 mm, respectively, as follows: one series of control (unstrengthened) beams with transverse steel stirrups, and two series strengthened in shear using EB-CFEP L-shaped laminates in U-wrap schemes, with and without an anchorage system. The anchorage system considered in this investigation consists of embedding the laminates into the compression zone (flange). The results clearly revealed the effectiveness of specimens with embedded laminates, which achieved a substantially greater shear resistance gain compared to those with no anchorage. Results also confirmed the presence of a size effect in all series. In addition, they revealed an additional size effect related to the CFRP strengthening system in both strengthened series, particularly in anchored specimens despite the higher shear resistance gain they achieved. For instance,

the losses in shear strength at failure in large specimens with respect to medium ones were 24% and 16% in strengthened specimens with and without an anchorage system, respectively. Therefore, the anchorage system amplified the decrease in shear strength at failure as the effective depth (d) of the beams increased.

6.2 Introduction

Numerous buildings and highway bridges in North America are close to or have even exceeded their service life ASCE (2017). Therefore, they are in an advanced degradation state. Replacing these structures is not feasible given the huge budget and logistics involved. Therefore, strengthening of these structures to extend their service life can be a reasonable and cost-effective alternative. Strengthening deficient reinforced concrete (RC) structures using EB-FRP composites is a well-developed and cost-effective technique (Bousselham et Chaallal, 2004). In particular, many studies have been carried out to examine the effectiveness of various schemes and configurations of shear strengthening with EB-FRP (Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal, 2017).

The size effect tends to decrease the shear resistance attributed to concrete at the failure of RC beams as beam size increases, as demonstrated by numerous experimental studies (Bažant et Kazemi, 1991; El-Sayed et Shuraim, 2016; Ghannoum, 1998; Iguro et al., 1985; Kani, 1967; Syroka-Korol et Teichman, 2014). This phenomenon has been established by the observed behavioral difference between large beams in real structures and the small scale specimens tested in laboratories on which the prediction models of current codes and design guidelines are based. According to Bažant et Kazemi (1991), the size effect in diagonal shear failure of RC beams is associated with the difference in stored energy, which depends on the size (length) and area of the cracking zone, and which will govern fracture propagation once released. The rate of energy release may be modified before failure by adding an FRP strengthening material, resulting thereby in a probable behavioral change with respect to the size effect. A recent study seems to indicate that crack openings may have a major impact on the shear resistance related to the size effect. If this holds true, then controlling shear cracks

may mitigate the size effect (Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal, 2017). However, only some studies have investigated the size effect in RC beams shear strengthened with EB-FRP (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal, 2019; Deniaud et Cheng, 2001a; Foster et al., 2017; Leung et al., 2007; Nguyen-Minh et Rovňák, 2015; Qu, Lu et Ye, 2005).

Qu, Lu et Ye (2005) investigated three sizes of rectangular RC beams without steel stirrups, strengthened in shear with U-wrap externally bonded-carbon fiber-reinforced polymer (EB-CFRP) strips. The study revealed that the FRP contribution to shear resistance shows a negligible size effect. Leung et al. (2007) also carried out an experimental study on three sizes of rectangular RC beams, but with steel stirrups, strengthened in shear with EB-CFRP strips using U-wrap and full-wrap schemes. The results demonstrated the presence of a size effect in strengthened specimens when using a U-wrap strengthening scheme, with a 50% loss in total shear strength with increasing beam size. In contrast, no size effect was observed in specimens with a full-wrap scheme. Comparison of test results with prediction models of design guidelines (*fib*-TG9.3-01, 2001; JSCE, 2001) revealed that the FRP shear predictions are not conservative for beams strengthened with a U-wrap scheme. Foster et al. (2017) investigated the size effect in RC T-beams with internal transverse steel, strengthened in shear with continuous EB-CFRP sheets (CFRP ratio: $\rho_{FRP}=1.3\%$) using a U-wrap scheme with an anchorage system made of a near-surface-mounted bar-in-slot on the top of the web. The results revealed a 24% loss in total shear strength with increasing beam size.

The CFRP L-shaped laminates used in this study represents a potential alternative to other shear-strengthening techniques for RC beams, including EB-FRP sheets, NSM (near-surface-mounted) FRP rods, and ETS (embedded through-section) FRP rods (Mofidi et al., 2014). The effectiveness of shear strengthening using L-shaped laminates has been demonstrated in various experimental studies e.g., (Bourget, El-Saikaly et Chaallal, 2017; Czaderski et Motavalli, 2002; Czaderski et Motavalli, 2004; El-Saikaly et Chaallal, 2015; Lee et Al-Mahaidi, 2008; Mofidi et al., 2014). However, the size effect was not among the parameters considered. In most cases, the failure mode in shear strengthening of RC T-beams with CFRP laminates without anchorage is by premature debonding of laminates end at the side of the

web (Mofidi, Chaallal et Shao, 2014). This is due to the limited effective bond length and hence the lack of anchorage, which inhibit the CFRP laminates from reaching its full capacity. In addition, the too-short effective bond length increases the shear stress concentration at the concrete–laminates interface in the end zone of the laminates (Li et al., 2015). This premature debonding can be eliminated or at least delayed by using an adequate anchorage system (Ceroni et Pecce, 2010), as confirmed by the experimental studies conducted by Mofidi et al. (2014) and Bourget, El-Saikaly et Chaallal (2017), which revealed that using an anchorage system for CFRP laminates in the compression zone increases considerably the shear capacity by preventing premature laminates debonding.

The present experimental study aims to examine the size effect in RC T-beams strengthened in shear with EB-CFRP L-shaped laminates and to assess data on the interaction between the various components. The objectives of the present study are, on the one hand, to assess the size effect as impacted by shear strengthening with EB-CFRP L-shaped laminates and, on the other hand, to evaluate the influence of using an anchorage system by embedding the laminates into the RC T-beam flange.

6.3 Experimental Program

6.3.1 Test Specimens

Six specimens carried out on RC T-beams to assess the size effect using EB-CFRP L-shaped laminates for shear strengthening, as shows the details of specimens in Figure 6.1, where three series of geometrically similar beams with internal transverse steel were considered as described in Table 6.1: (1) a first series consisting of control specimens (unstrengthened); (2) a second series of specimens strengthened with U-wrap EB-CFRP L-shaped laminates without anchorage; and finally, (3) a third series of specimens strengthened with an anchorage scheme. Each series contained medium specimens, labeled M, with 406-mm total depth and 3110-mm span (4520-mm total length), and large specimens, labeled L, with 605-mm total depth and 4430-mm span (6400-mm total length). For all specimens, the internal

steel stirrups had a spacing of $s = d/2$, labeled S1, where $d = 350$ and 525 mm, respectively, for the medium and large sizes. The control (unstrengthened) specimens were labeled Con, the strengthened specimens without anchorage were labeled Str, and the strengthened specimens with anchored L-shaped laminates were labeled Str-Anc. For instance, Specimen L.S1.Str-Anc designates a large specimen with steel stirrups, shear strengthened with EB-CFRP laminates with an anchorage system.

Tableau 6.1 Experimental program

Series	Specimen size d (mm)	
	Medium (M) 350	Large (L) 525
Unstrengthened (control)	M.S1.Con	L.S1.Con
Strengthened with no anchorage	M.S1.Str	L.S1.Str
Strengthened with anchorage	M.S1.Str-Anc	L.S1.Str-Anc

To study the size effect, geometrically similar beams of different sizes were considered, which required that the same ratio (ρ) of materials for all beam sizes be maintained (Figure 6.1): (1) longitudinal steel reinforcement ratio, ρ_w , of 3.6% (4M25 reinforcing bars and 6M30 + 2M25 for medium and large specimens, respectively). It should be noted that the longitudinal steel reinforcement was overdesigned to ensure shear failure before that of flexure; (2) transverse steel reinforcement ratio, ρ_{st} of 0.38% (8-mm-diameter deformed wires spaced at 175 mm for medium size specimens and M10 stirrups and ties at each 265 mm for the large ones); and (3) CFRP L-shaped laminates ratio, ρ_{FRP} , of 0.6% (40-mm-width with 2-mm-thickness spaced at 175 and 100 mm for medium and large specimens, respectively). The EB-CFRP L-shaped laminates used (Sika CarboShear L, Sika Canada Inc., Pointe-Claire, Quebec, Canada) consisted of unidirectional carbon fiber prefabricated with an epoxy matrix. The dimensions of the L-shaped laminates were as follows: 400 mm (long leg) $\times$ 150 mm (short leg) for medium specimens and 550 mm $\times$ 250 mm for large specimens. Note that the long legs of the laminates were cut to the required lengths, i.e., 300 and 450 mm, for specimens without anchorage M.S1.Str and L.S1.Str, respectively.

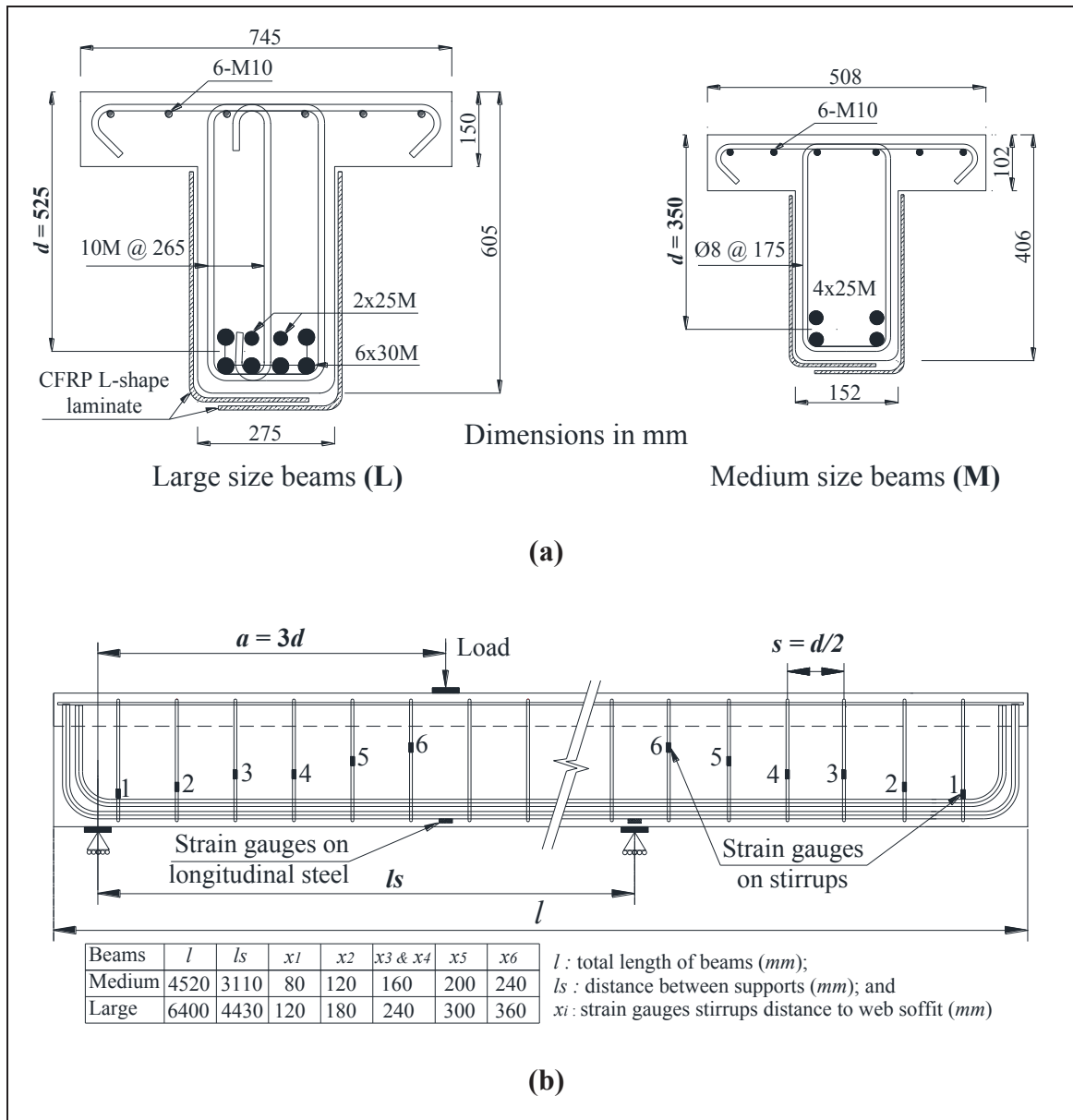


Figure 6.1 Details of beams (dimensions are in mm): (a) Cross sections of geometrically similar T-beams; (b) Typical elevation of beams and internal instrumentation

6.3.2 Material Properties

The details of concrete mix design are presented in Table 6.2. The average concrete compressive strength (f'_c) of 30 MPa was obtained by performing three tests on cylinders

according to the standard ASTM C39/C39-18 (ASTM-C39/39-18, 2018). The average mechanical properties of longitudinal and transverse steel are presented in Table 6.3. The yield strengths (470, 420, 650, and 440 MPa, respectively, for M25, M30, 8-mm-diameter, and M10) corresponded to average values of three specimens according to the standard ASTM A370-19 (ASTM-A370-19, 2019). According to the manufacturer, the CFRP L-shaped laminates have average values of 1350 MPa, 90 GPa, and 1.3% for tensile strength, longitudinal elastic modulus, and ultimate strain, respectively. The CFRP L-shaped laminates were bonded to concrete with an epoxy adhesive (Sikadur-30, Sika Canada Inc., Pointe-Claire, Quebec, Canada), as recommended by the manufacturer, with the following properties: 4.5-GPa elasticity modulus, 24.8-MPa ultimate tensile strength, and 1% ultimate strain.

Tableau 6.2 Mix design and compression strength of concrete

Description	Value
Cement	260 kg/m ³
Sand	1050 kg/m ³
Aggregate, 5–14 mm	886 kg/m ³
Water	182 L/m ³
Volume of air entrained	2.5%
Density	2.370 kg/m ³
Slump	65 mm
Average compressive strength, f'_c	30 MPa

Tableau 6.3 Mechanical properties of steel reinforcement used

Steel used	Diameter (mm)	Modulus of elasticity E_s (GPa)	Yield strength f_y (MPa)	Yield strain ($\mu\epsilon$)
30M	29.9	210	420	2000
25M	25.2	200	470	2400
10M	11.3	200	440	2500
Ø8	8	215	650	3000

6.3.3 Strengthening Procedure

Preparing the concrete surface by sandblasting and cleaning is crucial before any strengthening using EB-CFRP composites. The resulting substrate of the zone to be strengthened should be clear of any particles or impurities and should present a rough surface with exposed aggregates and an adequate surface profile index. In addition, 24 h before strengthening implementation and CFRP installation, pretreatment of the anchored L-shaped laminates is required. To enhance bonding, an epoxy layer was applied with a V-notch spreader (3×3 mm) over an anchorage length of 100 mm of the end zone of the long legs, forming grooves perpendicular to the fiber direction, as shown in Figure 6.2(a). These anchored lengths were to be inserted into the flange on both sides of the web. Furthermore, to anchor the L-shaped laminates into the beam flange, a 13-mm-diameter drill was used to create a 100 mm-deep hole with a 13×50 -mm opening section on both sides of the lateral faces [Figure 6.2(a)]. The installation of CFRP laminates took the following steps: (1) the grooves were fully filled with epoxy using a pump, and then a thin layer of the same epoxy was applied around the web at the location where the L-shaped laminates was to be bonded; (2) a thick layer of epoxy was applied in an apex shape on the L-shaped laminates to prevent air entrapment between the concrete and the laminates interface [Figure 6.2(b)]; (3) L-shaped laminates were embedded into the grooves, bonded to one side surface (the lateral face of the web) and then to the soffit of the web [Figure 6.2(c)]. Similarly, L-shaped laminates were installed on the opposite side of the beam, where the shorter legs were bonded onto each other and overlapped to form a U-wrap scheme. For specimens without an anchorage system, the same steps were followed, but without embedding the L-shaped laminates into the flange.

6.3.4 Test Setup and Instrumentation

All specimens were tested in three-point bending. The load was applied at a shear span distance of $a = 3d$ (i.e., 1050 mm for the medium size and 1575 mm for the large one) from the nearest support as shown in Figure 6.1(b). Two tests were carried out on each beam, where each end zone of the beam has been tested keeping the other overhung and unloaded,

as already described by Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal (2019). The test load was applied with an MTS hydraulic jack of 1500 kN capacity under a displacement control of 2 mm/min until failure. Strain gauges were affixed to the longitudinal and transverse steel reinforcement, as illustrated in Figure 6.1(b). As well, crack gauges were affixed to the CFRP laminates, as shown in Figure 6.2(d). Note that the crack gauges were installed onto the laminates at the same positions as the strain gauges on stirrups. Furthermore, beam deflections were measured using 100-mm linear variable differential transformers (LVDTs) located under the applied load.

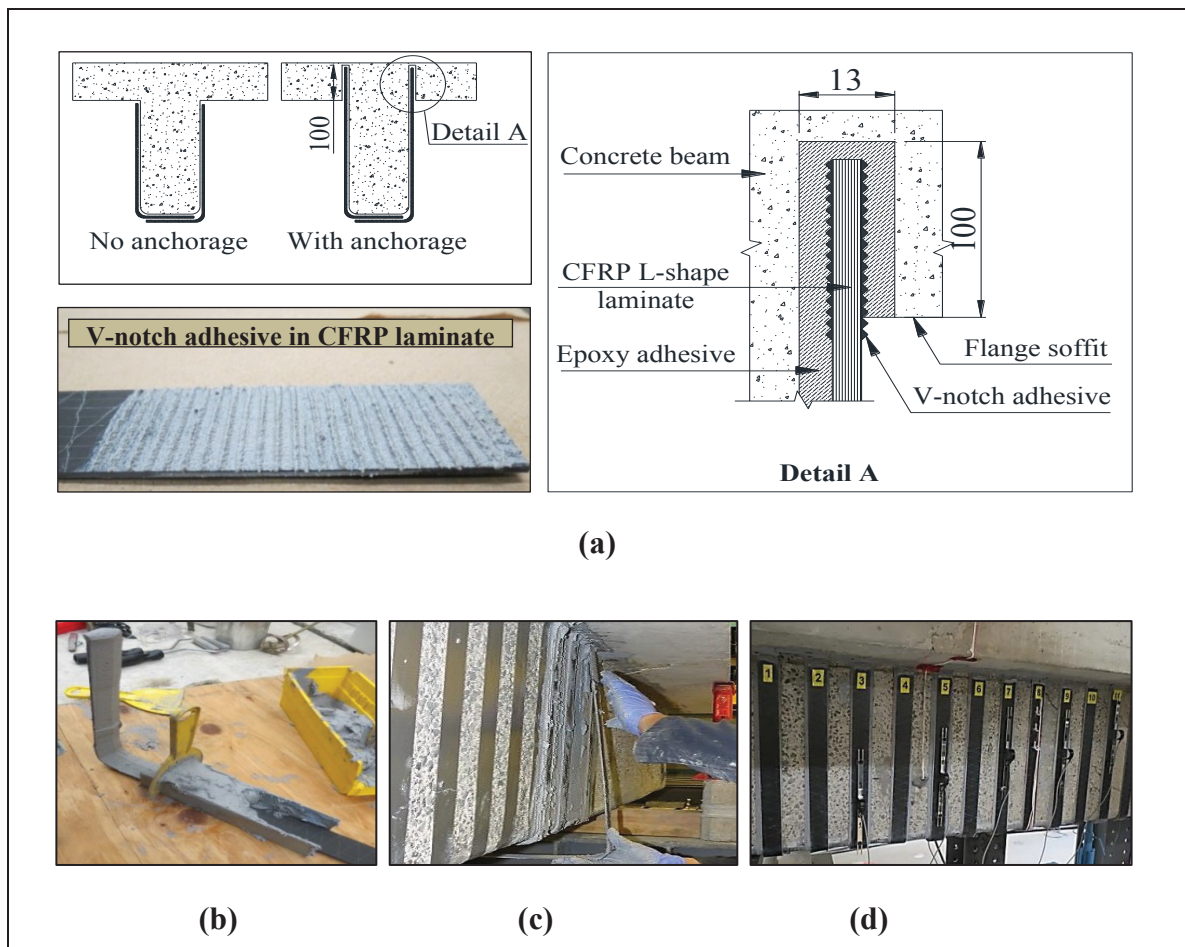


Figure 6.2 Strengthening with L-shape laminate (dimensions are in mm): (a) Detail of anchorage of vertical end leg in flange; (b) Epoxy in an apex shape on the laminates (c) Installation anchorage CFRP laminate; (d) Strengthened beam and external instrumentation

6.4 Experimental Results and Discussion

6.4.1 Overall Response

Table 6.4 presents the experimental test results. The maximum loads reached for medium and large strengthened specimens without anchorage were 416 and 977 kN, representing a shear resistance gain of 16% and 5%, respectively, compared to the control specimens. The maximum loads attained for medium and large strengthened specimens with anchorage were 507 and 1071 kN, representing 41% and 15% shear resistance gain, respectively. This demonstrates that the anchored specimens outperformed those without anchorage.

Tableau 6.4 Test results

Specimen	P_{max} (kN)	V_T (kN)	V_{FRP} (kN)	$Gain_{FRP}$ (%)	v_T (MPa)	Loss in v_T (%)	Δ (mm)	ε_{FRP} max ($\mu m/m$)	ε_{st} max ($\mu m/m$)	Failure mode
M.S1.Con	360	238	-	-	4.47	7	11.9	-	15600	Shear
L.S1.Con	931	600	-	-	4.16		18.8	-	15900	Shear
M.S1.Str	416	275	37	16	5.17	15.7	20.5	900	15400	Shear
L S1.Str	977	630	30	5	4.36		17.8	1650	14500	Shear
M.S1.Str-Anc	507	336	98	41	6.32	24.4	44	9800	5500	Shear
L S1.Str-Anc	1071	690	90	15	4.78		36	3500	12200	Shear

P_{max} = maximum load attained; V_T = total shear resistance; V_{FRP} = CFRP contribution to shear resistance; $Gain_{FRP}$ = gain in capacity due to CFRP; $v_T = V_T / b_w d$ is the shear strength at failure; loss in v_T = loss in shear strength with increasing beam size; Δ = maximum deflection under load; ε_{FRP} = maximum strain in CFRP; and ε_{st} = steel stirrups strain. The shear resistance contribution of CFRP, V_{FRP} , was determined by subtracting the resistance of the control specimen ($V_{FRP} = V_T - V_{TCon}$).

6.4.2 Deflection Response

Figure 6.3 presents the deflection response versus shear force curves of all tested specimens. For large specimens, the curves showed a similar trend in the first loading phase before crack formation. Thereafter, with the formation of diagonal shear cracks, the L.S1.Str-Anc anchored specimen showed a higher stiffness up to failure than either L.S1.Str (unanchored specimen) or L.S1.Con (corresponding control specimen). This contrasts with the

mediumsized specimens, where the curves of the first loading phase featured lower stiffness in M.S1.Str than in M.S1.Con. However, anchoring the strengthening system resulted in a stiffness increase in M.S1.Str-Anc. The curves also showed that anchored specimens M.S1.Str-Anc and L.S1.Str-Anc exhibited an increase in ductility compared to their corresponding control specimens and to those without anchorage. In fact, M.S1.Str-Anc and L.S1.Str-Anc exhibited a considerable increase in deflection with respect to M.S1.Str and L.S1.Str (not anchored). This is justified by the considerable yield plateau, implying that the anchorage system considerably increased the ductility of the specimens.

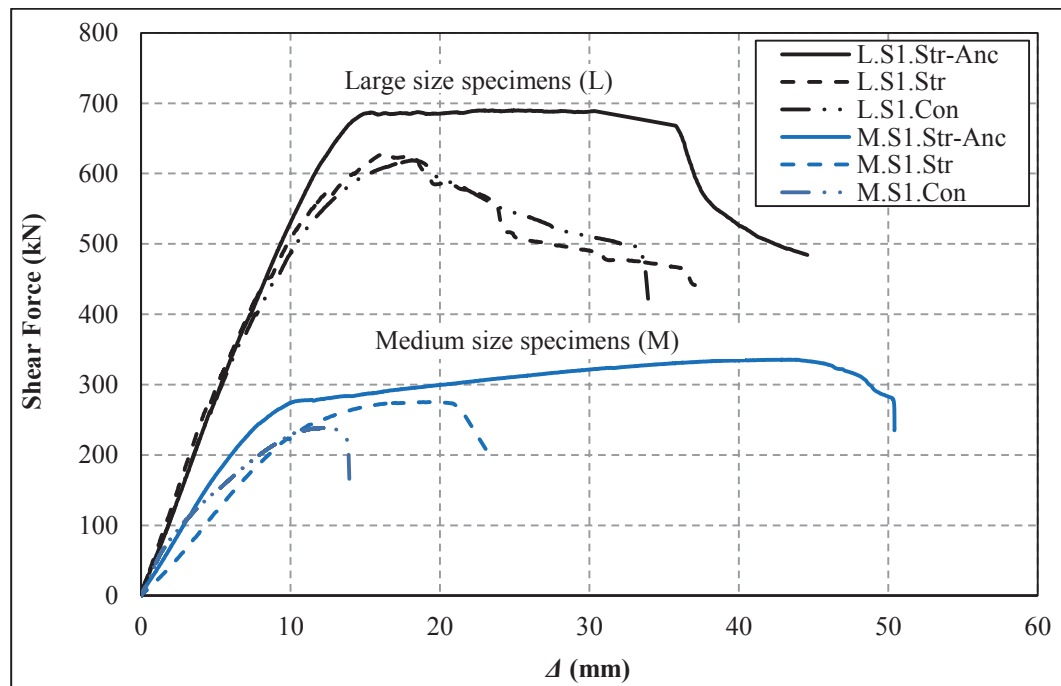


Figure 6.3 Shear force-deflection response of specimens

Moreover, in strengthened specimens, a decrease in deflection was observed as the effective depth d increased. For instance, the deflection ratios between strengthened and corresponding control specimens were 1.7 and 3.7 in M.S1.Str and M.S1.Str-Anc, respectively, whereas in large specimens, these ratios decreased drastically to 1.0 and 1.9 in L.S1.Str and L.S1.Str-Anc. It can be concluded that the size effect may decrease deflection and hence ductility in RC beams shear strengthened with EB-CFRP L-shaped laminates, whether anchored or not. The preceeding observations are similar to those reported in the experimental study by

Nguyen-Minh et Rovňák (2015), where an increase in size led to a deflection decrease in shear-strengthened RC beams using FRP.

6.4.3 Failure Modes

Specimens M.S1.Con and L.S1.Con failed by shear with diagonal tensile fracture at P_{max} = 360 and 931 kN, respectively. It was observed that, with increasing the load, the crack propagated from the middepth of the beam's web toward the support and the loading application point. Due to the presence of steel stirrups, the crack pattern featured several cracks with a main central crack that caused failure. For both the medium and large control specimens, yielding of steel stirrups occurred before reaching maximum load.

The strengthened specimens without anchorage, M.S1.Str and L.S1.Str, failed in shear with diagonal tensile fracture [Figure 6.4(a and b)]. Failure occurred after debonding of all the CFRP laminates intercepted by shear cracks [Figure 6.5(a)]. The main central cracks were similar in both specimens, but propagated at a smaller angle (28° – 30°) than their corresponding control specimens. Yielding of steel stirrups occurred in both specimens before they reached their maximum load-carrying capacities. In addition, yielding of longitudinal steel also occurred in these specimens.

The strengthened specimens with anchorage (i.e., with embedded CFRP L-shaped laminates in the flange), M.S1.Str-Anc and L.S1.Str-Anc, also failed in shear with diagonal tensile fracture. In these specimens, shear failure was accompanied by some flexure degradation. In fact, development and propagation of flexure cracks at the load application zone (Figure 6.6) occurred along with diagonal shear cracks, indicating the possibility of an ultimate flexural failure. It may be of interest to underline the considerable ductile failure mode in M.S1.Str-Anc and L.S1.Str-Anc specimens, compared to corresponding specimens with no anchorage (i.e., M.S1.Str and L.S1.Str). This is attributed to the embedment of CFRP laminates into the flanges, which clearly contributes to the effectiveness of such a shear-strengthening technique with an anchorage system.

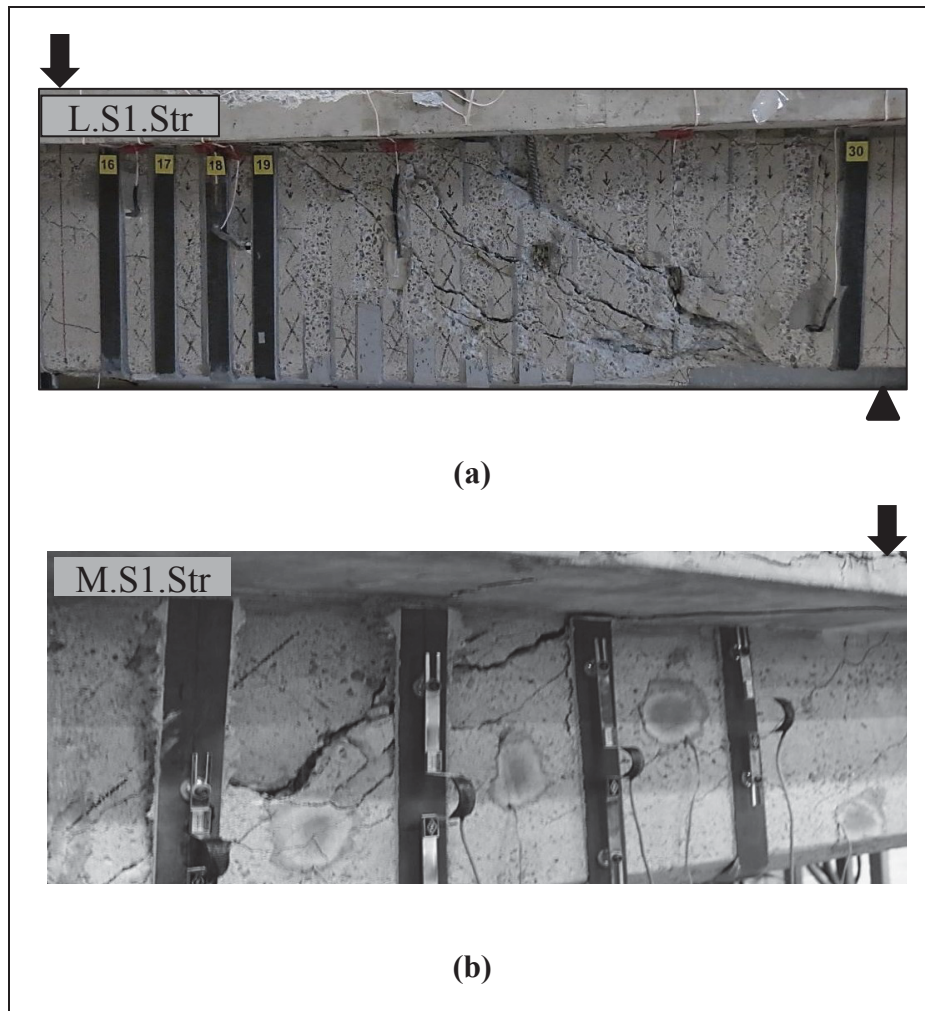


Figure 6.4 Cracking patterns for strengthened specimens without anchorage: (a) Large specimen; (b) Medium specimen

Comparison between the modes of rupture of these two strengthening schemes indicates that anchoring of CFRP laminates into the flange enhances shear resistance to a value close to the ultimate flexural resistance despite the design of specimens to ensure sequential failure by shear before flexure. The CFRP L-shaped laminates continued to contribute to shear resistance even after the specimens reached their maximum loads. This held true despite local debonding of CFRP laminates along the shear zone due to excessive diagonal shear cracks and concrete pulverization [Figure 6.5(b)], leading to laminates distortion close to the embedment area, but without damage to the embedment zone, as shown in Figure 6.6. This confirms that the anchorage system into the compression zone improved the contribution of

CFRP laminates to shear resistance by limiting crack widths, thereby enhancing the aggregate interlocking action. Neither fracture nor debonding was observed in the overlapping zone of the short legs of the L-shaped laminates in the soffit of the beam web for strengthened specimens.

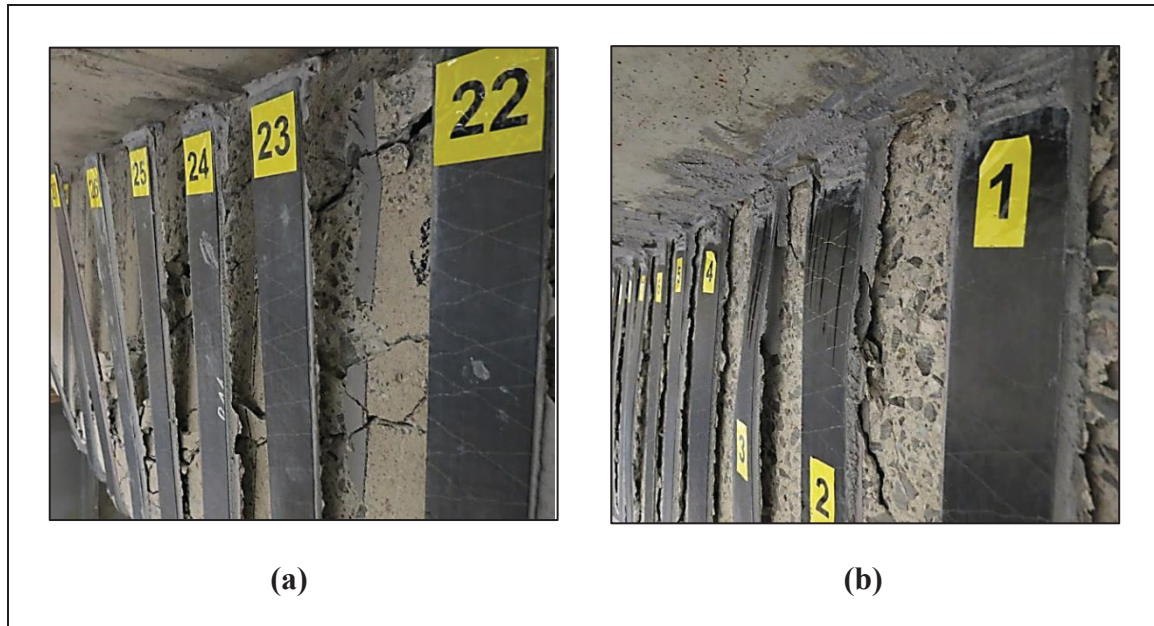


Figure 6.5 State of laminate: (a) Debonding of laminate in specimens with no anchorage; (b) Local debonding without anchorage pullout of laminate in anchored specimens

Yielding of longitudinal steel occurred before the maximum load was reached, i.e., at 313 and 840 kN in M.S1.Str-Anc and L.S1.Str-Anc, respectively. Yielding of steel stirrups in these specimens occurred directly after they reached their maximum load carrying capacities, in contrast with specimens with no anchorage. A thin layer of concrete substrate remained attached to the L-shaped laminates after their debonding, indicating the effectiveness of the bonding area at the CFRP/concrete interface.

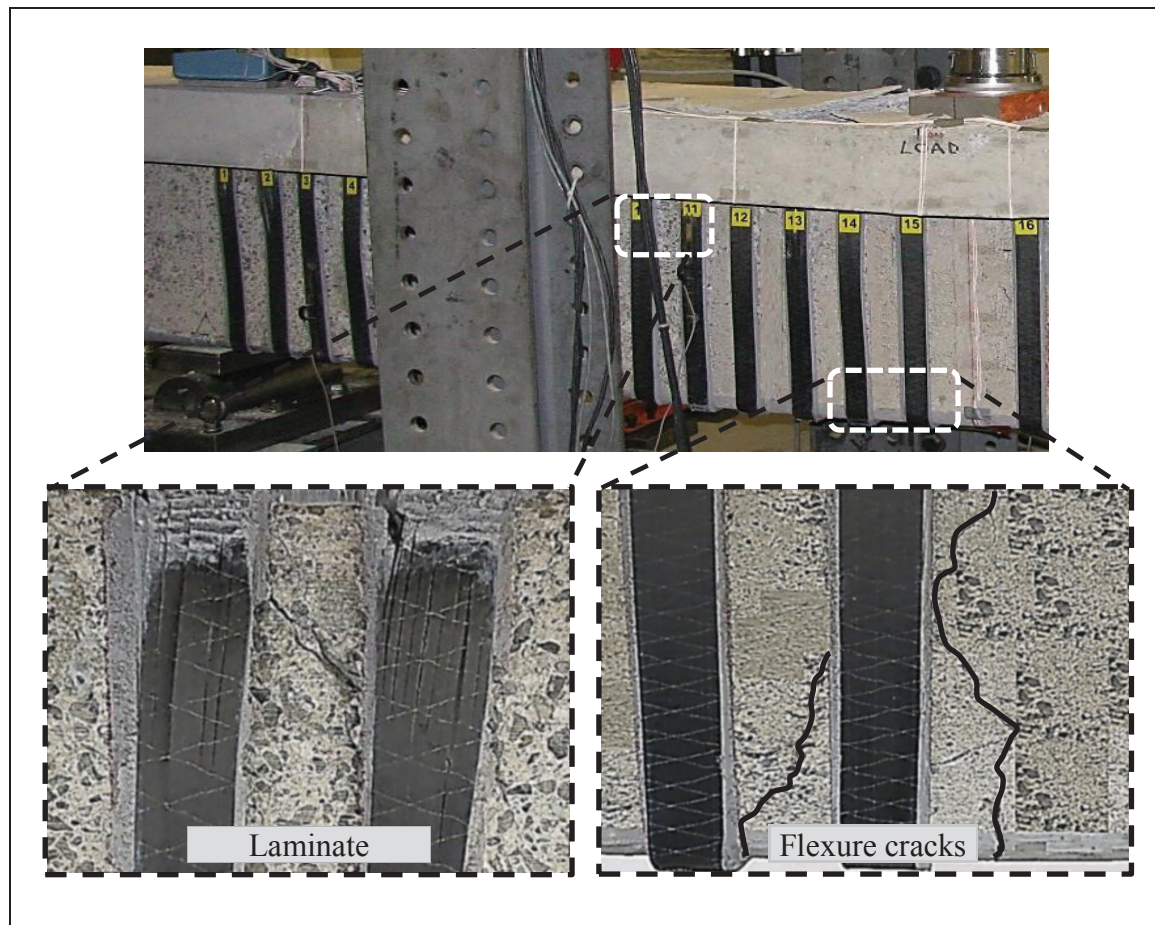


Figure 6.6 Failure mode of specimens with CFRP anchored laminate

6.4.4 Shear Strength Analysis

Figure 6.7 illustrates, for all strengthened specimens, the relative total shear force until failure, which is represented by the ratio of the shear force of strengthened specimens to their corresponding control specimens (V_T/V_{Tcon}). The histogram clearly shows a higher increase in total shear resistance in medium than in large specimens with respect to their control counterparts. This indicates that the size effect reduced the gain in shear force as the depth of specimen increased for both strengthened series. The observed relationship between the gain in shear force due to EB-CFRP and the effective depth d confirms the observation made by Nguyen-Minh et Rovňák (2015) that the size of RC beams with internal transverse steel is

inversely proportional to the increase in load capacity due to an FRP shear-strengthening system. However, Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal (2019) obtained a different behavior in RC T-beams similar to those used in this study, but without internal transverse steel reinforcement, where the gain in shear force due to continuous EB-CFRP sheets with a U-wrap scheme was 45% in medium specimens and increased to 83% for large specimens. This change in size effect behavior in the presence of transverse steel could be attributed to the interaction between external CFRP laminates and internal steel stirrups, which decreased the effectiveness of CFRP strengthening and its contribution to shear resistance, as stated before by other experimental research studies (Bourget, El-Saikaly et Chaallal, 2017; Chaallal, Shahawy et Hassan, 2002; Mofidi et Chaallal, 2011b).

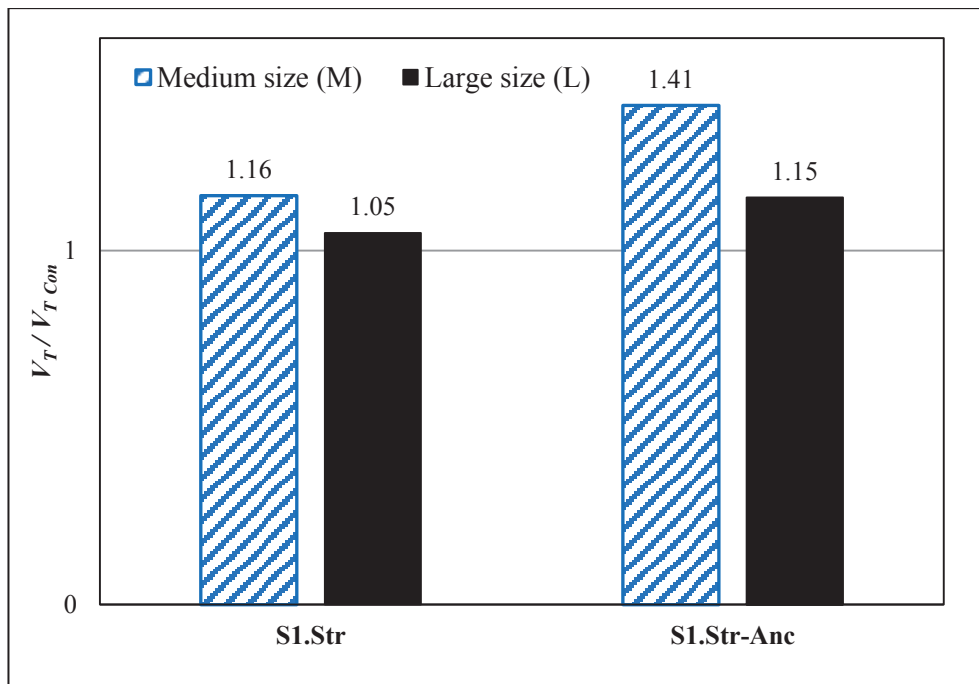


Figure 6.7 Relative shear force in strengthened specimens

Figure 6.8 shows the normalized shear strength at failure ($v_T = V_T / b_w d$) for the three series of specimens. The figure indicates the increase in shear strength at failure in strengthened compared to control specimens, with or without anchorage (embedded) CFRP L-shaped laminates that exhibited the highest levels of strength, particularly in medium specimens. For instance, the increase in shear strength was in the order of 0.7 and 1.85 MPa for Specimens

M.S1.Str and M.S1.Str-Anc, but they dropped to 0.2 and 0.6 MPa for L.S1.Str and L.S1.Str-Anc.

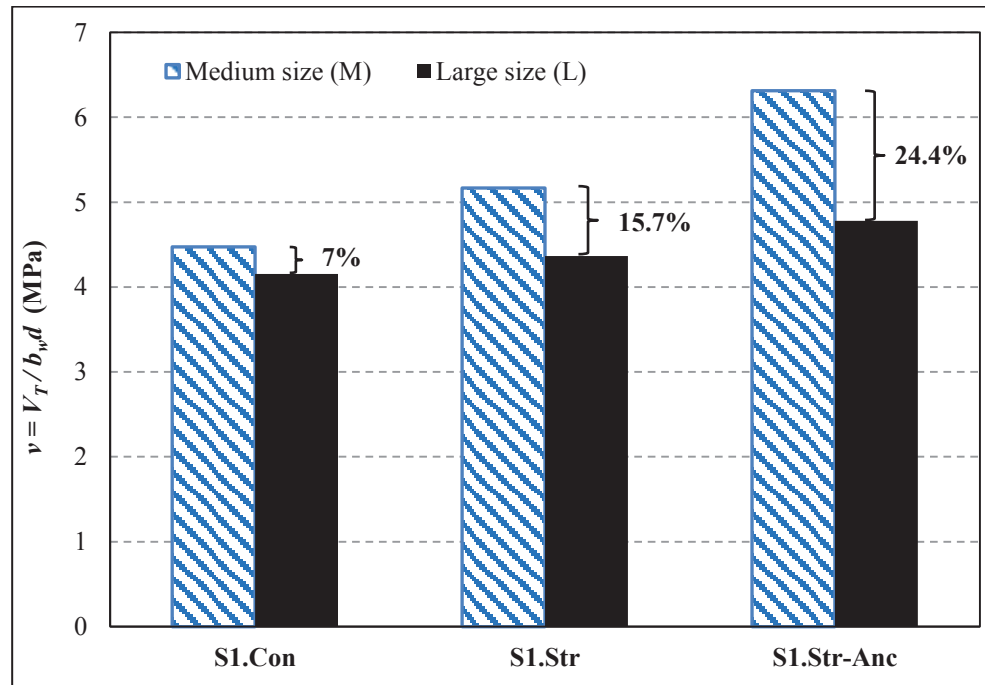


Figure 6.8 Shear strength with increasing beam size for all test series

As for the size effect, Figure 6.8 clearly shows a shear-strength loss as d increased from 350 to 525 mm for all series. Furthermore, this loss increased in strengthened specimens, and even more for strengthened specimens with laminates embedded into the flange. In fact, the loss in shear strength when increasing the beam size from medium to large was 15.7% in S1.Str and increased to 24.4% in anchored specimen S1.Str-Anc. This indicates the existence of a size effect related to shear strengthening using EB-CFRP laminates, which further increased when using an anchorage system.

Note that a small loss in shear strength of 7% was obtained in control specimens (Figure 6.8) compared to 20% loss in similar specimens without steel stirrups conducted by Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal (2019). This can be attributed to the presence of steel stirrups that mitigates the size effect in conventional RC beams, as already demonstrated by Yu et Bazant (2011). In fact, the presence of steel stirrups improves the aggregate interlocking mechanism

by preventing shear cracks from widening, consequently reducing the size effect (Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal, 2017). Because the contribution of transverse steel to shear resistance is assumed to be the same for specimens strengthened with FRP and for conventional (unstrengthened) specimens (ACI-440.2R-17, 2017; CSA-S6-14, 2014; *fib*-TG9.3-01, 2001), the greater shear-strength loss with increasing d in CFRP-strengthened specimens could therefore be attributed only to the CFRP strengthening system, as already demonstrated elsewhere (Bae, Tann et Belarbi, 2012; Benzeguir, El-Saikaly et Chaallal, 2019; Leung et al., 2007). Based on this result, it can be stated that the reduction of shear strength at failure due to the size effect increases with the effectiveness level of the CFRP strengthening.

6.4.5 Effect of Size on Various Components based on Strain Measurements

As aforementioned, to gain a better understanding of shear resistance mechanisms, placing instrumentation devices along the shear span of strain and crack gauges enables collection of accurate data during tests with internal transverse and longitudinal steel, as well as in EB-CFRP laminates with or without an anchorage system.

6.4.5.1 Strain Response in Longitudinal Steel

Figure 6.9 presents the strain response in longitudinal steel at the load application point versus the total shear force for strengthened specimens. All specimens exhibited yielding of longitudinal steel by reaching their elastic limits, which were 2400 and 2000 $\mu\text{m/m}$ for medium and large specimens, respectively (see Table 6.3). The medium specimen's curves followed approximatively similar trends until failure, characterized by a linear elastic phase up to the initiation of yielding of steel, which corresponds to 90% of the ultimate shear force on average. In addition, the medium specimens exhibited significant strain after the yielding point of the reinforcing bars, resulting in ductile behavior up to ultimate failure.

Compared to medium specimens of the same series, the large specimens showed an increase in shear force and in beam stiffness. However, for the same shear force, a small reduction in

strain occurred in anchored specimen L.S1.Str-Anc compared to L.S1.Str without anchorage. Anchoring CFRP laminates into a beam's flange (slab) for shear strengthening increased the shear force and strain in longitudinal steel reinforcement. The results also revealed a decrease in maximum strain by 58% in specimens without anchorage with increasing d (i.e., 10600 $\mu\text{m/m}$ in M.S1.Str versus 4500 $\mu\text{m/m}$ in L.S1.Str) and by 23% in anchored specimens (i.e., 13300 $\mu\text{m/m}$ in M.S1.Str-Anc versus 10300 $\mu\text{m/m}$ in L.S1.Str-Anc). These results show that the anchorage system leads to a higher contribution of longitudinal steel by the strain increase, in contrast to the size effect, which caused a reduction in strains when d increased.

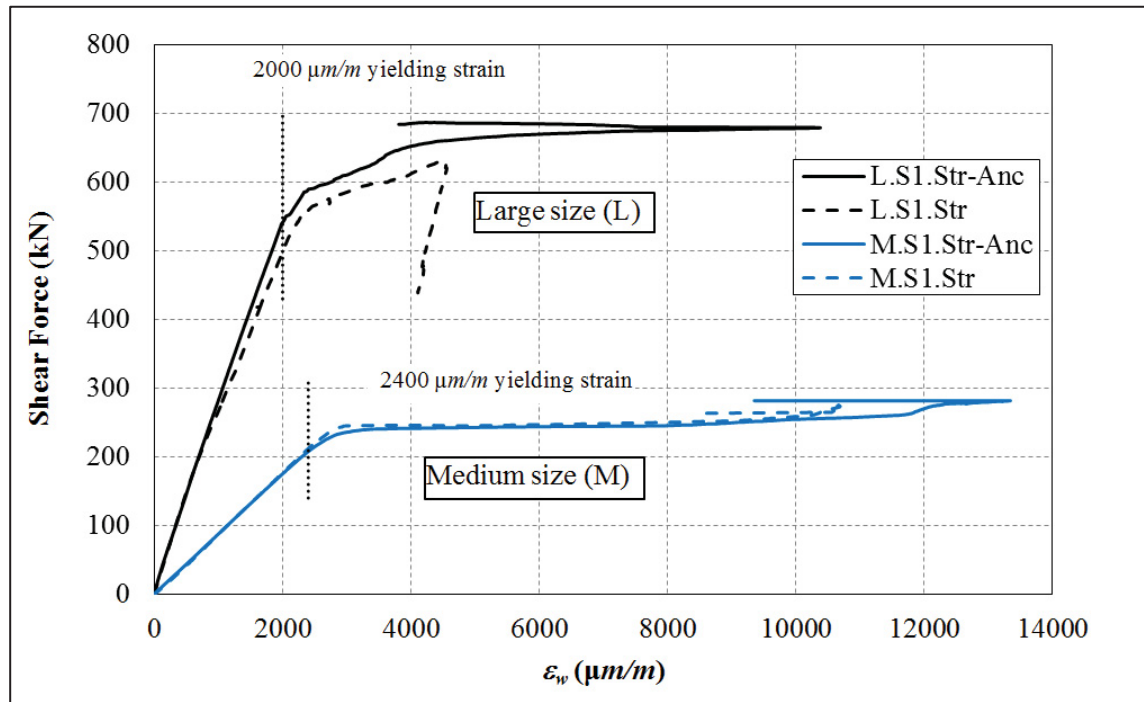


Figure 6.9 Shear force versus strain in longitudinal steel reinforcement (under load point)

6.4.5.2 Strain Response in Transverse Steel

Figure 6.10 illustrates the total shear force versus transverse steel strain. The curves show that the transverse steel contribution to shear resistance started after initiation of diagonal shear cracks in concrete and was greater in large specimens than in medium ones. All

specimens experienced yielding of transverse steel, as shown in Figure 6.10. The strains in the steel stirrups for all specimens continued to increase rapidly with increasing shear force and reached their maximum at the maximum shear force, when ultimate failure of the specimens occurred.

Given the applied load, the strengthened specimens, both medium and large, experienced lower strain than their control counterparts. In fact, with the increase in shear force and up to failure, the control specimens experienced the highest strain values, followed by the strengthened specimens without anchorage and then by those with anchorage, which had the lowest values. This may indicate that strengthening with CFRP laminates eased the strains in steel stirrups, confirming the existence of an interaction between internal steel stirrups and external EB-CFRP laminates, as established by other research studies (Bourget, El-Saikaly et Chaallal, 2017; Chaallal, Shahawy et Hassan, 2002; Pellegrino et Modena, 2002), but not yet captured in design codes and standards.

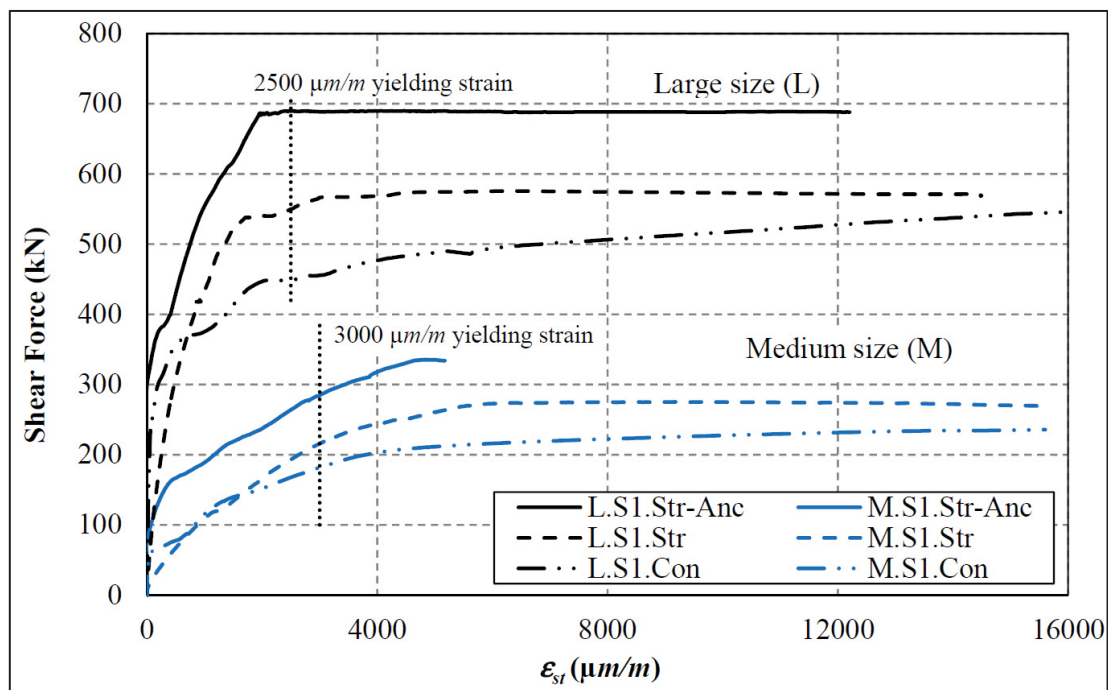


Figure 6.10 Shear force versus strain in steel stirrups

Figure 6.10 also shows that yielding of steel stirrups occurred at a higher level of maximum shear force in large specimens than in medium ones. In addition, given the specimen's size, yielding of stirrups occurred at lower shear force in specimens with no anchorage than in those with anchorage. For instance, yielding of steel stirrups occurred at 90% and 75% of maximum shear force in Specimens L.S1.Str and M.S1.Str, respectively, whereas it occurred at 100% and 84% in L.S1.Str-Anc and M.S1.Str-Anc. These results revealed that the size effect delays yielding of transverse steel and thereby relieves the stirrups. Hence, yielding may occur at a point near the maximum shear force as d increases. This can be attributed to the effective bond length, which is greater in large than in medium specimens. On the other hand, the results also revealed that the anchorage system used in this study delayed yielding of steel stirrups in strengthened specimens of the same size. This can be attributed to better confinement of concrete by the embedded EB-CFRP laminates, thereby avoiding premature debonding of CFRP and preventing widening of shear cracks.

6.4.5.3 Strain Response in EB-CFRP

Figure 6.11 presents the curves for strain response in EB-CFRP laminates versus shear force. Note that the curves are drawn for crack gauges affixed to EB-CFRP laminates that intercept the diagonal shear cracks exhibiting the highest strain along the shear spans. The arrows on the curves indicate the shear force corresponding to the yielding of steel stirrups. In strengthened specimens with anchorage, the maximum CFRP strain reached 9800 $\mu\text{m/m}$ in M.S1.Str-Anc and 3500 $\mu\text{m/m}$ in L.S1.Str-Anc (i.e., 75% and 27% of their respective ultimate values), whereas it reached 900 $\mu\text{m/m}$ in M.S1.Str and 1650 $\mu\text{m/m}$ in L.S1.Str (i.e., 7% and 13% of their respective ultimate values) (see Table 6.4). Note that the CFRP strains in Table 6.4 correspond to the maximum reached shear force and the ultimate tensile strain is 13000 $\mu\text{m/m}$. The increase in CFRP strain with increasing size in strengthened specimens without anchorage can be attributed to the effective bond length, which is greater in large specimens. In contrast, with the CFRP anchorage system, this phenomenon was reversed, and

CFRP strain decreased as specimen size increased. This can be attributed to the embedment of laminates into the slab, thereby preventing CFRP debonding and enhancing shear resistance, even beyond the yielding of steel stirrups (Figure 6.11).

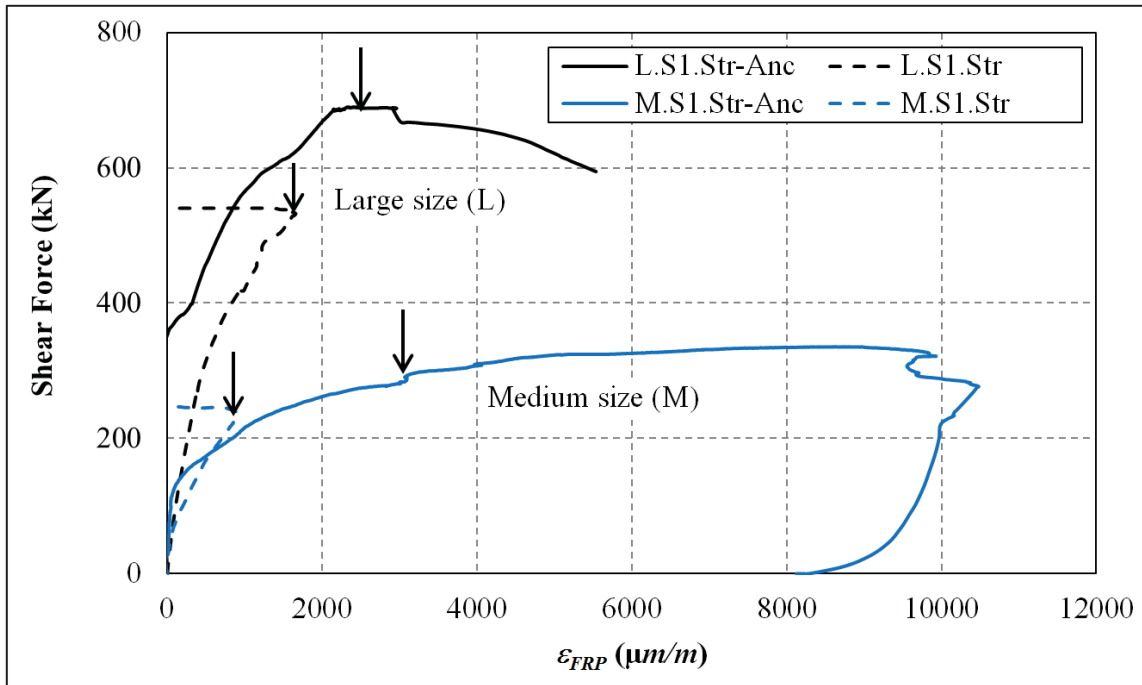


Figure 6.11 Shear force versus strain in CFRP L-shape laminate

It can be observed in Figure 6.11 that the curves feature a similar tendency depending on the strengthening scheme. Comparison of specimens with the same size revealed a significant increase in CFRP strain in anchored specimens compared to those with no anchorage. Furthermore, the strain continued to increase in anchored specimens even after the shear force reached its maximum value. This was not the case for strengthened specimens without anchorage, where the maximum strain was reached before the specimens attained their maximum shear force. After initiation of shear cracks, the CFRP strain in M.S1.Str and L.S1.Str increased almost linearly with increasing shear force until ultimate. Thereafter, the strain started to decrease drastically after yielding of steel stirrups, with no significant change in shear force. This corresponds to debonding of CFRP laminates and announces an imminent failure, which is characterized by the reverse curves in Figure 6.11.

In contrast, the curves revealed a different trend in anchored specimens. In fact, the CFRP strain continued to increase in M.S1.Str-Anc and L.S1.Str-Anc after reaching the maximum shear force. This confirms that CFRP laminates remained active and continued to contribute to shear resistance despite their partial debonding. Note that CFRP strain increased gradually in medium specimens (M.S1.Str-Anc) until the maximum shear force was reached, unlike the behavior in large specimens (L.S1.Str-Anc), where the rate of increase was relatively greater. This can be attributed to widening of shear cracks, which is significant in large specimens, thereby leading to high contribution of CFRP laminates.

6.5 Discussion and Suggestions for Further Research

Results of the present study revealed that beams shear strengthened with EB-CFRP laminates were affected by the size effect, as indicated by the decrease in shear strength as beam size increased in strengthened specimens and for both schemes (with and without anchorage).

The experimental study by Foster et al. (2017) (see “Introduction”) revealed that pullout of the anchorage system occurred after CFRP sheet debonding. The results clearly show a size effect with increasing beam size. Moreover, the effective CFRP strain (ϵ_{FRPe}) reached was only a fraction of the ultimate value (ϵ_{FRPu}). As for the present study, which revealed an amplified size effect in anchored specimens compared to those with no anchorage, the strain in CFRP laminates increased, but without reaching the ultimate value (ϵ_{FRPu}) (Table 6.4). It may be observed that the size effect increases with increasing CFRP strain. However, Leung et al. (2007) reported no size effect in a fully wrapped scheme. At maximum load, the first CFRP strips fractured, giving rise to brittle behavior and an abrupt decrease in load-carrying capacity. The disappearance of the size effect with a full-wrap scheme can be associated with the ultimate strain (ϵ_{FRPu}) attained at failure, which means that the shear resistance mechanism is mainly governed by the EB-CFRP strengthening system. In contrast, the CFRP anchorage system used in the present study greatly enhanced shear resistance, but not so much as to reach the full capacity of the CFRP. It may be observed that the size effect can

disappear when failure occurs by CFRP fracture. Clearly, further experimental investigations are needed on the size effect for RC beams shear strengthened with anchored EB-FRP systems to confirm the findings outlined previously.

It should be emphasized that crack opening increases with beam size. This may explain the size effect observed in large specimens, which feature wider shear cracks and hence a premature loss of aggregate interlocking. This is in agreement with the observation made by Taylor (1972) that when the size of aggregates is properly scaled to the beam size, the decrease in concrete shear strength due to the size effect becomes negligible. Based on that observation, it may be the case that using the same aggregates for different specimen sizes in the present study resulted in a rapid loss of aggregate interlock mechanism in large anchored specimens compared to medium ones. Clearly, more investigations are needed on the size effect considering aggregate size as the main study parameter to clarify and gain insight into this behavioral phenomenon.

6.6 Conclusions

This study presents the results of an experimental investigation on the influence of beam size on the shear strength of RC T-beams with internal steel stirrups shear strengthened with EB-CFRP L-shaped laminates, using the U-wrap scheme with and without an anchorage system consisting of inserting laminates into the flange. Based on the results obtained, the following conclusions can be drawn. The conclusions drawn are limited to the geometry details of the specimens, the aggregate size, the concrete strength, and the CFRP and epoxy products considered in the present study and may not apply to other conditions.

- The CFRP anchorage system in the beam flange resulted in a substantial increase in ductility. On the other hand, the size effect resulted in a decrease in deflection with increasing beam size in strengthened specimens and changed the behavior from ductile to brittle in specimens without anchorage.

- The partial debonding of CFRP laminates did not prevent its contribution through the anchorage system demonstrating the effectiveness of anchored laminates by the substantial level of shear resistance reached.
- The size effect decreased the shear gain due to CFRP laminates as beam size increased; this could be attributed to the interaction between internal stirrups and external CFRP.
- The decrease in shear strength as beam size increased was observed in all specimens, confirming that the size effect can affect shear-strengthened beams with CFRP L-shaped laminates with or without an anchorage system.
- The anchorage system by embedment of EB-CFRP laminates amplified the size effect, revealing a direct relation between the CFRP strengthening contribution level and the size effect.
- Both the CFRP anchorage system and the size effect delayed yielding of transverse steel stirrups close to the point of maximum shear force with increasing d and thereby relieved the levels of strain and stress in stirrups.
- The anchored specimens exhibited a decrease in CFRP strain with increasing specimen size, in contrast with specimens with no anchorage, where the CFRP strain was directly related to the size effect.

Data Availability Statement

Experimental testing data generated and used during the study are available from the corresponding author upon reasonable request.

Acknowledgments

The authors greatly acknowledge the financial support of the NSERC (Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada) and the FRQNT (Fonds de Recherche du Québec-

Nature et technologies) through operating grants to Professor Chaallal. They also thank Sika-Canada, Inc. for contributing to the cost of materials. The efficient collaboration of the technicians (John Lescelleur and Andrés Barco) at École de technologie supérieure (ÉTS) in conducting the tests is appreciated.

CONCLUSION

L'influence de l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres en BA conventionnel est bien établie. L'effet d'échelle entraîne une perte de la contrainte de cisaillement lorsque la taille des poutres augmente. Il est bien documenté et a fait l'objet d'un nombre considérable d'études aussi bien analytiques qu'expérimentales. Les résultats de ces investigations ont été conclusifs, car ils ont permis de prendre en considération l'effet d'échelle. Dans les modèles de prédiction de la résistance au cisaillement attribuée au béton par les normes et codes, la perte de contrainte due à l'effet d'échelle est compensée par un terme ou un coefficient réducteur. Cependant, ceci n'est pas le cas de l'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement des poutres renforcées avec PRF collé en surface qui a connu beaucoup moins d'investigations.

Les objectifs de cette thèse consistaient à présenter l'état des connaissances sur l'influence de l'effet d'échelle sur le cisaillement par l'élaboration et l'analyse d'une base de données de toutes les études expérimentales des poutres en BA conventionnel ou renforcées avec PRF collé en surface. Une synthèse détaillée de ces études a été effectuée pour distinguer les paramètres d'influence majeurs qui gouvernent l'effet d'échelle. L'un des objectifs de cette thèse est de faire une comparaison entre les résultats des études expérimentales et ceux des modèles de prédiction de la contribution du PRF à la résistance au cisaillement; ce qui permettra d'évaluer leur fiabilité.

Un autre volet faisant partie de cette thèse consistait à évaluer et à quantifier l'effet d'échelle au moyen de deux programmes expérimentaux d'envergure sur des poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface. Dans le premier programme expérimental, 18 tests ont été effectués sur des poutres grandeur nature en BA de section en T et renforcées au cisaillement avec une et deux couches de tissu continu en PRFC. Le deuxième programme consistait en 6 tests sur le même type de poutres, mais cette fois-ci renforcées avec des lamelles en L pré-imprégnées en PRFC (*L-shaped CFRP laminates*). Dans ce programme,

l'usage d'un système d'ancrage éprouvé des lamelles dans la zone de compression de la poutre (semelle de la poutre en T) faisait partie des paramètres d'étude.

Dans le premier volet de cette recherche, la revue de la littérature sur l'effet d'échelle a donné lieu à une base de données exhaustive incluant tous les détails sur les études expérimentales de l'effet d'échelle au cisaillement des poutres en BA. Cette base de données inclut plus de 470 tests effectués sur des poutres géométriquement semblables de tailles différentes. L'analyse de cette base de données a mis en lumière les paramètres d'influence majeurs qui peuvent amplifier ou atténuer l'effet d'échelle au cisaillement des poutres en BA conventionnel. Ces conclusions peuvent servir de base de comparaison pour étudier le comportement des poutres en BA renforcées avec PRF collé en surface.

Les principales conclusions peuvent être résumées comme suit :

1. Parmi les 470 spécimens de la littérature, seulement 6% des données expérimentales sur l'effet d'échelle sont consacrées aux poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface, dont 77% des spécimens avaient une hauteur inférieure à 500 mm.
2. L'effet d'échelle dans les poutres en BA conventionnel ne dépend pas seulement de la hauteur de la section. Il est aussi régi par : la taille des agrégats a_g ; la résistance du béton f'_c ; la répartition des armatures longitudinales; le taux des armatures transversales ρ_s ; et le ratio de la longueur de cisaillement sur la hauteur effective a/d .
3. Le peu d'études consacrées à l'effet d'échelle dans les poutres renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface n'ont considéré comme paramètre d'étude que l'ajout du PRF. Dans la majorité de ces études, les résultats ont montré l'existence d'un effet d'échelle lorsque la configuration du renfort est en U. Cependant, lorsque la configuration du renfort est en enveloppe complète, l'effet d'échelle est éliminé.
4. L'analyse de la base de données des études expérimentales de la littérature a révélé que les paramètres qui gouvernent la résistance au cisaillement des poutres en BA convergent tous vers le contrôle de l'ouverture des fissures. En d'autres termes, ce sont

ces paramètres qui régissent la mécanique de rupture. Ceci indique que le contrôle de l'ouverture et la propagation des fissures peut facilement atténuer, voire éliminer, l'effet d'échelle.

L'étude théorique s'est achevée ensuite par une mise en épreuve de quelques modèles de prédiction des normes et des codes qui traitent du renforcement du BA avec des matériaux composites en PRF collé en surface. Dans cette partie, les résultats expérimentaux collectés dans la base de données concernant ce type de poutres ont été comparés avec les résultats des modèles de prédiction de la résistance au cisaillement attribuée au PRF. Cette comparaison a considéré les normes, les codes et les guides de dimensionnement des PRF collés en surface suivants : 1) CSA S806-12 (2012) et; 2) CSA-S6-19 (2019) ; 3) ACI 440.2R-17 (2017); 4) JSCE 2001 (2001); 5) *fib*-TG9.3-01 (2001); et 6) *fib*-TG5.1-19 (2019). L'analyse a révélé des écarts considérables entre les résultats des modèles proposés par les normes et guides et les résultats expérimentaux. Les conclusions dressées à la suite de cette comparaison peuvent être résumées comme suit :

1. L'effet d'échelle est pris en considération dans les modèles de prédiction de la résistance au cisaillement attribuée au béton. L'effet d'échelle pris en considération au moyen d'un coefficient ou d'un terme réducteur qui dépend de la hauteur des poutres. Ceci n'est pas le cas pour la contribution du renfort en PRF, dont la prédiction ne contient aucun paramètre réducteur pour compenser la perte due à l'effet d'échelle.
2. Les modèles de prédiction de la résistance au cisaillement, cités dans cette recherche, surestiment la contribution du renfort en PRF collé en surface. En effet, les modèles de l'ACI-440.2R-17 (2017) et du *fib*-TG5.1-19 (2019) sont plus conservateurs que les modèles CSA-S6-19 (2019) et *fib*-TG9.3-01 (2001), alors que les modèles de CSA-S806-12 (2012) et de JSCE (2001) sont les moins conservateurs.
3. L'influence de l'effet d'échelle est modérée lorsque la prédiction est effectuée selon le guide ACI-440.2R-17 (2017). Elle est moyennement modérée avec les normes (CSA-S806-12, 2012; *fib*-TG9.3-01, 2001). Toutefois, dans la prédiction du code japonais

JSCE (2001), l'influence de l'effet d'échelle est très importante avec l'augmentation de la taille des spécimens, ce qui peut être dû aux différents coefficients de réduction non pris en considération dans les présentes prédictions.

4. Une nette amélioration est observée quant à la prédiction des résultats expérimentaux selon la nouvelle version du code européen *fib*-TG5.1-19 (2019), en comparaison avec l'ancienne version *fib*-TG9.3-01 (2001).
5. L'usage de ces normes doit être effectué avec beaucoup de précautions. Généraliser la vérification de l'intégrité structurale à l'ensemble des normes et codes, comme préconisé par la norme CSA-S806-12 (2012), peut être une solution provisoire en attendant la prise en considération directe de l'effet d'échelle dans les modèles de prédiction.

Le deuxième volet de cette recherche qui consiste en des essais statiques sur des poutres en BA de section en T se décline en deux phases différentes. La première phase met à l'essai 18 poutres formant six séries de spécimens géométriquement semblables de tailles différentes, représentatives de cas réels. L'investigation sur l'effet d'échelle dans la première phase inclut deux paramètres d'étude : 1) acier transversal interne et 2) rigidité du renfort en PRF externe (nombre de couches). Le renfort utilisé était du tissu continu en PRF de carbone. Les spécimens ont été testés sous charge statique avec une vitesse de chargement constante jusqu'à la rupture. L'analyse des résultats a consisté en une comparaison du comportement au cisaillement des poutres selon plusieurs paramètres. Les comparaisons effectuées dans cette phase ont permis d'élucider l'influence de l'effet d'échelle dans les poutres renforcées avec PRF collé en surface. Les principales conclusions tirées à la suite de cette analyse peuvent être résumées comme suit :

1. La diminution de la ductilité par l'effet d'échelle, à mesure que la taille augmente, est atténuée par le renfort en PRFC dans les poutres sans acier transversal. En revanche, le PRFC n'a aucune influence dans le comportement de la flèche lorsque les poutres sont pourvues d'acier transversal.

2. L'effet d'échelle augmente le gain de résistance au cisaillement attribuée au renfort de PRFC, à mesure que la taille des spécimens augmente, pour les poutres sans acier transversal. Cependant, ce gain n'est pas proportionnel à la rigidité du renfort.
3. Dans les spécimens sans acier transversal, les résultats expérimentaux ont révélé la présence d'un effet d'échelle additionnel dû au renfort en PRFC. Cet effet d'échelle est amplifié lorsque la rigidité du PRFC (nombre de couches) augmente.
4. Dans les spécimens avec acier transversal, le gain en résistance au cisaillement est presque négligeable, quelle que soit la taille des poutres. Cependant, ce gain commence à apparaître lorsque la rigidité du renfort augmente (deux couches de PRFC).
5. La diminution considérable voire la disparition du gain en résistance associée au PRFC collé en surface est principalement due au taux très élevé d'acier transversal. Ceci est attribué à l'interaction entre l'acier transversal interne et le renfort en PRFC externe. Cette interaction n'est malheureusement pas encore captée par les modèles de prédiction de la résistance au cisaillement. Elle doit nécessairement être prise en considération afin d'éviter une surestimation de la contribution du renfort en PRFC à la résistance au cisaillement.

La deuxième phase du volet expérimental a consisté à mettre en essai trois séries de poutres du même type que ceux de la première phase. Chaque série se composait de deux tailles différentes de spécimens géométriquement semblables totalisant en tout 6 tests statiques. Dans cette phase, le renfort choisi est composé de lamelles en L en PRF de carbone (*L-Shaped Laminate*) constitué de fibres unidirectionnelles conçues spécialement pour le renforcement au cisaillement. La configuration du renforcement est en forme de U avec lamelles espacées. L'usage d'un ancrage des lamelles fait aussi partie des paramètres d'étude de cette phase. L'analyse des résultats a révélé l'intérêt de l'utilisation des lamelles en L pré-imprégnées notamment avec l'usage d'ancrages dans la zone de compression. Sur la base de cette analyse, les conclusions suivantes peuvent être énoncées:

1. L'usage des lamelles en PRFC pour le renforcement au cisaillement des poutres en BA permet d'avoir un gain plus élevé comparativement à un renfort en tissu de PRFC. En outre, le recours à un système d'ancrage des lamelles dans la zone de compression (semelle de la poutre) augmente considérablement la ductilité des poutres ainsi que le gain en résistance dû au renfort de PRFC.
2. D'un côté, l'effet d'échelle diminue la flèche lorsque la taille des poutres augmente et de l'autre, il change le comportement ductile en un comportement fragile dans les spécimens renforcés sans ancrage. En plus, l'effet d'échelle diminue le gain en résistance dû aux lamelles en PRFC lorsque la taille des spécimens augmente.
3. Dans les spécimens avec renfort en lamelles ancrées dans la semelle de la poutre, le décollement des lamelles n'a pas eu lieu sur toute la longueur effective. L'ouverture excessive des fissures et le décollement partiel n'ont pas empêché la contribution des lamelles.
4. Les résultats ont révélé l'existence d'un effet d'échelle additionnel associé au renfort en lamelles de PRFC. Malgré le gain considérable enregistré avec le recours à un système d'ancrage des lamelles, l'usage de ce dernier amplifie l'effet d'échelle. En effet, la perte de 16% de la contrainte de cisaillement dans les spécimens renforcés sans ancrage est passée à presque 25% avec l'ajout de l'ancrage. Ceci permet de conclure que l'ancrage établit une relation directe entre le niveau de gain dû au PRFC et l'effet d'échelle.
5. La déformation ultime dans les lamelles en PRFC est nettement plus importante lorsqu'elles sont ancrées. L'effet d'échelle augmente la déformation dans les lamelles non ancrées à mesure que la taille des spécimens augmente contrairement aux lamelles ancrées où cette déformation diminue.

RECOMMANDATIONS

Durant la réalisation des programmes de recherche planifiés dans cette thèse, plusieurs pistes ont été identifiées, en ce qui concerne la relation entre l'effet d'échelle et la contribution des PRF collés en surface. Il s'agit de paramètres d'influence majeurs dont l'examen n'était pas prévu dans la présente recherche. Ces paramètres nécessitent des investigations d'envergure avec notamment un programme de recherche élaboré. Évidemment, ces pistes n'ont pas été traitées dans cette thèse. Cependant, elles ont fait l'objet de réflexion et sont formulées dans cette partie comme recommandations pour des recherches futures comme suit :

1. Élucider l'influence de la haute résistance du béton sur l'effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées avec PRF collé en surface. En effet, la résistance du béton a un effet différent entre l'influence sur l'effet d'échelle et le rendement des PRF à la résistance en cisaillement. En d'autres mots, l'augmentation de la résistance du béton amplifie l'effet d'échelle des poutres conventionnelles (non renforcées), cependant elle augmente la contribution à la résistance due au PRF dans les poutres renforcées.
2. Étudier l'influence des PRF avec les fibres dans les deux directions sur l'effet d'échelle dans les poutres renforcées en cisaillement. En effet, il a été démontré que lorsque les armatures longitudinales sont réparties sur toute la hauteur de la poutre, elles contrôlent davantage les ouvertures de fissures. Par conséquent, elles diminuent, voir suppriment, l'effet d'échelle. Le but de l'utilisation des fibres dans les deux sens est de remplacer les armatures longitudinales rarement réparties sur toute la hauteur, car les fibres horizontales d'un tissu continu en PRF couvriront la totalité de la hauteur de la poutre.
3. Évaluer l'influence de la rigidité du PRF lorsqu'elle est constituée de plusieurs couches versus une seule couche (multi-couche versus mono-couche). Même si les modèles de prédiction de la résistance au cisaillement due au PRF ne font pas de différence, le phénomène d'équivalence de la rigidité demeure flou puisqu'il n'a pas fait l'objet de recherche ciblée. En effet, pour garder le même ratio du PRF lorsque la taille des poutres augmente, certaines études sur l'effet d'échelle ont changé le nombre de couches dans

les poutres géométriquement semblables, contrairement à d'autres études qui n'ont pas adopté la même approche y compris les deux études expérimentales dans le cadre de cette thèse. Il est nécessaire d'examiner cette approche pour éviter d'éventuels effets négatifs.

4. Élucider le comportement de l'effet d'échelle dans les poutres en BA renforcées avec PRF en enveloppe complète notamment l'influence de cette configuration sur la mécanique de rupture dans le béton. En effet, cette configuration de renforcement élimine l'effet d'échelle dû au PRF. Mieux encore, elle peut atténuer l'effet d'échelle associé au béton. Lorsque la configuration du renfort en PRF collé en surface est en U, la rupture en cisaillement dans la plupart des cas se produit après le décollement du PRF ; ce qui dépend principalement de la résistance du béton en traction f'_t . Cependant, avec la configuration en enveloppe complète, la fracture du PRF est la cause de la rupture qui est d'ailleurs fragile. Ceci montre que la résistance au cisaillement dans ce cas est principalement gouvernée par le PRF indépendamment de la résistance du béton en traction f'_t .
5. Évaluer l'influence de chaque matériau sur la résistance au cisaillement attribuée au renfort en PRF collé en surface et notamment leur prise en charge par les modèles de prédiction des normes et des codes. En examinant les résultats et les analyses des deux programmes expérimentaux de cette thèse, on s'aperçoit que la résistance au cisaillement due au PRF ne dépend pas seulement des propriétés physiques du PRF et de la résistance du béton comme le suggèrent les normes et les codes. Elle est aussi influencée par l'effet d'échelle, l'interaction entre l'acier transversal interne et le PRF externe.
6. Étudier la possibilité d'une nouvelle configuration de renforcement actif avec PRF externe en précontrainte. L'influence de cette configuration sur l'effet d'échelle en cisaillement sera probablement positive notamment aux chargements dynamiques. L'acier transversal augmente considérablement la résistance au cisaillement parce qu'il résiste en s'opposant à l'ouverture des fissures diagonales. Par contre, il ne peut pas empêcher leur apparition. En revanche, si les étriers en acier étaient en précontrainte, ce

qui est difficilement réalisable ou pratiquement impossible lorsqu'ils sont internes, ils peuvent empêcher l'ouverture des fissures ou la retarder. Ce mécanisme sera concevable avec des PRF en précontrainte et sera facilement réalisable. Pour faire la lumière sur ce type de renforcement actif, des investigations expérimentales sont requises.

ANNEXE I

BASE DE DONNÉES DES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR L'EFFET D'ÉCHELLE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ CONVENTIONNEL

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en
BA avec armatures conventionnelles

a - RC beams with reinforcing steel bars									
Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
1 - Leonhardt F, Walther R (1962) ¹									
D1/1	rect	70	50	3.0	15	35.8	1.71	0.00	7.4
D2/1	rect	140	100	3.0	15	35.9	1.66	0.00	21.6
D3/1	rect	210	150	3.0	15	37.1	1.62	0.00	47.3
D4/1	rect	280	200	3.0	15	34.0	1.67	0.00	75.6
C1	rect	150	100	3.0	30	37.7	1.33	0.00	22
C2	rect	300	150	3.0	30	37.7	1.33	0.00	66
C3	rect	450	200	3.0	30	37.7	1.33	0.00	104
C4	rect	600	225	3.0	30	37.7	1.33	0.00	155
2 - Kani (1967)									
54	rect	136	152	1.0	19.1	26.7	2.76	0.00	158
88	rect	272	152	1.0	19.1	31.4	2.81	0.00	359
69	rect	544	152	1.0	19.1	27.4	2.67	0.00	585
46	rect	136	152	2.0	19.1	25.5	2.76	0.00	69
94	rect	272	152	2.0	19.1	25.3	2.78	0.00	110
61	rect	544	152	2.0	19.1	26.8	2.58	0.00	163
3041	rect	1088	152	2.0	19.1	26.9	2.73	0.00	326
41	rect	136	152	2.5	19.1	27.2	2.6	0.00	51
95	rect	272	152	2.5	19.1	25.3	2.75	0.00	73
65	rect	544	152	2.5	19.1	27.0	2.82	0.00	112
3042	rect	1088	152	2.5	19.1	26.4	2.71	0.00	237
55	rect	136	152	3.0	19.1	25.1	2.89	0.00	33
97	rect	272	152	3.0	19.1	27.2	2.68	0.00	62
71	rect	544	152	3.0	19.1	27.4	2.66	0.00	102
3043	rect	1088	152	3.0	19.1	27.0	2.72	0.00	165
52	rect	136	152	4.0	19.1	24.8	2.69	0.00	29
96	rect	272	152	4.0	19.1	25.3	2.76	0.00	56
63	rect	544	152	4.0	19.1	26.2	2.77	0.00	93
3044	rect	1088	152	4.0	19.1	29.5	2.73	0.00	159
43	rect	136	152	6.0	19.1	28.0	2.73	0.00	29
81	rect	272	152	6.0	19.1	27.5	2.76	0.00	51
66	rect	544	152	6.0	19.1	26.4	2.75	0.00	91
3 - Bhal NS (1968) ¹									
B1	rect	297	240	3.0	-	22.8	1.29	0.00	70
B2	rect	600	240	3.0	-	29.1	1.28	0.00	117
B3	rect	900	240	3.0	-	27.1	1.28	0.00	162
B4	rect	1200	240	3.0	-	24.8	1.28	0.00	177
B5	rect	600	240	3.0	-	26.2	0.64	0.00	104
B7	rect	900	240	3.0	-	26.8	0.64	0.00	135

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
4 - Swamy et Shamsuddin (1971)									
M3N3/2	T	57	51	1.5	6.35	43.4	0.43	0.00	28
M2N3/2	T	86	76	1.5	9.5	35.9	0.43	0.00	46
M1N3/2	T	171	152	1.5	19	40.0	0.43	0.00	213
M3N3	T	57	51	3.0	6.35	42.1	0.43	0.00	11
M2N3	T	86	76	3.0	9.5	44.5	0.43	0.00	22
M1N3	T	171	152	3.0	19	41.4	0.43	0.00	87
M3N4	T	57	51	4.0	6.35	42.1	0.43	0.00	8
M2N4	T	86	76	4.0	9.5	41.4	0.43	0.00	18
M1N4	T	171	152	4.0	19	43.0	0.43	0.00	66
M3W3/2	T	57	51	1.5	6.35	34.8	0.43	0.61	17
M2W3/2	T	86	76	1.5	9.5	35.7	0.43	0.61	48
M1W3/2	T	171	152	1.5	19	34.5	0.43	0.61	164
M3W3	T	57	51	3.0	6.35	36.2	0.43	0.61	15
M2W3	T	86	76	3.0	9.5	33.2	0.43	0.61	32
M1W3	T	171	152	3.0	19	34.1	0.43	0.61	119
M3W4	T	57	51	4.0	6.35	39.0	0.43	0.61	13
M2W4	T	86	76	4.0	9.5	33.2	0.43	0.61	29
M1W4	T	171	152	4.0	19	37.6	0.43	0.61	118
M3N3C	T	57	51	3.0	6.35	41.0	0.43	0.00	9
M2N3C	T	86	76	3.0	6.35	41.0	0.43	0.00	23
M3N3B	T	57	51	3.0	9.5	43.4	0.43	0.00	13
M2N3B	T	86	76	3.0	9.5	43.4	0.43	0.00	22
M1N3B	T	171	152	3.0	9.5	39.2	0.43	0.00	82
M2N3A	T	86	76	3.0	19	43.0	0.43	0.00	26
M1N3A	T	171	152	3.0	19	43.0	0.43	0.00	79
M1N3D	T	171	152	3.0	38	31.0	0.43	0.00	82
5 - Taylor (1972)									
D3	rect	140	60	3.0	2.4	40.0	1.35	0.00	10.6
C6	rect	232	100	3.0	2.4	36.0	1.35	0.00	27.5
C2	rect	232	100	3.0	9	32.0	1.35	0.00	24
B3	rect	465	200	3.0	9	40.0	1.35	0.00	85.3
B2	rect	465	200	3.0	19	31.0	1.35	0.00	87.3
B1	rect	465	200	3.0	38	34.0	1.35	0.00	104
A2	rect	930	400	3.0	19	31.8	1.35	0.00	328
A1	rect	930	400	3.0	38	36.4	1.35	0.00	358
6 - Walraven JC (1978) ¹									
A1	rect	125	200	3.0	-	27.5	0.83	0.00	30
A2	rect	420	200	3.0	-	27.4	0.74	0.00	71
A3	rect	720	200	3.0	-	27.8	0.79	0.00	101

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
7- Chana (1981)									
6.1	rect	42	23.5	3.0	2.4	35.8	1.8	0.00	2.14
4.1a	rect	106	60	3.0	5	30.9	1.78	0.00	9.9
3.1a	rect	177	100	3.0	10	34.5	1.7	0.00	23.8
2.1a	rect	356	203	3.0	20	49.3	1.73	0.00	96
8 - Iguro et al. (1985)									
1	rect	100	158	1.5	10	20.6	0.4	0.00	13.2
2	rect	200	158	1.5	10	19.7	0.4	0.00	26.6
3	rect	600	300	1.5	10	21.1	0.4	0.00	83.5
4	rect	1000	500	1.5	10	27.2	0.4	0.00	178
5	rect	1000	500	1.5	25	21.9	0.4	0.00	199
6	rect	2000	1000	1.5	25	28.5	0.4	0.00	698
7	rect	3000	1500	1.5	25	24.3	0.4	0.00	1413
9 - Niwa Y et al. (1987) ²									
3	rect	1000	300	3.0	25	23.4	0.14	0.00	102
2	rect	2000	600	3.0	25	24.9	0.14	0.00	382
1	rect	2000	600	3.0	25	25.8	0.28	0.00	402
10 - Bažant et Kazemi (1991)									
1	rect	21	38	3.0	4.8	46.2	1.62	0.00	2
2	rect	41	38	3.0	4.8	46.2	1.62	0.00	2.7
3	rect	83	38	3.0	4.8	46.2	1.62	0.00	4.5
4	rect	165	38	3.0	4.8	46.2	1.62	0.00	7.3
5	rect	330	38	3.0	4.8	46.2	1.62	0.00	9.3
11- Walraven et Lehwalter (1994)									
A1	rect	125	200	3.0	16	34.2	0.83	0.00	30
A2	rect	420	200	3.0	16	34.2	0.74	0.00	70.6
A3	rect	720	200	3.0	16	34.8	0.79	0.00	101
B1	rect	125	200	3.0	16	37.6	0.83	0.00	40
B2	rect	420	200	3.0	16	37.6	0.74	0.00	60.5
B3	rect	720	200	3.0	16	34.7	0.79	0.00	79.2
V711	rect	160	250	1.0	16	18.1	1.52	0.00	165
V022	rect	360	250	1.0	16	19.9	1.13	0.00	270
V511	rect	560	250	1.0	16	19.8	1.12	0.00	350
V411	rect	740	250	1.0	16	19.4	1.10	0.00	365
V211	rect	930	250	1.0	16	20.0	1.08	0.00	473
V711/4	rect	160	250	1.0	16	19.5	1.50	0.13	207
V711/4	rect	360	250	1.0	16	18.2	1.13	0.13	317
V511/4	rect	560	250	1.0	16	18.7	1.12	0.14	465
V411/4	rect	760	250	1.0	16	17.0	1.07	0.17	467
V711/4	rect	160	250	1.0	16	19.6	1.50	0.35	380
V022/3	rect	360	250	1.0	16	19.6	1.13	0.35	380
V511/3	rect	560	250	1.0	16	21.3	1.12	0.33	580
V411/3	rect	760	250	1.0	16	19.8	1.07	0.33	665

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
12 - Grimm (1997) ²									
s1.1	rect	153	300	3.7	16	85.6	1.34	0.00	70
s2.2	rect	348	300	3.5	16	86.7	1.88	0.00	187
s3.2	rect	718	300	3.7	16	89.0	1.72	0.00	259
s1.3	rect	146	300	3.9	16	89.0	4.22	0.00	98.6
s2.4	rect	328	300	3.8	16	89.4	3.76	0.00	230
s3.4	rect	690	300	3.8	16	89.4	3.57	0.00	379
13 - Ghannoum (1998)									
N90	rect	65	400	2.5	20	34.2	1.2	0.00	42.5
N155	rect	128	400	2.5	20	34.2	1.2	0.00	84.6
N220	rect	190	400	2.5	20	34.2	1.2	0.00	104
N350	rect	313	400	2.5	20	34.2	1.2	0.00	158
N485	rect	440	400	2.5	20	34.2	1.2	0.00	188
N960	rect	869	400	2.5	20	34.2	1.2	0.00	367
N90	rect	65	400	2.5	20	34.2	2	0.00	76
N155	rect	128	400	2.5	20	34.2	2	0.00	112
N220	rect	190	400	2.5	20	34.2	2	0.00	123
N350	rect	313	400	2.5	20	34.2	2	0.00	179
N485	rect	440	400	2.5	20	34.2	2	0.00	215
N960	rect	869	400	2.5	20	34.2	2	0.00	386
H90	rect	65	400	2.5	10	58.6	1.2	0.00	52
H155	rect	128	400	2.5	10	58.6	1.2	0.00	77
H220	rect	190	400	2.5	10	58.6	1.2	0.00	106
H350	rect	313	400	2.5	10	58.6	1.2	0.00	157
H485	rect	440	400	2.5	10	58.6	1.2	0.00	199
H960	rect	869	400	2.5	10	58.6	1.2	0.00	317
H90	rect	65	400	2.5	10	58.6	2	0.00	77.4
H155	rect	128	400	2.5	10	58.6	2	0.00	105
H220	rect	190	400	2.5	10	58.6	2	0.00	135
H350	rect	313	400	2.5	10	58.6	2	0.00	190
H485	rect	440	400	2.5	10	58.6	2	0.00	199
H960	rect	869	400	2.5	10	58.6	2	0.00	337
14 – Podgorniak S (1998) ²									
BN12	rect	110	300	3.1	10	35.2	0.91	0.00	40
BN25	rect	225	300	3.0	10	35.2	0.89	0.00	73
BN50	rect	450	300	3.0	10	35.2	0.81	0.00	132
BN100	rect	925	300	2.9	10	35.2	0.76	0.00	192
BH50	rect	450	300	3.0	10	94.1	0.81	0.00	132
BH100	rect	925	300	2.9	10	94.1	0.76	0.00	193

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
15 - Collins et Kuchma (1999)									
BN12	rect	110	300	3.1	10	37.2	0.91	0.00	40
BN25	rect	225	300	3.0	10	37.2	0.89	0.00	73
BN50	rect	450	300	3.0	10	37.2	0.81	0.00	132
BN100	rect	925	300	2.9	10	37.2	0.76	0.00	192
BND25	rect	225	300	3.0	10	37.2	1.31	0.00	112
BND50	rect	450	300	3.0	10	37.2	1.11	0.00	163
BND100	rect	925	300	2.9	10	37.2	1.05	0.00	258
BH25	rect	225	300	3.0	10	98.8	0.89	0.00	85
BH50	rect	450	300	3.0	10	98.8	0.81	0.00	132
BH100	rect	925	300	2.9	10	98.8	0.76	0.00	193
BHD25	rect	225	300	3.0	10	98.8	1.31	0.00	111
BHD50	rect	450	300	3.0	10	98.8	1.11	0.00	193
BHD100	rect	925	300	2.9	10	98.8	1.05	0.00	278
SE50A-45	rect	459	169	2.7	10	52.5	1.03	0	69
SE100A-45	rect	920	295	2.5	10	50	1.03	0	201
SE50B-45	rect	459	169	2.7	10	52.5	1.16	0	87
SE100B-45	rect	920	295	2.5	10	50	1.36	0	281
SE50A-M-69	rect	459	169	2.7	10	74	1.03	0.653	139
SE100A-M-69	rect	920	295	2.5	10	71	1.03	0.804	516
SE50B-M-69	rect	459	169	2.7	10	74	1.16	0.653	152
SE100B-M-69	rect	920	295	2.5	10	75	1.36	0.804	583
SE50A-83	rect	459	169	2.7	10	91	1.03	0	73
SE100A-83	rect	920	295	2.5	10	86	1.03	0	184
SE50B-83	rect	459	169	2.7	10	91	1.16	0	101
SE100B-83	rect	920	295	2.5	10	86	1.36	0	365
16 - Tan et Lu (1999)									
1-500/0.50	rect	444	140	0.6	-	49.1	2.60	0.00	850
2-1000/0.50	rect	884	140	0.6	-	31.2	2.60	0.00	875
3-1400/0.50	rect	1251	140	0.6	-	32.8	2.60	0.00	1175
4-1750/0.50	rect	1559	140	0.6	-	42.6	2.60	0.00	1636
1-500/0.75	rect	444	140	0.8	-	42.5	2.60	0.00	700
2-1000/0.75	rect	884	140	0.8	-	32.7	2.60	0.00	650
3-1400/0.75	rect	1251	140	0.8	-	36.2	2.60	0.00	950
4-1750/0.75	rect	1559	140	0.8	-	40.4	2.60	0.00	1240
1-500/1.00	rect	444	140	1.1	-	37.4	2.60	0.00	570
2-1000/1.00	rect	884	140	1.1	-	30.8	2.60	0.00	435
3-1400/1.00	rect	1251	140	1.1	-	35.3	2.60	0.00	800
4-1750/1.00	rect	1559	140	1.1	-	44.8	2.60	0.00	1000

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
17 - Kotsovos et Pavlovic (2001)									
D1	rect	70	50	3.0	-	38.0	1.62	0.00	7
D2	rect	140	100	3.0	-	38.2	1.62	0.00	22
D3	rect	210	150	3.0	-	39.5	1.62	0.00	45
D4	rect	280	200	3.0	-	36.1	1.62	0.00	74
C1	rect	150	100	3.0	-	40.0	1.34	0.00	22
C2	rect	300	150	3.0	-	40.0	1.34	0.00	66
C3	rect	450	200	3.0	-	40.0	1.34	0.00	101
C4	rect	600	225	3.0	-	40.0	1.34	0.00	155
D1s	rect	70	50	3.0	-	38.0	1.62	0.25	8
D2s	rect	140	100	3.0	-	38.2	1.62	0.25	29
D3s	rect	210	150	3.0	-	39.5	1.62	0.25	63
D4s	rect	280	200	3.0	-	36.1	1.62	0.25	117
C1s	rect	150	100	3.0	-	40.0	1.34	0.17	32
C2s	rect	300	150	3.0	-	40.0	1.34	0.17	84
C3s	rect	450	200	3.0	-	40.0	1.34	0.17	192
C4s	rect	600	225	3	-	40	1.34	0.17	270
18 - Fujita et al. (2002)									
L-25-3	rect	250	150	3.0	20	36.4	1.53	0.00	56
L-50-3	rect	500	150	3.0	20	36.4	1.53	0.00	79
L-100-3	rect	1000	350	3.0	20	35.7	1.36	0.00	319
M-25-3	rect	250	150	3.0	20	51.9	1.53	0.00	65
M-50-3	rect	500	150	3.0	20	51.9	1.53	0.00	113
M-100-3	rect	1000	350	3.0	20	53.0	1.36	0.00	340
U-25-3	rect	250	150	3.0	20	92.9	1.53	0.00	47
U-50-3	rect	500	150	3.0	20	102.0	1.53	0.00	86
U-100-3	rect	1000	350	3.0	20	103.0	1.36	0.00	280
19 - Yang et al. (2003)									
L5-40	rect	355	160	0.6	19	31.4	1	0.00	447
L5-60	rect	555	160	0.5	19	31.4	0.98	0.00	535
L5-75	rect	685	160	0.6	19	31.4	1	0.00	597
L5-100	rect	935	160	0.5	19	31.4	0.9	0.00	582
L10-40	rect	355	160	1.1	19	31.4	1	0.00	312
L10-60	rect	555	160	1.1	19	31.4	0.98	0.00	375
L10-75	rect	685	160	1.1	19	31.4	1	0.00	330
L10-100	rect	935	160	1.1	19	31.4	0.9	0.00	544
UH5-40	rect	355	160	0.6	19	78.5	1	0.00	733
UH5-60	rect	555	160	0.5	19	78.5	0.98	0.00	823
UH5-75	rect	685	160	0.6	19	78.5	1	0.00	1010
UH5-100	rect	935	160	0.5	19	78.5	0.9	0.00	1029
UH10-40	rect	355	160	1.1	19	78.5	1	0.00	499
UH10-60	rect	555	160	1.1	19	78.5	0.98	0.00	573
UH10-75	rect	685	160	1.1	19	78.5	1	0.00	361
UH10-100	rect	935	160	1.1	19	78.5	0.9	0.00	769

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
20 - Bentz et Buckley (2005)									
SBB1.1	rect	84	104	2.9	10	35.6	1.63	0.00	14
SBB2.1	rect	168	106	2.9	10	34.3	1.59	0.00	29
SBB3.1	rect	333	105	3.0	10	36.1	1.55	0.00	42
SBB1.2	rect	84	105	2.9	10	35.6	1.61	0.00	19
SBB2.2	rect	168	105	2.9	10	34.3	1.61	0.00	30
SBB3.2	rect	333	101	3.0	10	36.1	1.61	0.00	41
SBB1.3	rect	84	104	2.9	10	35.6	1.63	0.00	15
SBB2.3	rect	166	106	3.0	10	34.3	1.61	0.00	30
SBB3.3	rect	333	101	3.0	10	36.1	1.61	0.00	43
21 - Zhang et Tan (2007)									
1DB35bw	rect	313	80	1.1	10	25.9	1.25	0.40	100
1DB50bw	rect	454	115	1.1	10	27.4	1.28	0.39	187
1DB70bw	rect	642	160	1.1	10	28.3	1.22	0.45	427
1DB100bw	rect	904	230	1.1	10	28.7	1.2	0.41	775
2DB35	rect	314	80	1.1	10	27.4	1.25	0.00	85
2DB50	rect	459	80	1.1	10	32.4	1.15	0.00	136
2DB70	rect	650	80	1.1	10	24.8	1.28	0.00	156
2DB100	rect	926	80	1.1	10	30.6	1.26	0.00	242
3DB35b	rect	314	80	1.1	10	27.4	1.25	0.00	85
3DB50b	rect	454	115	1.1	10	28.3	1.28	0.00	167
3DB70b	rect	642	160	1.1	10	28.7	1.22	0.00	361
3DB100b	rect	904	230	1.1	10	29.3	1.2	0.00	672
22 - Yang et Ashour (2007)									
L5-40	rect	355	160	0.6	25	32.4	1	0.00	405
L5-60	rect	555	160	0.5	25	32.4	0.97	0.00	456
L5-72	rect	653	160	0.6	25	32.4	1.1	0.00	492
L10-40	rect	355	160	1.1	25	32.1	1	0.00	201
L10-60	rect	555	160	1.1	25	32.1	0.97	0.00	262
L10-72	rect	653	160	1.1	25	32.1	1.1	0.00	300
H6-40	rect	355	160	0.7	25	65.1	1	0.00	590
H6-60	rect	555	160	0.6	25	65.1	0.97	0.00	634
H6-72	rect	653	160	0.7	25	65.1	1.1	0.00	698
H10-40	rect	355	160	1.1	25	67.5	1	0.00	335
H10-60	rect	555	160	1.1	25	68.2	0.97	0.00	372
H10-72	rect	653	160	1.1	25	67.5	1.1	0.00	392
23 - Zakaria et al. (2009)									
A1 left	rect	160	200	2.0	25	40.0	2.86	0.72	171
A2 left	rect	280	200	2.0	25	40.0	2.83	0.72	282
A3 left	rect	432	200	2.0	25	40.0	2.84	0.72	432
A4 left	rect	669	200	2.0	25	40.0	2.84	0.72	718

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
24 - Sneed et Ramirez (2010)									
1-1	rect	232	305	3.0	9.5	66.1	1.2	0.00	131
1-2	rect	530	306	3.0	9.5	66.1	1.25	0.00	140
1-3	rect	681	305	3.0	9.5	65.0	1.24	0.00	148
1-4	rect	822	306	3.0	9.5	74.8	1.3	0.00	168
2-1	rect	233	203	3.0	9.5	68.6	1.26	0.00	57
2-2	rect	529	408	3.0	9.5	64.8	1.2	0.00	156
2-3	rect	684	508	3.0	9.5	68.1	1.3	0.00	262
2-4	rect	822	613	3.0	9.5	72.9	1.3	0.00	353
25 - Yu et al. (2011)									
B5N	rect	426	250	2.6	19	49.6	1.15	0.00	172
B6N	rect	524	298	2.6	19	49.6	1.18	0.00	196
B8N	rect	690	299	2.7	19	43.7	1.19	0.00	241
B10N	rect	902	310	2.5	19	54.2	1.1	0.00	323
B12N	rect	1098	605	2.5	19	54.2	1.11	0.00	694
B10L	rect	896	308	2.5	19	54.2	0.67	0.00	201
26 - Kim et al. (2013)									
NA-S2	rect	300	200	2.5	25	31.8	1.9	0.00	76
NA-M2	rect	450	200	2.5	25	31.8	1.9	0.00	107
NA-L2	rect	600	200	2.5	25	31.8	1.9	0.00	126
NA-M3	rect	450	300	2.5	25	31.8	1.9	0.00	157
NA-L4	rect	600	400	2.5	25	31.8	1.9	0.00	256
RH-S2	rect	300	200	2.5	25	32.6	1.9	0.00	61
RH-M2	rect	450	200	2.5	25	32.6	1.9	0.00	109
RH-L2	rect	600	200	2.5	25	32.6	1.9	0.00	126
RH-M3	rect	450	300	2.5	25	32.6	1.9	0.00	154
RH-L4	rect	600	400	2.5	25	32.6	1.9	0.00	262
RF-S2	rect	300	200	2.5	25	34.9	1.9	0.00	73
RF-M2	rect	450	200	2.5	25	34.9	1.9	0.00	96
RF-L2	rect	600	200	2.5	25	34.9	1.9	0.00	125
RF-M3	rect	450	300	2.5	25	34.9	1.9	0.00	160
RF-L4	rect	600	400	2.5	25	34.9	1.9	0.00	257
27 - Yu, Che et Song (2013)									
B5N	rect	426	250	2.6	-	39.2	1.15	0.00	154
B6N	rect	524	298	2.6	-	39.2	1.18	0.00	180
B8N	rect	690	299	2.7	-	34.5	1.19	0.00	235
B10N	rect	902	310	2.5	-	42.8	1.1	0.00	299
B12N	rect	1098	605	2.5	-	42.8	1.11	0.00	571
B10L	rect	896	308	2.5	-	42.8	0.67	0.00	171

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d mm	b mm	a/d	a_g mm	$f'c$ MPa	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
28 - Arun et Ramakrishnan (2014)									
MNR1	rect	400	150	2.6	-	48.8	2.78	0.34	269
MNR2	rect	450	150	2.6	-	48.8	2.78	0.30	255
MNR3	rect	500	150	2.6	-	48.8	2.78	0.27	193
NNR1	rect	400	150	2.6	-	37.6	3.43	0.34	265
NNR2	rect	450	150	2.6	-	37.6	3.43	0.30	234
NNR3	rect	500	150	2.6	-	48.8	3.43	0.27	193
ONR1	rect	400	150	2.6	-	37.6	2.78	0.37	269
ONR2	rect	450	150	2.6	-	37.6	2.78	0.34	250
ONR3	rect	500	150	2.6	-	37.6	2.78	0.30	208
29 - Syroka-Korol et Tejchman (2014)									
SL20	rect	160	200	3.0	16	-	1	0.00	46
SL40	rect	360	200	3.0	16	-	1	0.00	86
SL80	rect	750	200	3.0	16	-	1	0.00	132
SH22	rect	180	200	1.0	16	-	0.63	0.00	170
SH40	rect	360	200	1.0	16	-	0.63	0.00	215
SH78	rect	720	200	1.0	16	-	0.63	0.00	257
30 - Birrcher et al. (2014)									
IV-2123-1.2-02	rect	495	533	1.2	19	31.9	2.3	0.17	2631
III-1.2-02	rect	980	533	1.2	19	28.2	2.3	0.19	3760
IV-2175-1.2-02	rect	1750	533	1.2	19	34.5	2.3	0.21	5436
IV-2123-1.85-03	rect	495	533	1.9	19	28.7	2.3	0.30	1462
III-1.85-02b	rect	980	533	1.8	19	22.7	2.3	0.19	2083
IV-2175-1.85-02	rect	1750	533	1.9	19	34.0	2.3	0.19	3391
IV-2123-2.5-02	rect	495	533	2.5	19	31.5	2.3	0.17	716
III-2.5-02	rect	980	533	2.5	19	31.9	2.3	0.19	1324
IV-2175-2.5-02	rect	1750	533	2.5	19	34.5	2.3	0.21	2270
31 - El-Sayed et Shuraim (2016)									
B350-1-30	rect	293	150	1.0	20	26.1	1.4	0.00	204
B500-1-30	rect	419	150	1.0	20	26.1	1.47	0.00	235
B700-1-30	rect	615	150	1.0	20	26.1	1.44	0.00	453
B1000-1-30	rect	910	150	1.0	20	26.1	1.47	0.00	546
B350-1-55	rect	293	150	1.0	20	53.9	1.4	0.00	380
B500-1-55	rect	419	150	1.0	20	53.9	1.47	0.00	416
B700-1-55	rect	615	150	1.0	20	53.9	1.44	0.00	590
B1000-1-55	rect	910	150	1.0	20	53.9	1.47	0.00	743
B350-1-75	rect	293	150	1.0	20	70.1	1.4	0.00	390
B500-1-75	rect	419	150	1.0	20	70.1	1.47	0.00	441
B700-1-75	rect	615	150	1.0	20	70.1	1.44	0.00	771
B1000-1-75	rect	910	150	1.0	20	70.1	1.47	0.00	810

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d mm	b mm	a/d	a_g mm	f'_c MPa	ρ_w (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
32 - Minelli, Plizzari et Vecchio (2007)									
PC-50	rect	455	200	2.5	20	25.7	1.04	0.00	111
PC-100	rect	910	200	2.5	20	25.7	1.03	0.00	195
PC-100	rect	910	200	2.5	20	55.0	1.03	0.00	207
MSR-50 1	rect	455	200	2.5	20	25.7	1.04	0.08	176
MSR-100	rect	910	200	2.5	20	25.7	1.03	0.04	329
MSR-100	rect	910	200	2.5	20	55.0	1.03	0.04	451
FRC-50 1	rect	455	200	2.5	20	25.7	1.04	SFRC 20kg/m3	197
FRC-100	rect	910	200	2.5	20	25.7	1.03	SFRC 20kg/m3	258
FRC-100	rect	910	200	2.5	20	55.0	1.03	SFRC 20kg/m3	339
33 - Minelli et al. (2014)									
H500 PC	rect	440	250	3.0	16	38.7	1.12	0.00	116
H1000PC	rect	940	250	3.0	16	32.1	1.07	0.00	188
H1500 PC	rect	1440	250	3.0	16	33.1	1.01	0.00	211
H500 FRC50	rect	440	250	3.0	16	38.7	1.12	SFRC 50kg/m3	240
H1000 FRC50	rect	940	250	3.0	16	32.1	1.07	SFRC 50kg/m3	272
H1500 FRC50	rect	1440	250	3.0	16	33.1	1.01	SFRC 50kg/m3	484
H500 FRC75	rect	440	250	3.0	16	38.7	1.12	SFRC 75kg/m3	235
H1000 FRC 75	rect	940	250	3.0	16	32.1	1.07	SFRC 75kg/m3	351
H1500 FRC 75	rect	1440	250	3.0	16	33.1	1.01	SFRC 75kg/m3	554
34 - Shoaib, Lubelli et Bindiganavile (2014)									
N31	rect	258	310	3.0	10	23.0	2.5	1.00	211
N61	rect	531	300	3.0	10	23.0	1.88	1.00	252
N10-1	rect	923	300	3.0	10	41.0	1.44	1.00	492
N32	rect	240	310	3.0	10	41.0	4.03	1.00	281
N62	rect	523	300	3.0	10	23.0	2.55	1.00	242
N10-2	rect	920	300	3.0	10	41.0	2.03	1.00	497
H31	rect	258	310	3.0	10	41.0	2.5	1.00	278
H61	rect	531	300	3.0	10	41.0	1.88	1.00	423
H10-1	rect	923	300	3.0	10	80.0	1.44	1.00	646
H32	rect	240	310	3.0	10	80.0	4.03	1.00	458
H62	rect	523	300	3.0	10	41.0	2.55	1.00	444
H10-2	rect	920	300	3.0	10	80.0	2.03	1.00	644

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

b - RC beams with reinforcing FRP bars									
Specimen	Geometry of beams			Properties of concrete				Results	
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_{FRP} (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
35 - Massam L (2001) ³									
LB/2/0.5/0	rect	194	450	3.9	10	35	0.12	0.00	54
LB/4/0.5/0	rect	438	450	3.5	10	35	0.10	0.00	87
LB/2/0.5/0	rect	938	450	3.2	10	46	0.09	0.00	135
LB/2/2/0	rect	188	450	4.1	10	35	0.47	0.00	74
LB/4/2/0	rect	504	450	3.8	10	35	0.44	0.00	138
LB/8/2/0	rect	860	450	3.6	10	36	0.41	0.00	231
36 - Matta et al. (2007)									
I-1	rect	883	457	3.1	-	38.8	0.59	0.22	123
II-1	rect	883	914	3.1	-	29	0.59	0.58	288
I-2	rect	883	457	3.1	-	35.4	0.59	0.58	171
II-2	rect	880	914	3.1	-	31.5	0.89	0.58	431
37 - Bentz, Massam et Collins (2010)									
S05-0	rect	194	450	3.9	10	35	0.66	0.00	55
M05-0	rect	438	450	3.5	10	35	0.55	0.00	86
L05-0	rect	937	450	3.3	10	46	0.51	0.00	135
L05-1	rect	937	450	3.3	10	46	0.51	0.71	237
L05-2	rect	937	450	3.3	10	49	0.51	1.42	246
S20-0	rect	188	450	4.1	10	35	2.54	0.00	74
M20-0	rect	405	450	3.8	10	35	2.36	0.00	138
L20-0	rect	857	450	3.6	10	36	2.23	0.00	232
M20-1	rect	405	450	3.8	10	35	2.36	0.71	154
L20-1	rect	857	450	3.6	10	36	2.23	0.71	500
L20-2	rect	857	450	3.6	10	42	2.23	1.42	690
38 - Alam et Hussein (2012)									
G-350-70	rect	291	250	2.5	20	65.3	0.87	0.00	76
G-500-70	rect	442	250	2.5	20	74.2	1.25	0.00	116
G-650-70	rect	578	300	2.5	20	74.2	1.37	0.00	155
C-350-70	rect	310	250	2.5	20	65.3	0.42	0.00	72
C-500-70	rect	449	250	2.5	20	74.2	0.69	0.00	100
C-650-70	rect	594	300	2.5	20	74.2	0.65	0.00	146
39 - Matta et al. (2013)									
S3-0.12-2A	rect	292	114	3.1	19	32.1	0.13	0.00	18
S1-0.12-2B	rect	883	457	3.1	19	29.6	0.12	0.00	151
S3-0.24-2B	rect	292	114	3.1	19	40.6	0.28	0.00	21
S1-0.24-2B	rect	880	457	3.1	19	30.7	0.24	0.00	213

Tableau-A I-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA avec armatures conventionnelles (suite)

Specimen	Geometry of beams				Properties of concrete				Results
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_{FRP} (%)	ρ_s (%)	V_T (kN)
40 - Alam et Hussein (2013)									
S-350	rect	310	250	2.5	20	37.4	0.90	0.00	84
S-500	rect	458	250	2.5	20	42.4	0.87	0.00	111
S-650	rect	608	300	2.5	20	49.3	0.88	0.00	156
S-800	rect	758	300	2.4	20	41.8	0.88	0.00	200
C-350	rect	310	250	2.5	20	44.7	0.42	0.00	65
C-500	rect	460	250	2.5	20	34.5	0.45	0.00	74
C-650	rect	594	300	2.5	20	42.4	0.43	0.00	113
C-800	rect	744	300	2.4	20	41.8	0.40	0.00	139
G-350	rect	305	250	2.5	20	39.8	0.86	0.00	61
G-500	rect	440	250	2.5	20	37.4	0.90	0.00	77
G-650	rect	584	300	2.5	20	37	0.91	0.00	104
G-800	rect	734	300	2.4	20	41.8	0.90	0.00	129
41 - Ashour et Kara (2014)									
B-200-2	rect	176	200	5.9	-	29	0.25	0.00	18
B-300-2	rect	276	200	3.6	-	35	0.16	0.00	33
B-400-2	rect	376	200	2.7	-	27	0.12	0.00	33
B-200-4	rect	176	200	5.9	-	29	0.50	0.00	21
B-300-4	rect	276	200	3.6	-	35	0.32	0.00	33
B-400-4	rect	376	200	2.7	-	27	0.24	0.00	36
42 - Mahmoud et El-Salakawy (2016)									
GN-0.8-S	rect	250	200	3	19	39	0.79	0.00	36
GN-0.8-M	rect	500	200	3	19	39	0.79	0.00	64
GN-0.8-L	rect	750	200	3	19	39	0.76	0.00	93
GN-1.2-S	rect	250	200	3	19	39	1.18	0.00	52
GN-1.2-M	rect	500	200	3	19	44	1.18	0.00	91
GN-1.2-L	rect	750	200	3	19	39	1.14	0.00	99
GH-0.8-S	rect	250	200	3	19	72	0.79	0.00	43
GH-0.8-M	rect	500	200	3	19	70	0.79	0.00	56
GH-0.8-L	rect	750	200	3	19	77	0.76	0.00	74
GH-1.2-S	rect	250	200	3	19	72	1.18	0.00	50
GH-1.2-M	rect	500	200	3	19	70	1.18	0.00	87
GH-1.2-L	rect	750	200	3	19	71	1.14	0.00	101

Note : The number of specimens shown in the table represents tests that are deemed valid, unambiguous and non-repetitive, selected solely for an accurate comparison for the size effect; Results are taken from the study by: ¹Zararis et Papadakis (2001), ²Reineck et Kuchma (2003), ³Matta et al. (2013); The study by Godat, Qu (Godat et al., 2010) is a numerical modelling of the specimens tested by Qu, Lu (Qu, Lu et Ye, 2005)

ANNEXE II

BASE DE DONNÉES DES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR L'EFFET D'ÉCHELLE DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT AVEC DU PRF COLLÉS EN SURFACE

Tableau-A II-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres
en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface

RC beams shear-strengthened with EB-FRP															
Specimen	Geometry of beam				Properties of concrete				Properties of FRP				Exp Result (KN)		
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	Fiber	Configuration	Layer	ρ_{FRP} (%)	V_{FRP}	V_T	
43 - Deniaud et Cheng (2001a)															
T4NS	T	330	140	3	-	29	2.30	0.00	-	-	-	-	-	115	
T6NS	T	530	140	2.8	-	44	2.70	0.00	-	-	-	-	-	110	
T4S4	T	330	140	3	-	29	2.30	0.20	-	-	-	-	-	157	
T6S4	T	530	140	2.8	-	44	2.70	0.20	-	-	-	-	-	188	
T4S4-G90	T	330	140	3	-	29	2.30	0.20	G	Cont	en U	1	2.60	49	206
T6S4-G90	T	530	140	2.8	-	44	2.70	0.20	G	Cont	en U	1	2.60	110	297
44 - Qu, Lu et Ye (2005)															
RC1	Rect	166	100	2	30	51.2	4.10	0.00	-	-	-	-	-	80	
RC2	Rect	330	200	2	30	49.7	4.50	0.00	-	-	-	-	-	355	
RC3	Rect	498	300	2	30	50.5	4.20	0.00	-	-	-	-	-	813	
U4	Rect	166	100	2	30	51.2	4.10	0.00	C	strips	en U	1	0.13	22	101
U5	Rect	330	200	2	30	51.2	4.50	0.00	C	strips	en U	2	0.13	50	405
U6	Rect	498	300	2	30	51	4.20	0.00	C	strips	en U	3	0.13	196	1009
45 - Leung et al. (2007)															
SB-C	Rect	155	75	2.5	-	27.4	5.40	0.28	-	-	-	-	-	41	
MB-C	Rect	305	150	2.5	-	27.4	4.40	0.28	-	-	-	-	-	150	
LB-C	Rect	660	300	2.5	-	27.4	4.10	0.28	-	-	-	-	-	538	
SB-U1	Rect	155	75	2.5	-	27.4	5.40	0.28	C	strips	en U	1	0.10	24	65
MB-U1	Rect	305	150	2.5	-	27.4	4.40	0.28	C	strips	en U	2	0.10	5	155
LB-U2	Rect	660	300	2.5	-	27.4	4.10	0.28	C	strips	en U	4	0.10	22	560
SB-F1	Rect	155	75	2.5	-	27.4	5.40	0.28	C	strips	W	1	0.10	25	66
MB-F1	Rect	305	150	2.5	-	27.4	4.40	0.28	C	strips	W	2	0.10	87	236
LB-F1	Rect	660	300	2.5	-	27.4	4.10	0.28	C	strips	W	4	0.10	334	872
46 - Bae, Tann et Belarbi (2012)															
S-Cont	Rect	305	203	3	-	25.2	0.16	0.00	-	-	-	-	-	66	
M-Cont	Rect	457	305	3	-	32	0.16	0.00	-	-	-	-	-	159	
L-Cont	Rect	610	406	3	-	32	0.18	0.00	-	-	-	-	-	244	
S-Str	Rect	305	203	3	-	25.2	0.16	0.00	C	strips	en U	1	0.05	47	113
M-Str	Rect	457	305	3	-	32	0.16	0.00	C	strips	en U	1	0.05	87	246
L-Str	Rect	610	406	3	-	32	0.18	0.00	C	strips	en U	1	0.05	127	371
47 - Bousselham et Chaallal (2013)															
ED2 S0-0L	T	175	95	3	14	25	3.61	0.00	-	-	-	-	-	36	
ED1 S0-0L	T	350	152	3	14	25	3.76	0.00	-	-	-	-	-	81	
ED2 S1-0L	T	175	95	3	14	25	3.61	0.38	-	-	-	-	-	93	
ED1 S1-0L	T	350	152	3	14	25	3.76	0.38	-	-	-	-	-	263	
ED2 S0-1L	T	175	95	3	14	25	3.61	0.00	C	Cont	en U	1	0.14	23	59
ED1 S0-1L	T	350	152	3	14	25	3.76	0.00	C	Cont	en U	1	0.14	39	120
ED2 S1-1L	T	175	95	3	14	25	3.61	0.38	C	Cont	en U	1	0.14	3	96
ED1 S1-1L	T	350	152	3	14	25	3.76	0.38	C	Cont	en U	1	0.14	0	255

Tableau-A II-1 Base de données des études expérimentales sur l'effet d'échelle des poutres en BA renforcées au cisaillement avec PRF collé en surface (suite)

RC beams shear-strengthened with EB-FRP																
Specimen	Geometry of beam				Properties of concrete				Properties of FRP				Exp Result (KN)			
	Section	d (mm)	b (mm)	a/d	a_g (mm)	f'_c (MPa)	ρ_w (%)	ρ_s (%)	Fiber	Configuration	Layer	ρ_{FRP} (%)	V_{FRP}	V_T		
47 - Bousselham and Chaallal (Next)																
ED2 S0-2L	T	175	95	3	14	25	3.61	0.00	C	Cont	en U	2	0.28	32	69	
ED1 S0-2L	T	350	152	3	14	25	3.76	0.00	C	Cont	en U	2	0.28	40	122	
ED2 S1-2L	T	175	95	3	14	25	3.61	0.38	C	Cont	en U	2	0.28	12	105	
ED1 S1-2L	T	350	152	3	14	25	3.76	0.38	C	Cont	en U	2	0.28	4	267	
48 - Nguyen-Minh et Rovňák (2015)																
G1-RC1	Rect	175	100	1.7	22	25	1.80	0.19	-	-	-	-	-	-	39	
G1-RC2	Rect	350	200	1.7	22	25	1.80	0.19	-	-	-	-	-	-	170	
G1-RC3	Rect	525	300	1.7	22	25	1.80	0.19	-	-	-	-	-	-	395	
G1-GFRP-1B	Rect	175	100	1.7	22	25	1.80	0.19	G	Cont	en U	1	2.60	18	56	
G1-GFRP-2A	Rect	350	200	1.7	22	25	1.80	0.19	G	Cont	en U	2	2.60	55	225	
G1-GFRP-3A	Rect	525	300	1.7	22	25	1.80	0.19	G	Cont	en U	3	2.60	64	459	
G2-RC1	Rect	196	100	2	22	23.5	2.40	0.16	-	-	-	-	-	-	45	
G2-RC2	Rect	442	200	2	22	23.5	2.40	0.16	-	-	-	-	-	-	225	
G2-RC3	Rect	682	300	2	22	23.5	2.40	0.16	-	-	-	-	-	-	470	
G2-GFRP-1A	Rect	196	100	2	22	23.5	2.40	0.16	G	Cont	en U	1	2.60	18	63	
G2-GFRP-2A	Rect	442	200	2	22	23.5	2.40	0.16	G	Cont	en U	2	2.60	80	305	
G2-GFRP-3A	Rect	682	300	2	22	23.5	2.40	0.16	G	Cont	en U	3	2.60	180	650	
G2-CFRP-1	Rect	196	100	2	22	23.5	2.40	0.16	C	Cont	en U	1	2.00	25	70	
G2-CFRP-2	Rect	442	200	2	22	23.5	2.40	0.16	C	Cont	en U	2	2.00	120	345	
G2-CFRP-3	Rect	682	300	2	22	23.5	2.40	0.16	C	Cont	en U	3	2.00	260	730	

Note: G=glass. C=carbon. Cont=continuous. W=wrapped around

BIBLIOGRAPHIE

- American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318-14. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete*. ACI 318-19. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2015). *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars*. ACI 440.1R-15. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2008). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. ACI 440.2R-08. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2017). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. ACI 440.2R-17. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (1999). *Fracture Mechanics of Concrete: Concepts Models and Determination of Material Properties*. ACI 446.1R-99. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.
- Alam, MS., & A. Hussein. (2012). Effect of member depth on shear strength of high-strength fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, vol 16(2), p. 119-126. doi: 10.1061/(ASCE CC.1943-5614.0000248).
- Alam, MS., & A. Hussein. (2013). Size effect on shear strength of FRP reinforced concrete beams without stirrups. *Journal of Composites for Construction*, vol 17(4), p. 507-516. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000346.
- Arun, M., & S. Ramakrishnan. (2014). Size Effect on Shear Behavior of High Strength RC Slender Beams. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, vol 3(08), p. 113-118.
- ASCE report. (2017). *Infrastructure report card*. ASCE Reston, VA: American Society of Civil Engineers. Repéré à <https://www.infrastructurereportcard.org/wp-content/uploads/2016/10/2017-Infrastructure-Report-Card.pdf>.
- Ashour, Ashraf F, & Ilker Fatih Kara. (2014). Size effect on shear strength of FRP reinforced concrete beams. *Composites Part B: Engineering*, vol 60, p. 612-620. doi: org/10.1016/j.compositesb.2013.12.002.

- American Society for Testing Materials. (2017). *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*. ASTM A370-17. West Conshohocken, PA: American Society for Testing Materials.
- American Society for Testing Materials. (2019). *Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products*. ASTM A370-19. West Conshohocken, PA: American Society for Testing Materials.
- American Society for Testing Materials. (2018). *Standard test methods for compressive strength of cylindrical concrete specimens*. ASTM C39/39-18. West Conshohocken, PA: American Society for Testing Materials.
- Bae, Sang-Wook, Bradley D Tann & Abdeldjelil Belarbi. (2012). Size effect of reinforced concrete beams strengthened in shear with externally bonded CFRP sheets. In *6th international conference on FRP composites in civil engineering (CICE 2012)*, 13-15 Juin 2012, (pp. 1-8). Rome, Italy.
- Bakir, P. G., & H. M. Boduroglu. (2007). Effect of web reinforcement, size effects and high strength concrete on the shear strength of RC short beams. *Journal of Advanced Materials*, vol 39(1), p. 46-62.
- Barenblatt, Grigory Isaakovich. (1996). *Scaling, self-similarity, and intermediate asymptotics: dimensional analysis and intermediate asymptotics*. Cambridge, England: Cambridge University Press.
- Bažant, Zdenek P, Yunping Xi & Stuart G Reid. (1991). Statistical size effect in quasi-brittle structures: I. Is Weibull theory applicable? *Journal of engineering Mechanics*, vol 117(11), p. 2609-2622.
- Bažant, Zdeněk P. (2000). Size effect. *International Journal of Solids and Structures*, vol 37(1), p. 69-80.
- Bažant, Zdeněk P. (1997). Fracturing truss model: Size effect in shear failure of reinforced concrete. *Journal of engineering mechanics*, vol 123(12), p. 1276-1288.
- Bažant, Zdeněk P., & Mohammed T Kazemi. (1991). Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, vol 88(3), p. 268-276.
- Bažant, Zdeněk P., & Jin-Keun Kim. (1984). Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams. *ACI Journal Proceedings*, vol 81(5), p. 456-468.
- Bažant, Zdeněk P., Joško Ozbolt & Rolf Eligehausen. (1994). Fracture size effect: review of evidence for concrete structures. *Journal of structural engineering*, vol 120(8), p. 2377-2398. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:8(2377).

- Bažant, Zdeněk P., & Jaime Planas. (1998). *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials*. CRC press.
- Bažant, Zdeněk P., & Y Rajapakse. (2012). *Fracture scaling*. Springer Science & Business Media.
- Bažant, Zdeněk P., & Hsu-Huei Sun. (1987). Size effect in diagonal shear failure: influence of aggregate size and stirrups. *ACI Materials Journal*, vol 84(4), p. 259-272.
- Bažant, Zdeněk P., & Qiang Yu. (2005). Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups. *Journal of Structural Engineering*, vol 131(12), p. 1877-1885. doi: 10.1061/ASCE0733-94452005131:121877.
- Bažant, Zdeněk P., Bruno Zuber & Gilles Pijaudier-Cabot. (2004). *Introduction aux effets d'échelle sur la résistance des structures*. Paris, France: Hermes science publ.
- Bažant, ZP, & L Cedolin. (1991). *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. 57 Shelton Street, London, UK: World Scientific Publishing Co.
- Bentz, Evan C., & Sean Buckley. (2005). Repeating a classic set of experiments on size effect in shear of members without stirrups. *ACI structural journal*, vol 102(6), p. 832-838.
- Bentz, Evan C., Laurent Massam & Michael P Collins. (2010). Shear strength of large concrete members with FRP reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, vol 14(6), p. 637-646. doi: 10.1061/ASCE CC.1943-5614.0000108.
- Benzeguir, Zine El Abidine, Georges El-Saikaly & Omar Chaallal. (2017). Size effect in shear of conventional and shear-strengthened RC beams with EB-FRP: State of knowledge and research needs. *Global Journal of Advanced Engineering Technologies and Sciences*, vol 4(11), p. 1-23.
- Benzeguir, Zine El Abidine, Georges El-Saikaly & Omar Chaallal. (2019). Size Effect in RC T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP Sheets: Experimental Study. *Journal of Composites for Construction*, vol 23(6), p. 04019048. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000975.
- Berset, Jean-Daniel. (1992). *Strengthening of reinforced concrete beams for shear using FRP composites*. (Master thesis, Massachusetts Institute of Technology, Massachusetts, États-Unis).
- Birrcher, David B, Robin G Tuchscherer, Matt Huizinga & Oguzhan Bayrak. (2014). Depth effect in deep beams. *ACI Structural Journal*, vol 111(4), p. 731-740. doi: 10.14359/51687002.

- Bompa, DV, & AY Elghazouli. (2015). Ultimate shear behaviour of hybrid reinforced concrete beam-to-steel column assemblages. *Engineering Structures*, vol 101, p. 318-336. doi: org/10.1016/j.engstruct.2015.07.033.
- Bourget, Simon, Georges El-Saikaly & Omar Chaallal. (2017). Behavior of reinforced concrete T-beams strengthened in shear using closed carbon fiber-reinforced polymer stirrups made of laminates and ropes. *ACI Structural Journal*, vol 114(5), p. 1087-1098. doi: 10.14359/51700786.
- Bousselham, Abdelhak. (2005). *Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés*. (Thèse de doctorat, École de technologie supérieure, Montréal, Québec, Canada).
- Bousselham, Abdelhak, & Omar Chaallal. (2004). Shear strengthening reinforced concrete beams with fiber-reinforced polymer: Assessment of influencing parameters and required research. *ACI Structural Journal*, vol 101(2), p. 219-227.
- Bousselham, Abdelhak, & Omar Chaallal. (2013). Experimental investigations on the influence of size on the performance of RC T-beams retrofitted in shear with CFRP fabrics. *Engineering Structures*, vol 56, p. 1070-1079. doi: org/10.1016/j.engstruct.2013.06.028.
- British Standards Institution. (1997). *Code of Practice for Design and Construction*. BS 8110-97. London: British Standards Institution.
- Campana, Stefano. (2013). *Éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion, effort tranchant et forces de déviation*. (Doctoral thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse).
- Cao, SY, JF Chen, JG Teng, Z Hao & J Chen. (2005). Debonding in RC beams shear strengthened with complete FRP wraps. *Journal of Composites for Construction*, vol 9(5), p. 417-428. doi: 10.1061/ASCE1090-026820059:5417.
- Ceroni, Francesca, & Marisa Pecce. (2010). Evaluation of bond strength in concrete elements externally reinforced with CFRP sheets and anchoring devices. *Journal of Composites for Construction*, vol 14(5), p. 521-530. doi: 10.1061/ASCECC.1943-5614.0000118.
- Chaallal, O, M-J Nollet & D Perraton. (1998). Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips. *Journal of Composites for Construction*, vol 2(2), p. 111-113.
- Chaallal, Omar. (2016). *Structures en béton armé: calcul selon la norme ACNOR A23. 3-2014* (3e édition). Québec, Canada: Presses de l'université du Québec.

- Chaallal, Omar. (2018). *Matériaux composites en PRF: Renforcement des structures existantes en béton armé, Calcul selon les normes canadiennes* (1er édition). Québec, Canada: Presses de l'Université du Québec.
- Chaallal, Omar, Amir Mofidi, B Benmokrane & K 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(3), p. 374-383. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000174.
- Chaallal, Omar, Mohsen Shahawy & Munzer Hassan. (2002). Performance of reinforced concrete T-girders strengthened in shear with carbon fiber-reinforced polymer fabric. *ACI Structural Journal*, vol 99(3), p. 335-343.
- Chana, PS. (1981). *Some aspects of modelling the behaviour of reinforced concrete under shear loading*. C&CA, Wexham Springs, United Kingdom: Cement and Concrete Association.
- Chen, Hui, Wei-Jian Yi & Zhongguo John Ma. (2020). Shear-Transfer Mechanisms and Strength Modeling of RC Continuous Deep Beams. *Journal of Structural Engineering*, vol 146(11), p. 04020240. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002814.
- Chen, JF, & JG Teng. (2003). Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Construction and Building Materials*, vol 17(1), p. 27-41.
- Cladera Bohigas, Antoni. (2003). *Shear design of reinforced high-strength concrete beams*. (Doctoral thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, Spain).
- National Research Council. (2013). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures*. CNR-DT200R1-13. Rome: National Research Council.
- Collins, Michael P, & Daniel Kuchma. (1999). How safe are our large, lightly reinforced concrete beams, slabs, and footings? *ACI Structural Journal*, vol 96(4), p. 482-491.
- Canadian Standards Association. (2014). *Calcul des ouvrages en béton*. Norme CAN/CSA-A23.3-14. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2006). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA-S6-06. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2014). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA S6-14. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.

- Canadian Standards Association. (2019). *Canadian Highway Bridge Design Code*. Norme CAN/CSA S6-19. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- Canadian Standards Association. (2012). *Règles de calcul et de construction des structures de bâtiment contenant des polymères renforcés de fibres*. Norme CAN/CSA S806-12. Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association.
- Czaderski, C, & M Motavalli. (2002). Shear strengthening with prefabricated CFRP L-shaped plates. Test beams S1 to S6. *EMPA. Report, vol (116/7)*.
- Czaderski, Christoph, & Masoud Motavalli. (2004). Fatigue behaviour of CFRP L-shaped plates for shear strengthening of RC T-beams. *Composites Part B: Engineering*, vol 35(4), p. 279-290. doi: 10.1016/j.compositesb.2004.02.001.
- Deniaud, Christophe, & JJ Roger Cheng. (2001a). Review of shear design methods for reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced polymer sheets. *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol 28(2), p. 271-281. doi: 10.1139/cjce-28-2-271.
- Deniaud, Christophe, & JJ Roger Cheng. (2001b). Shear behavior of reinforced concrete T-beams with externally bonded fiber-reinforced polymer sheets. *ACI Structural Journal*, vol 98(3), p. 386-394.
- El-Saikaly, Georges, & Omar Chaallal. (2015). Fatigue behavior of RC T-beams strengthened in shear with EB CFRP L-shaped laminates. *Composites Part B: Engineering*, vol 68, p. 100-112. doi: org/10.1016/j.compositesb.2014.08.014.
- El-Saikaly, Georges, Ahmed Godat & Omar Chaallal. (2015). New anchorage technique for FRP shear-strengthened RC T-beams using CFRP rope. *Journal of composites for construction*, vol 19(4), p. 04014064. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000530.
- El-Sayed, Ahmed K., & Ahmed B. Shuraim. (2016). Size effect on shear resistance of high strength concrete deep beams. *Materials and Structures*, vol 49(5), p. 1871-1882. doi: 10.1617/s11527-015-0619-1.
- EMPA. (2002). *Shear strengthening with prefabricated L-shaped plates : Test beams S1 to S6*. Test rep. 116/7. Dübendorf, Switzerland: Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt.
- Comité Européen de Normalisation. (2004). *Calcul des Structures en Béton: Partie 1-1*. Eurocode2 2004. Brussels, Belgium: Comité Européen de Normalisation.
- Fenwick, RC, & Thomas Paulay. (1968). Mechanism of shear resistance of concrete beams. *Journal of the Structural Division*, vol 94(10), p. 2325-2350.

- Fédération Internationale du Béton. (2019). *Externally applied FRP reinforcement for concrete structures*. fib TG5.1-19 Bulletin 90. Lausanne, Switzerland: Fédération Internationale du Béton.
- Fédération Internationale du Béton. (2001). *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures*. fib TG9.3-01 Bulletin 14. Lausanne, Switzerland: Fédération Internationale du Béton.
- Foster, Robert M, Monika Brindley, Janet M Lees, Tim J Ibell, Chris T Morley, Antony P Darby & Mark C Evernden. (2017). Experimental investigation of reinforced concrete T-beams strengthened in shear with externally bonded CFRP sheets. *Journal of Composites for Construction*, vol 21(2), p. 04016086. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000743.
- Fujita, Manabu, Ryoichi Sato, K Matsumoto & Y Takaki. (2002). Size effect on shear strength of RC beams using HSC without shear reinforcement. *Proceedings of Japan Society of Civil Engineers (JSCE)*, vol 711(56), p. 161-172.
- Gastebled, Olivier J, & Ian M May. (2001). Fracture mechanics model applied to shear failure of reinforced concrete beams without stirrups. *ACI Structural Journal*, vol 98(2), p. 184-190.
- China Planning Press. (2010). *Technical code for infrastructure application of FRP composites*. Code GB-50608-2010. Beijing, China: China Planning Press.
- Ghannoum, Wassim M. (1998). *Size effect on shear strength of reinforced concrete beams*. (Master of Engineering Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University Montréal, Québec, Canada).
- Godat, Ahmed, Z Qu, XZ Lu, Pierre Labossiere, LP Ye & Kenneth W Neale. (2010). Size effects for reinforced concrete beams strengthened in shear with CFRP strips. *Journal of Composites for Construction*, vol 14(3), p. 260-271. doi: 10.1061/ASCECC.1943-5614.0000072.
- Iguro, Mizuhito , Toshiyuki Shioya, Yoichi Nojiri & Hikaru Akiyama. (1985). Experimental studies on shear strength of large reinforced concrete beams under uniformly distributed load. *Concrete Library International*, vol 5, p. 137-154.
- Ji, Chunyang, Weiwen Li, Chengyue Hu & Feng Xing. (2016). Data analysis on fiber-reinforced polymer shear contribution of reinforced concrete beam shear strengthened with U-jacketing fiber-reinforced polymer composites. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol 36, p. 98-120. doi :10.1177/0731684416671423.
- Jindal, Roop L. (1984). Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams. *Special Publication, American Concrete Institute*, vol 81, p. 1-16.

- Japan Society of Civil Engineers. (2001). *Recommendations for upgrading of concrete structures with use of continuous fiber sheets*. JSCE 2001. Tokyo, Japan: Japan Society of civil Engineers.
- Kani, G_N_J_. (1967). How safe are our large reinforced concrete beams? *Proceedings of ACI Journal*, vol 64(3), p. 128-141.
- Khalifa, Ahmed, William J Gold, Antonio Nanni & Abdel Aziz MI. (1998). Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *Journal of composites for construction*, vol 2(4), p. 195-202.
- Khalifa, Ahmed, & Antonio Nanni. (2000). Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. *Cement and Concrete Composites*, vol 22(3), p. 165-174.
- Kim, Sang Woo, Chan Yu Jeong, Jin Seop Lee & Kil Hee Kim. (2013). Size effect in shear failure of reinforced concrete beams with recycled aggregate. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, vol 12(2), p. 323-330.
- Kotsovos, MD, & MN Pavlovic. (2001). On the size-effect phenomenon in concrete structures. In *Fourth international conference of fracture mechanics of concrete and concrete structures (FraMCoS-4)*, 28 May - 1 June 2001, (pp. 705-711). Lisse, Netherlands.
- LaFraugh, RW, & Saad E Moustafa. (1975). Experimental Investigation of the Use of Steel Fibers for Sheer Reinforcement. *Concrete Technology Association*, vol 53, p. 9.
- Lee, TK, & Riadh Al-Mahaidi. (2008). An experimental investigation on shear behaviour of RC T-beams strengthened with CFRP using photogrammetry. *Composite Structures*, vol 82(2), p. 185-193. doi: 10.1016/j.compstruct.2006.12.012.
- Leung, Christopher KY, Zhongfan Chen, Stephen Lee, Mandy Ng, Ming Xu & Jianmao Tang. (2007). Effect of size on the failure of geometrically similar concrete beams strengthened in shear with FRP strips. *Journal of Composites for Construction*, vol 11(5), p. 487-496. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2007)11:5(487).
- Li, Weiwen, Chengyue Hu, Zejie Pan, Wei Peng, Yong Yang & Feng Xing. (2018). A proposed strengthening model considering interaction of concrete-stirrup-FRP system for RC beams shear-strengthened with EB-FRP sheets. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol 37(10), p. 685-700. doi: 10.1177/0731684418760204.

- Li, Weiwen, Jun Li, Xiaoli Ren, Christopher KY Leung & Feng Xing. (2015). Coupling effect of concrete strength and bonding length on bond behaviors of fiber reinforced polymer–concrete interface. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, vol 34(5), p. 421-432. doi: 10.1177/0731684415573816.
- Lu, XZ, JG Teng, LP Ye & JJ Jiang. (2005). Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering structures*, vol 27(6), p. 920-937. doi: 10.1016/j.engstruct.2005.01.014.
- Mahmoud, Karam, & Ehab El-Salakawy. (2016). Size Effect on Shear Strength of Glass Fiber-Reinforced Polymer-Reinforced Concrete Continuous Beams. *ACI Structural Journal*, vol 113(1), p. 125-134. doi: 10.14359/51688065.
- Malek, Amir M, & Hamid Saadatmanesh. (1998). Analytical study of reinforced concrete beams strengthened with web-bonded fiber reinforced plastic plates or fabrics. *ACI Structural Journal*, vol 95(3), p. 343-352.
- Matta, F, A Nanni, N Galati & F Mosele. (2007). Size effect on shear strength of concrete beams reinforced with FRP bars. In *Sixth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-6)*, 17-22 June 2007, (pp. 1077-1084). Catania, Italy.
- Matta, Fabio, Ahmed K El-Sayed, Antonio Nanni & Brahim Benmokrane. (2013). Size effect on concrete shear strength in beams reinforced with fiber-reinforced polymer bars. *ACI Structural Journal*, vol 110(4), p. 617-628.
- Minelli, F, GA Plizzari & FJ Vecchio. (2007). Influence of steel fibers on full-scale RC beams under shear loading. In *Sixth international conference of fracture mechanics of concrete and concrete structures (FraMCoS-6)*, 17-22 June 2007, (pp. 1523-1531). Catania, Italy.
- Minelli, Fausto, Antonio Conforti, Estefanía Cuenca & Giovanni Plizzari. (2014). Are steel fibres able to mitigate or eliminate size effect in shear? *Materials and structures*, vol 47(3), p. 459-473. doi: 10.1617/s11527-013-0072-y.
- Mitchell, Denis, & Michael P Collins. (1974). Diagonal compression field theory-a rational model for structural concrete in pure torsion. *Journal Proceedings*, vol 71(8), p. 396-408.
- Mofidi, Amir, & Omar Chaallal. (2011a). Shear strengthening of RC beams with EB FRP: Influencing factors and conceptual debonding model. *Journal of Composites for Construction*, vol 15(1), p. 62-74. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000153.

- Mofidi, Amir, & Omar Chaallal. (2011b). Shear strengthening of RC beams with externally bonded FRP composites: Effect of strip-width-to-strip-spacing ratio. *Journal of Composites for Construction*, vol 15(5), p. 732-742. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000219.
- Mofidi, Amir, Omar Chaallal & Yixin Shao. (2014). Analytical design model for reinforced-concrete beams strengthened in shear using L-shaped CFRP plates. *Journal of Composites for Construction*, vol 18(1), p. 04013024-1. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000433.
- Mofidi, Amir, Sébastien Thivierge, Omar Chaallal & Yixin Shao. (2014). Behavior of reinforced concrete beams strengthened in shear using L-shaped CFRP plates: Experimental investigation. *Journal of Composites for Construction*, vol 18(2), p. 04013033. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000398.
- MTQ. (2018). *Bilan de l'état des structures*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec: Gouvernement du Québec: Ministère des Transports du Québec. Repéré à <https://numerique.banq.qc.ca/patrimoine/details/52327/3583329>.
- MTQ. (2020). *Plan québécois des infrastructures 2020-2030*. Bibliothèque et Archives nationales du Québec: Gouvernement du Québec: Ministère des Transports du Québec. Repéré à https://www.tresor.gouv.qc.ca/fileadmin/PDF/budget_depenses/20-21/7-Plan_quebecois_des_infrastructures.pdf
- Narayanan, R, & IYS Darwish. (1987). Use of steel fibers as shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, vol 84(3), p. 216-227.
- Nelson, Levingshan Augusthus, & Janet M Lees. (2011). Size Effects in Reinforced Concrete Beams Strengthened with CFRP Straps. In *The 5th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, (CICE 2010)* 27-29 September 2011, (pp. 789-793). Beijing, China: Springer.
- Nguyen-Minh, Long, & Marián Rovňák. (2015). Size effect in uncracked and pre-cracked reinforced concrete beams shear-strengthened with composite jackets. *Composites Part B: Engineering*, vol 78, p. 361-376. doi: org/10.1016/j.compositesb.2015.02.035.
- Paultre, Patrick. (2011). *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*. Québec, Canada: Presses inter Polytechnique.
- Pellegrino, Carlo, & Claudio Modena. (2002). Fiber reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams with transverse steel reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, vol 6(2), p. 104-111. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2002)6:2(104).

- Pellegrino, Carlo, & Claudio Modena. (2006). Fiber-reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams: Experimental study and analytical modeling. *ACI Structural Journal*, vol 103(5), p. 720-728.
- Qu, Zhe, XZ Lu & LP Ye. (2005). Size effect of shear contribution of externally bonded FRP U-jackets for RC beams. In *International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, 7-9 December 2005, (pp. 371-380). Hong Kong, China.
- Reineck, K-H, & Daniel A Kuchma. (2003). Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement. *ACI Structural Journal*, vol 100(2), p. 240-249.
- Richard, C. Elstner, & Hognestad Eivind. (1957). Laboratory Investigation of Rigid Frame Failure. *ACI Journal Proceedings*, vol 53(1), p. 637-668. doi: 10.14359/11540.
- Sherwood, Edward G, Evan C Bentz & Michael P Collins. (2007). Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. *ACI Structural Journal*, vol 104(2), p. 180-190.
- Shoaib, Abdoladel, Adam S Lubell & Vivek S Bindiganavile. (2014). Size Effect in Shear for Steel Fiber-Reinforced Concrete Members without Stirrups. *ACI Structural Journal*, vol 111(5), p. 1081-1090. doi: 10.14359/51686813.
- Sneed, Lesley H, & Julio A Ramirez. (2010). Influence of effective depth on shear strength of concrete beams-Experimental study. *ACI Structural Journal*, vol 107(5), p. 554-562.
- Swamy, R Narayam, Roy Jones & Andy TP Chiam. (1993). Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete I-beams. *ACI Structural Journal*, vol 90(1), p. 103-114.
- Swamy, R. Narayan, & A. Queshi Shamsuddin. (1971). Strength, Cracking and Deformation Similitude in Reinforced T-beams Under Bending and Shear. *Proceedings of ACI Journal*, vol 68(3), p. 187-195. doi: 10.14359/11319.
- Syroka-Korol, E, & J Tejchman. (2014). Experimental investigations of size effect in reinforced concrete beams failing by shear. *Engineering Structures*, vol 58, p. 63-78. doi: org/10.1016/j.engstruct.2013.10.012.
- Syroka-Korol, E, J Tejchman & Z Mróz. (2014). FE analysis of size effects in reinforced concrete beams without shear reinforcement based on stochastic elasto-plasticity with non-local softening. *Finite Elements in Analysis and Design*, vol 88, p. 25-41. doi: org/10.1016/j.finel.2014.05.005.
- Szymon, Cholostiakow, Di Benedetti Matteo, Guadagnini Maurizio & Zappa Emanuele. (2018). Size Effect in FRP RC Beams with and without Shear Reinforcement. *ACI Symposium Publication*, vol 327(6), p. 27.1-27.20.

- Tan, KH, & HY Lu. (1999). Shear behavior of large reinforced concrete deep beams and code comparisons. *ACI Structural Journal*, vol 96(5), p. 836-846.
- Taylor, HP. (1972). Shear strength of large beams. *Journal of the Structural Division*, vol 98(St 11), p. 2473-2490.
- Triantafillou, Thanasis C. (1998). Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. *ACI structural journal*, vol 95(2), p. 107-115.
- Vecchio, Frank J, & Michael P Collins. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*, vol 83(2), p. 219-231.
- Walraven, Joost, & Norbert Lehwalter. (1994). Size effects in short beams loaded in shear. *ACI Structural Journal*, vol 91(5), p. 585-593.
- Yang, Keun-Hyeok, & Ashraf F Ashour. (2007). Influence of section depth on the structural behaviour of reinforced concrete continuous deep beams. *Magazine of Concrete Research*, vol 59(8), p. 575-586. doi: 10.1680/macr.2007.59.8.575.
- Yang, Keun-Hyeok, Heon-Soo Chung, Eun-Taik Lee & Hee-Chang Eun. (2003). Shear characteristics of high-strength concrete deep beams without shear reinforcements. *Engineering Structures*, vol 25(10), p. 1343-1352. doi: 10.1016/S0141-0296(03)00110-X.
- Yang, Keun-Hyeok, Jae-Il Sim, Byong-Jeong Choi & Eun-Taik Lee. (2011). Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams. *ACI Materials Journal*, vol 108(5), p. 501-509.
- Yang, Yuguang. (2014). *Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement: a New Look at an Old Problem*. TU Delft, Netherlands: Delft University of Technology.
- Yu, Lei, Yi Che & Yupu Song. (2013). Shear Behavior of Large Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. *Advances in Structural Engineering*, vol 16(4), p. 653-665.
- Yu, Lei, Yi Che, Xin Feng Zheng, Jin Xin Gong & Yu Pu Song. (2011). Effect of beam depth and longitudinal reinforcement ratio on shear strength of RC beams. *Advanced Materials Research*, vol 163-167, p. 1460-1465. doi: 10.4028/www.scientific.net/AMR.163-167.1460.
- Yu, Qiang, & Zdeněk P Bažant. (2011). Can stirrups suppress size effect on shear strength of RC beams? *Journal of Structural Engineering*, vol 137(5), p. 607-617. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000295.

- Zakaria, Mohamed, Tamon Ueda, Zhimin Wu & Liang Meng. (2009). Experimental investigation on shear cracking behavior in reinforced concrete beams with shear reinforcement. *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol 7(1), p. 79-96.
- Zararis, Prodromos D, & George Ch Papadakis. (2001). Diagonal shear failure and size effect in RC beams without web reinforcement. *Journal of structural engineering*, vol 127(7), p. 733-742.
- Zhang, Ning, & Kang-Hai Tan. (2007). Size effect in RC deep beams: Experimental investigation and STM verification. *Engineering Structures*, vol 29(12), p. 3241-3254. doi: 10.1016/j.engstruct.2007.10.005.