

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE  
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

THÈSE PRÉSENTÉE À  
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE  
À L'OBTENTION DU  
DOCTORAT EN GÉNIE  
Ph.D.

PAR  
ABDELHAK BOUSSELHAM

COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ  
RENFORCÉES EN CISAILLEMENT  
À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS

MONTRÉAL, LE 11 NOVEMBRE 2005

© droits réservés de Abdelhak Bousselham

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE  
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Claude Bédard, président du jury  
Doyen à la recherche et au transfert technologique, École de technologie supérieure

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

Mme. Marie-José Nollet, examinatrice  
Département de génie de la construction, École de technologie supérieure

Mme. Marie-Anne Erki, examinatrice  
Département de génie civil, Collège militaire royal du Canada, Kingston

M. Bruno Massicotte, examinateur  
Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique, Montréal

M. Kenneth W. Neale, examinateur  
Titulaire de la Chaire de recherche du Canada sur les matériaux d'avant-garde en génie,  
Département de génie civil, Faculté de génie, Université de Sherbrooke

M. Luc Taerwe, examinateur  
Department of Structural Engineering, Faculty of Engineering, Ghent University,  
Belgium

ELLE A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC  
LE 6 OCTOBRE 2005  
À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

# COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS

Abdelhak Bousselham

## SOMMAIRE

L'effort de recherche, entrepris depuis une quinzaine d'années, sur l'utilisation des matériaux composites avancés à base de fibres en polymère (Fiber Reinforced Polymer : FRP), pour le renforcement externe des structures en béton armé, a permis de couvrir de nombreux aspects. Le renforcement en flexion et le confinement des colonnes circulaires sont à présent des aspects bien documentés. En comparaison, le renforcement en cisaillement a fait l'objet de travaux au nombre relativement limité. La présente recherche porte sur ce dernier aspect. Son but est de contribuer, à travers des investigations théoriques et expérimentales, à la compréhension du comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. La première partie du volet théorique traite du comportement en cisaillement des poutres en béton armé. La seconde partie, consacrée aux poutres renforcées de FRP, fait le point sur l'état des connaissances actuelles. Le volet expérimental est réalisé à travers un vaste programme d'essais, totalisant 34 tests, conduits sur des spécimens en grandeur nature. Les paramètres d'étude sont : (i) le taux de FRP; (ii) le taux d'acier transversal; (iii) le type de poutre (profonde versus élancée); et (iv) la taille des spécimens. Les principaux résultats obtenus à l'issue de ce programme expérimental sont : (i) l'augmentation du taux de FRP ne conduit pas à une hausse proportionnelle de sa contribution à la résistance; (ii) l'augmentation du taux d'acier transversal engendre une diminution de la contribution du FRP; (iii) les poutres renforcées, de type élancé, ont tendance à afficher une meilleure performance, en comparaison au type profond; (iv) la taille de l'élément renforcé affecte la contribution du FRP. L'exploitation des données expérimentales recueillies, notamment sur les déformations, a également permis de fournir une description précise du comportement des éléments renforcés sous charge croissante, et une visualisation claire de l'évolution de leur résistance, également sous charge croissante. Ce qui a aidé au développement d'un modèle de calcul de la contribution du FRP. Ce modèle, qui fait intervenir tous les paramètres liés au renfort en FRP, est fondé sur l'adhérence à l'interface FRP-béton. Il est assorti de règles qui fixent une limite maximale à la résistance totale en cisaillement. Pour sa validation, le modèle proposé est confronté à une importante série de résultats de tests, provenant de sources différentes. Ses prédictions sont également comparées à celles des autres modèles existants. Il en ressort que les prédictions du modèle proposé sont satisfaisantes, comparativement à celles des autres modèles. Il (le modèle proposé) se distingue cependant par le fait que son développement est totalement analytique; à l'inverse des autres modèles. Des investigations additionnelles, théoriques et expérimentales, encore plus ciblées, s'avèrent cependant nécessaires. Ces investigations devraient porter, entre autres, sur : (i) les mécanismes mis en jeu dans la répartition de l'effort appliqué entre l'acier transversal et le FRP; (ii) l'effet d'échelle dans les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP.

# BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED IN SHEAR WITH ADVANCED COMPOSITE MATERIALS

Abdelhak Bousselham

## ABSTRACT

The research effort carried out during the last fifteen years or so on the use of fibre reinforced polymer (FRP) composites for external strengthening and rehabilitation of reinforced concrete (RC) structures has covered many aspects. Strengthening of beams in flexure and circular columns through confinement are now well documented techniques. In contrast, very few studies have been devoted to shear strengthening with FRP. The main objective of this research study is to contribute through theoretical and experimental investigations, to the understanding of the behaviour of RC beams strengthened in shear with externally bonded FRP. The first part of the theoretical aspect of the thesis deals with the behaviour in shear of RC beams, whereas the second part is devoted to a state of the art review and synthesis of RC beams strengthened with FRP. The experimental aspect of the study considers 34 tests on full scale RC beams, where the following parameters are investigated: (i) the FRP ratio; (ii) the transverse steel ratio; (iii) the type of the beam (deep versus slender); and (iv) the specimen size. The main findings attained from this experimental work are as follows: (i) the shear resistance gain is not proportional to the FRP ratio; (ii) the increase of the transverse steel ratio lowers the contribution of FRP to the shear resistance; (iii) the slender strengthened beams tend to show a better performance compared to deep beams; and (iv) the size of the specimen affects the FRP contribution to the shear resistance. Thorough examination of the obtained experimental data, notably the strains, allowed a precise monitoring of the behaviour under increased loading of the different components of the strengthened RC beams, as well as the evolution of their respective contributions to the shear resistance. This resulted in the development of a comprehensive analytical model for the contribution of FRP to the shear resistance. This model, which encompasses all the parameters related to the FRP, is based on the bond at the interface of the FRP and concrete and includes rules that limit the maximum total shear resistance. To validate the model, its predictions are compared to numerous test results reported by other sources, as well as to predictions of existing models. The model predictions were found satisfactory in comparison to the existing models. However, the advantage of the proposed model is that its derivation is entirely analytical, which is not the case for the existing models. Nevertheless, further targeted theoretical as well as experimental research investigations are still in need, particularly in the following areas: (i) the mechanisms in play in the distribution of the applied shear force between the transverse steel and FRP; and (ii) the scale effect in RC beams strengthened in shear with FRP.

## REMERCIEMENTS

À mon directeur de recherche, le professeur Omar Chaallal, j'adresse tout à la fois mes remerciements et l'expression de ma sincère reconnaissance. Son soutien constant à cette recherche, son enthousiasme débordant et ses encouragements continuels furent importants.

Mes remerciements les plus respectueux vont également aux membres du jury qui me font l'honneur d'évaluer ce travail.

Monsieur John Lescelleur, technicien senior au laboratoire de structures lourdes de l'ÉTS, s'est impliqué, de façon active, dans la réalisation du programme expérimental. Son habilité, sa minutie et son sens aigu de la précision furent pour beaucoup dans la réussite de ce programme. Je tiens à l'en remercier.

Le Dr Munzer Hassan, de l'équipe de DRSR à l'ÉTS, m'a régulièrement donné des marques d'intérêt encourageantes. Qu'il trouve ici le témoignage de mon amicale gratitude.

Je me dois également de remercier l'École de technologie supérieure et le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie (CRSNG) pour leur support financier.

Enfin, à mon épouse, Sakina, qui a fait preuve d'une patience infinie, et à mes deux enfants, Zineb et Mohammed, à qui j'ai dérobé énormément de temps, je tiens à dire : cette thèse, c'est aussi la vôtre.

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
SOMMAIRE .....	iii
ABSTRACT .....	iv
REMERCIEMENTS .....	v
TABLE DES MATIÈRES.....	vii
LISTE DES TABLEAUX.....	xii
LISTE DES FIGURES .....	xiv
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES .....	xxi
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 UTILISATION DES MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS POUR LE RENFORCEMENT EXTERNE DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ .....	9
1.1 Principales causes de la détérioration des structures en béton armé .....	9
1.1.1 Dégradation des matériaux.....	9
1.1.2 Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages .....	9
1.1.3 Désordres dus aux erreurs de conception ou d'exécution .....	10
1.2 Solutions de renforcement des structures en béton armé .....	10
1.3 Utilisation des FRP pour le renforcement des infrastructures.....	13
1.3.1 Généralités.....	13
1.3.2 Propriétés des FRP .....	14
1.3.3 Applications des FRP pour le renforcement.....	16
1.3.4 Limites et conditions d'utilisation des FRP pour le renforcement.....	17
CHAPITRE 2 COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ –REVUE DES CONNAISSANCES.....	18
2.1 Introduction .....	18
2.2 Fissuration et modes de rupture en cisaillement.....	19
2.2.1 Fissuration .....	19
2.2.2 Modes de rupture.....	20
2.3 Aspects liés aux mécanismes de résistance en cisaillement.....	22
2.3.1 Effet d'arc.....	22

2.3.2	Zone B versus zone D .....	23
2.3.3	Forces intervenant dans le transfert de l'effort tranchant.....	24
2.4	Paramètres d'influence majeure .....	27
2.4.1	L'effet d'échelle .....	28
2.4.2	Le rapport $a/d$ .....	29
2.4.3	Le taux d'armature longitudinale .....	30
2.4.4	L'effort axial.....	31
2.5	Modèles de calcul en cisaillement.....	32
2.5.1	Généralités .....	32
2.5.2	Approche standard : Treillis à 45° + une contribution du béton .....	33
2.5.3	Treillis à angle variable .....	35
2.5.4	Théorie modifiée du champ de compression.....	38
2.5.5	Bielles et tirants .....	47
2.6	Calcul en cisaillement selon les codes .....	51
2.6.1	CSA A23.3 94 .....	51
2.6.2	ACI 318-02.....	53
2.6.3	Eurocode 2.....	54
2.7	Conclusion.....	55
CHAPITRE 3	COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES DE FRP – ÉTAT DES CONNAISSANCES.....	57
3.1	Revue des travaux .....	57
3.2	Normes et règles de dimensionnement.....	58
3.3	Évaluation critique de l'état des connaissances .....	59
3.3.1	Confrontation des normes et règles de calcul aux résultats des tests ...	60
3.3.2	Synthèse des travaux .....	64
3.3.3	Analyse des données expérimentales .....	67
3.4	Discussion et conclusion .....	77
CHAPITRE 4	PRÉSENTATION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....	80
4.1	Généralités.....	80
4.2	Détails expérimentaux.....	82
4.2.1	Description des poutres mises à l'essai .....	82
4.2.2	Propriétés des matériaux .....	87
4.2.3	Collage du tissu .....	89
4.3	Procédure expérimentale .....	93
4.3.1	Chargement appliqué.....	93
4.3.2	Instrumentation.....	96
4.3.3	Mise à l'essai et acquisition des données .....	101

CHAPITRE 5	ANALYSE DES RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PHASE 1 .....	103
5.1	Objectifs et paramètres d'étude .....	103
5.2	Charges de rupture.....	104
5.3	Flèche et gain en rigidité .....	106
5.3.1	Spécimens sans étriers – Série S0 .....	106
5.3.2	Spécimens avec étriers – Série S1 .....	109
5.3.3	Spécimens avec étriers – Série S2.....	110
5.4	Fissuration et modes de rupture.....	112
5.4.1	Modes de rupture.....	112
5.4.2	Fissuration .....	115
5.5	Analyse des déformations .....	122
5.5.1	Comportement du CFRP .....	123
5.5.2	Déformations de l'acier transversal.....	131
5.5.3	Déformations de l'acier longitudinal.....	138
5.5.4	Déformations du béton .....	146
5.5.5	Résumé sommaire des résultats.....	151
CHAPITRE 6	ANALYSE DES RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PHASE 2 .....	153
6.1	Objectifs et paramètres d'étude.....	153
6.2	Charges de rupture.....	154
6.3	Flèche et gain en rigidité .....	156
6.3.1	Spécimens sans étriers – Série S0 .....	156
6.3.2	Spécimens avec étriers – Série S1 .....	157
6.4	Fissuration et modes de rupture.....	159
6.4.1	Modes de rupture.....	159
6.4.2	Fissuration .....	161
6.5	Analyse des déformations .....	163
6.5.1	Déformations du CFRP .....	163
6.5.2	Déformations de l'acier transversal.....	168
6.5.3	Déformations de l'acier longitudinal.....	172
6.5.4	Déformations du béton .....	178
6.5.5	Résumé sommaire des résultats.....	181
CHAPITRE 7	COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILEMENT DE FRP SOUS CHARGE CROISSANTE.....	183
7.1	Déformations dans les renforcements en cisaillement interne et externe .....	183
7.1.1	Renforcement interne en acier transversal .....	184
7.1.2	Renforcement externe en CFRP .....	188

7.1.3	Confrontation des patrons de fissures à la répartition des déformations.....	192
7.2	Comportement des poutres élancées sous charge croissante.....	197
7.2.1	Apparition des fissures de flexion.....	197
7.2.2	Apparition des fissures diagonales.....	199
7.2.3	Comportement sous charges de service.....	203
7.2.4	Interruption des déformations en tension dans le CFRP.....	207
7.2.5	Plastification de l'acier transversal.....	215
7.2.6	Écrasement du béton.....	219
7.3	Comportement des poutres profondes sous charge croissante.....	226
7.3.1	Apparition de fissures dans la zone tendue en flexion.....	226
7.3.2	Apparition des fissures diagonales.....	226
7.3.3	Comportement sous charges de service.....	230
7.3.4	Interruption des déformations dans le CFRP.....	233
7.3.5	Plastification de l'acier transversal.....	235
7.3.6	Écrasement du béton.....	236
7.4	Effet d'échelle.....	238
7.4.1	Généralités.....	238
7.4.2	Présentation et discussion des résultats.....	239
CHAPITRE 8	ÉVOLUTION DE LA RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT SOUS CHARGE CROISSANTE.....	254
8.1	Poutres élancées.....	254
8.1.1	Procédure de détermination de la résistance sous charge croissante..	254
8.1.2	Présentation des résultats.....	258
8.1.3	Contribution du béton sous charge croissante.....	262
8.1.4	Contribution de l'acier transversal sous charge croissante.....	265
8.1.5	Contribution du FRP sous charge croissante.....	268
8.2	Poutres profondes.....	274
8.2.1	Poutres de contrôle.....	274
8.2.2	Poutres renforcées de FRP.....	284
CHAPITRE 9	PROPOSITIONS THÉORIQUES POUR LE CALCUL DE LA CONTRIBUTION DU RENFORT EXTERNE EN FRP À LA RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT.....	294
9.1	Calcul de la résistance en cisaillement – Les fondements.....	294
9.1.1	Contribution du béton.....	296
9.1.2	Contribution de l'acier transversal.....	297
9.1.3	Contribution du FRP.....	299
9.1.4	À propos du principe de superposition.....	300
9.1.5	Cas des poutres profondes.....	301
9.2	Modes de rupture.....	302
9.2.1	Poutres élancées.....	302

9.2.2	Poutres profondes .....	306
9.2.3	À propos du mode de rupture par fracture du renfort en FRP .....	308
9.3	Modélisation de la contribution du renfort en FRP .....	309
9.3.1	Introduction .....	309
9.3.2	Détermination de la contribution de base .....	311
9.3.3	Résistance maximale en cisaillement .....	325
9.3.4	Paramètres influençant la contribution du FRP .....	338
9.3.5	Validation .....	353
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....		367
ANNEXES .....		376
1 :	Données expérimentales concernant le renforcement en cisaillement.....	376
2 :	Composition du béton .....	380
3 :	Caractérisation du béton : essai en compression simple .....	382
4 :	Caractérisation de l'acier d'armature .....	384
5 :	Spécifications du FRP utilisé .....	387
6 :	Spécifications de la colle utilisée .....	389
7 :	Efforts correspondants à l'interruption des déformations dans le CFRP .....	392
BIBLIOGRAPHIE .....		396

## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau I	Propriétés des fibres.....	15
Tableau II	Bilan des travaux.....	65
Tableau III	Programme expérimental.....	81
Tableau IV	Composition et propriétés du béton.....	88
Tableau V	Propriétés mécaniques de l'acier d'armature.....	88
Tableau VI	Propriétés mécaniques du CFRP.....	89
Tableau VII	Types de jauges utilisées.....	98
Tableau VIII	Programme expérimental – Phase 1.....	104
Tableau IX	Charges et modes de rupture – Phase 1.....	105
Tableau X	Flèches maximales – Phase 1.....	107
Tableau XI	Programme expérimental – Phase 2.....	154
Tableau XII	Charges et modes de rupture – Phase 2.....	155
Tableau XIII	Flèches maximales – Phase 2.....	156
Tableau XIV	Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres élancées, phase 1.....	201
Tableau XV	Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres élancées, phase 2.....	202
Tableau XVI	Résistance effective versus contrainte dans la bielle.....	224
Tableau XVII	Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres profondes, phase 1.....	229
Tableau XVIII	Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres profondes, phase 2.....	229
Tableau XIX	Comparaison des différentes contributions à la résistance dans les poutres élancées : phase 1 versus phase 2.....	241
Tableau XX	Comparaison des différentes contributions à la résistance dans les poutres profondes : phase 1 versus phase 2.....	242
Tableau XXI	Contributions du béton et de l'acier transversal obtenues par les tests versus déterminées à partir des déformations.....	264

Tableau XXII	Contributions du CFRP obtenues par superposition versus déterminées à partir des déformations .....	273
Tableau XXIII	Efforts internes dans le treillis – Phase 1, DB-S1-0L .....	278
Tableau XXIV	Efforts internes dans le treillis – Phase 1, DB-S2-0L .....	279
Tableau XXV	Contributions dans les poutres sans CFRP selon le principe de superposition versus déterminées par le modèle du treillis.....	281
Tableau XXVI	Comparaison des contraintes dans les bielles aux résistances effectives .....	284
Tableau XXVII	Contributions dans les poutres renforcées de CFRP obtenues par superposition versus déterminées par le modèle du treillis.....	292
Tableau XXVIII	Efforts dans l'acier longitudinal obtenus par le modèle du treillis versus déterminés à partir des déformations .....	293
Tableau XXIX	Contributions du béton : résultats des tests versus prédictions théoriques .....	355
Tableau XXX	Contributions de l'acier transversal : résultats des tests versus prédictions théoriques .....	355
Tableau XXXI	Contributions du CFRP, phase 1 : résultats des tests versus prédictions théoriques .....	357
Tableau XXXII	Contributions du CFRP, phase 2 : résultats des tests versus prédictions théoriques .....	357

## LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1	Diverses techniques de renforcement ..... 11
Figure 2	Utilisation des fibres de carbone au Japon..... 12
Figure 3	Réseau de contraintes principales de compression ..... 20
Figure 4	Réseau de fissures de flexion et de cisaillement..... 20
Figure 5	Divers modes de rupture en cisaillement..... 21
Figure 6	Comportement en poutre versus en arc..... 23
Figure 7	Exemples de zones B et zones D ..... 24
Figure 8	Mécanismes de résistance en cisaillement..... 26
Figure 9	Influence de la taille des spécimens sur la résistance en cisaillement ..... 29
Figure 10	Influence du rapport $a/d$ sur la résistance en cisaillement ..... 30
Figure 11	Influence de l'armature longitudinale sur la résistance en cisaillement..... 31
Figure 12	Influence de l'effort de traction sur la résistance en cisaillement..... 32
Figure 13	Éléments composant le treillis ..... 34
Figure 14	Influence de l'effort tranchant sur les efforts internes longitudinaux..... 34
Figure 15	Modèle du treillis à angle variable..... 36
Figure 16	Équilibre des forces dans un treillis à angle variable..... 37
Figure 17	Relations d'équilibre des forces et de compatibilité des déplacements..... 41
Figure 18	Relations contrainte-déformation du béton..... 42
Figure 19	Effort internes intervenant dans le calcul de la déformation axiale..... 47
Figure 20	Diverses formes de bielles ..... 50
Figure 21	Dimensions des bielles, disposition des aciers et zones nodales ..... 50
Figure 22	Nombre d'équations pour le calcul en cisaillement selon l'ACI-318..... 54
Figure 23	Résistances expérimentales versus résistances prédites ..... 61
Figure 24	Influence de la rigidité du renfort sur les résistances prédites ..... 63
Figure 25	Déformation effective du renfort en fonction de sa rigidité ..... 69
Figure 26	Influence de la configuration du renfort sur la déformation effective ..... 70
Figure 27	Influence de la configuration du renfort sur les modes de rupture ..... 71

Figure 28	Gain en charge dû au FRP en fonction de la rigidité du renfort .....	71
Figure 29	Influence du rapport $a/d$ sur le gain en charge dû au FRP .....	72
Figure 30	Influence du taux d'acier transversal sur le gain en charge dû au FRP : poutres élancées .....	75
Figure 31	Influence du taux d'acier transversal sur le gain en charge dû au FRP : poutres profondes .....	76
Figure 32	Influence du taux d'acier longitudinal sur le gain en charge dû au FRP ....	76
Figure 33	Influence de la taille des poutres sur le gain en charge dû au FRP.....	78
Figure 34	Caractéristiques des poutres mises à l'essai dans la phase 1 : .....	83
Figure 35	Coffrage et ferrailage des poutres mises à l'essai .....	85
Figure 36	Caractéristiques des poutres mises à l'essai dans la phase 2 : .....	86
Figure 37	Préparation de la colle.....	90
Figure 38	Schéma de la structure modifiée du tissu en CFRP .....	92
Figure 39	Échantillons de tissu en CFRP ayant des densités de fibres différentes ....	92
Figure 40	Différentes étapes de pose du renfort en CFRP .....	93
Figure 41	Séquence de chargement, phase 1 : (a) profond; (b) élancé .....	94
Figure 42	Mise à l'essai des spécimens de la phase 1 .....	95
Figure 43	Séquence de chargement, phase 2 : (a) profond; (b) élancé .....	95
Figure 44	Mise à l'essai des spécimens de la phase 2.....	96
Figure 45	Disposition des capteurs de déplacement.....	97
Figure 46	Exemples d'installation des jauges de déformation.....	98
Figure 47	Installation des jauges sur le renfort en CFRP .....	101
Figure 48	Système d'acquisition des données expérimentales .....	102
Figure 49	Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S0.....	108
Figure 50	Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S1.....	111
Figure 51	Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S2.....	111
Figure 52	Modes de rupture .....	113
Figure 53	Modes de rupture secondaires.....	114
Figure 54	État du béton après rupture .....	115
Figure 55	Fissuration dans les spécimens profonds .....	117

Figure 56	Fissuration dans les spécimens élancés.....	121
Figure 57	Déformations du CFRP dans les spécimens profonds .....	124
Figure 58	Déformations du CFRP dans les spécimens élancés.....	125
Figure 59	Influence de l'acier transversal sur les déformations du CFRP : spécimens profonds .....	127
Figure 60	Influence de l'acier transversal sur les déformations du CFRP : spécimens élancés.....	129
Figure 61	Influence du rapport $a/d$ sur les déformations du CFRP.....	130
Figure 62	Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal : spécimens profonds .....	132
Figure 63	Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal : spécimens élancés.....	134
Figure 64	Influence de l'espacement des étriers sur les déformations de l'acier transversal.....	136
Figure 65	Influence du rapport $a/d$ sur les déformations de l'acier transversal.....	137
Figure 66	Influence du CFRP sur les déformations de l'acier longitudinal.....	140
Figure 67	Influence du rapport $a/d$ sur les déformations de l'acier longitudinal.....	141
Figure 68	Déformations de l'acier longitudinal dans la zone d'appui versus dans la zone d'application de la charge : série SB-S0 .....	144
Figure 69	Déformations de l'acier longitudinal dans la zone d'appui versus dans la zone d'application de la chare : série SB-S2 .....	144
Figure 70	Déformations du CFRP situé dans la zone tendue.....	145
Figure 71	Déformations du béton selon différentes épaisseurs du CFRP .....	147
Figure 72	Déformations du béton selon différents taux d'acier transversal .....	149
Figure 73	Déformations du béton: spécimens profonds versus élancés.....	150
Figure 74	Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S0.....	158
Figure 75	Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S1.....	158
Figure 76	Modes de rupture .....	160
Figure 77	Fissuration dans les spécimens témoins.....	162
Figure 78	Déformations du CFRP dans les spécimens profonds .....	164
Figure 79	Déformations du CFRP dans les spécimens élancés.....	165
Figure 80	Influence de l'acier transversal sur les déformations du CFRP.....	167

Figure 81	Influence du rapport $a/d$ sur les déformations du CFRP.....	169
Figure 82	Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal : spécimens profonds .....	170
Figure 83	Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal : spécimens élancés.....	171
Figure 84	Influence du rapport $a/d$ sur les déformations de l'acier transversal.....	172
Figure 85	Influence du CFRP sur les déformations de l'acier longitudinal.....	174
Figure 86	Zone d'appui versus zone d'application de la charge .....	176
Figure 87	Déformations dans le CFRP situé dans la zone tendue.....	177
Figure 88	Déformations du béton dans les spécimens profonds, des séries S0 et S1 : jauges internes.....	179
Figure 89	Déformations du béton selon différentes épaisseurs du CFRP : jauges externes.....	180
Figure 90	Répartition des déformations dans l'acier transversal : phase 1, S1 .....	186
Figure 91	Répartition des déformations dans l'acier transversal : phase 1, S2.....	187
Figure 92	Répartition des déformations dans l'acier transversal : phase 2, S1 .....	187
Figure 93	Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 1, S0 .....	190
Figure 94	Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 1, S1 .....	190
Figure 95	Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 1, S2 .....	191
Figure 96	Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 2, S0 .....	191
Figure 97	Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 2, S1 .....	191
Figure 98	Patrons de fissures dans les divers spécimens testés .....	195
Figure 99	Comportement de l'acier longitudinal : zone de chargement versus d'appui.....	199
Figure 100	Apparition des fissures : fissures de flexion versus de cisaillement.....	202
Figure 101	Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-0L, phase 1 .....	204
Figure 102	Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-.5L, phase 1 .....	204
Figure 103	Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-0L, phase 2.....	205
Figure 104	Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-2L, phase 2.....	205

Figure 105	Répartition des efforts correspondant à l'interruption des déformations dans le CFRP .....	208
Figure 106	Comportement du renfort en CFRP en zone de rupture .....	210
Figure 107	Comportement du renfort en CFRP en zone de rupture – Phase 1 .....	210
Figure 108	Comportement du renfort en CFRP en zone de rupture – Phase 2 .....	211
Figure 109	Influence de l'épaisseur du renfort en CFRP sur la déformation.....	213
Figure 110	Comportement de l'acier transversal en zone de rupture – Phase 1 .....	216
Figure 111	Comportement de l'acier transversal en zone de rupture – Phase 2 .....	217
Figure 112	Étapes de calcul de la résistance effective de la bielle.....	222
Figure 113	Résistance effective de la bielle versus contrainte dans la bielle.....	225
Figure 114	Apparition des fissures : fissures de flexion versus de cisaillement.....	227
Figure 115	Évolution des déformations dans les différents constituants .....	232
Figure 116	Comportement du renfort en CFRP dans la zone de rupture .....	234
Figure 117	Comportement de l'acier transversal dans la zone de rupture .....	237
Figure 118	Comparaison des contraintes de cisaillement $\tau$ : poutres élancées .....	248
Figure 119	Répartition des contraintes de cisaillement à l'interface FRP-béton.....	250
Figure 120	Comparaison des contraintes de cisaillement $\tau$ : poutres profondes.....	253
Figure 121	Principe de calcul des contributions $V_f$ et $V_s$ .....	256
Figure 122	Évolution de la résistance sous charge croissante.....	260
Figure 123	Évolution de la résistance sous charge croissante – Phase 1 .....	261
Figure 124	Évolution de la résistance sous charge croissante – phase 2 .....	262
Figure 125	Évolution de la résistance dans SB-S1-0L sous charge croissante .....	266
Figure 126	Influence du renfort en CFRP sur la contribution de l'acier transversal ..	267
Figure 127	Évolution de la résistance sous charge croissante – Phase 1 .....	271
Figure 128	Évolution de la résistance sous charge croissante – Phase 2 .....	272
Figure 129	Exemples de modèles de bielles et tirants appliqués aux poutres profondes .....	275
Figure 130	Structures de treillis dans les poutres profondes sans CFRP .....	277
Figure 131	Exemple d'application du modèle des bielles et tirants appliqué aux poutres profondes renforcées de FRP .....	285

Figure 132	Structures de treillis dans les poutres renforcées de CFRP – Phase 1 .....	287
Figure 133	Structures de treillis dans les poutres renforcées de CFRP – Phase 2 .....	288
Figure 134	Modélisation des différentes contributions à la résistance en cisaillement .....	295
Figure 135	Modes de rupture dans les poutres renforcées de FRP, sans acier transversal .....	303
Figure 136	Modes de rupture dans les poutres renforcées de FRP, avec acier transversal .....	305
Figure 137	Surface effective du renfort en FRP et principales définitions .....	312
Figure 138	Surface effective pour un renfort en U, continu.....	313
Figure 139	Surface effective pour un renfort collé sur les faces latérales, continu ....	317
Figure 140	Surface effective pour un renfort en enveloppe, continu.....	318
Figure 141	Surface effective pour un renfort en U, discontinu.....	320
Figure 142	Modélisation de l'âme en treillis – Équilibre des forces.....	326
Figure 143	Déformation effective du FRP en fonction de la rigidité du renfort.....	330
Figure 144	Résistance maximale en cisaillement des poutres renforcées de FRP .....	334
Figure 145	Résistance maximale en cisaillement des poutres en béton armé.....	336
Figure 146	Influence du taux d'acier transversal sur la contribution du FRP : tests conduits par l'auteur .....	339
Figure 147	Influence du taux d'acier transversal sur la contribution du FRP : tests rapportés dans la littérature .....	340
Figure 148	Limite maximale la contribution du FRP en fonction du taux d'acier .....	341
Figure 149	Évolution du modèle proposé en fonction du taux d'acier transversal .....	342
Figure 150	Contribution du FRP dans les poutres contenant de l'acier transversal....	343
Figure 151	Évolution de la contribution du FRP en fonction de la taille des spécimens : tests conduits par l'auteur .....	345
Figure 152	Évolution de la contribution du FRP en fonction de la taille des spécimens rapportée à la rigidité du FRP : tests conduits par l'auteur.....	345
Figure 153	Évolution de la contribution du FRP en fonction de la taille des spécimens rapportée à la rigidité du FRP : tests rapportés dans la littérature.....	348
Figure 154	Influence du rapport $a/d$ sur le gain en résistance dû au FRP.....	350

Figure 155	Application simplifiée de la méthode des bielles et tirants aux poutres profondes renforcées de FRP .....	351
Figure 156	Variation de la déformation effective du FRP en fonction de la rigidité du renfort.....	353
Figure 157	Comparaison des résultats des tests au modèle proposé et aux prédictions théoriques du CSA S806-02 .....	359
Figure 158	Comparaison des résultats des tests au modèle proposé et aux prédictions théoriques de l'ACI-440 .....	360
Figure 159	Comparaison des résultats des tests au modèle proposé et aux prédictions théoriques du fib TG.93 .....	360
Figure 160	Comparaison des résultats des tests aux prédictions du modèle proposé .	364
Figure 161	Validation du modèle proposé pour le calcul de la résistance maximale .	366

## LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES SIGLES

CFRP	Carbon fiber reinforced polymer
FRP	Fiber reinforced polymer
MBT	Modèle des bielles et tirants
MCFT	Modified compression field theory
SAT	Strut-and-tie
S0	Série de spécimens sans acier transversal
S1	Série de spécimens avec acier transversal, espacés de $s = d/2$
S2	Série de spécimens avec acier transversal, espacés de $s = d/4$
0L	Série de spécimens sans renfort en FRP
.5L	Série de spécimens renforcés d'une demi couche de FRP
1L	Série de spécimens renforcés d'une couche de FRP
2L	Série de spécimens renforcés de deux couches de FRP
$a$	Longueur de cisaillement, définie comme la distance entre le point d'application de la charge et l'appui
$a$	Dimension des agrégats, selon le CSA A23.3 94
$b_p$	Largeur du renfort en FRP (modèle de Neubauer et coll.)
$b_c$	Largeur de l'élément en béton (modèle de Neubauer et coll.)
$b_w$	Largeur de l'âme
$d$	Hauteur utile de la section
$d_f$	Profondeur du renfort en FRP, mesurée à partir du centre de gravité de l'armature longitudinale tendue
$f$	Fonction mathématique à une variable
$f_c$	Résistance effective de la bielle inclinée
$f'_c$	Résistance du béton à la compression obtenue à partir d'un test standard

$f_{cw}$	Contrainte dans la bielle inclinée
$f_{ctm}$	Résistance du béton à la traction
$f_{cr}$	Contrainte de fissuration (Théorie modifiée du champ de compression)
$f_{f,eff}$	Contrainte effective dans le renfort en FRP
$f_{s,i}$	Contrainte effective de traction dans un étrier $i$
$f_y$	Limite élastique de l'armature transversale
$f_1 ; f_2$	Contraintes principales, de traction et de compression, respectivement (Théorie modifiée du champ de compression)
$f_{2,max}$	Résistance maximale du béton dans une bielle inclinée (Théorie modifiée du champ de compression)
$jd$	Distance entre le centre de gravité de l'armature longitudinale tendue et celui du bloc comprimé
$k_p$	Coefficient qui dépend de la largeur du renfort en FRP (Modèle de Neubauer et coll.)
$n$	Nombre de lamelles en FRP
$n_1$	Nombre de lamelles situées dans la partie $A_1$ de la surface effective
$n_2$	Nombre de lamelles situées dans la partie $A_2$ de la surface effective
$s$	Espacement des étriers en acier transversal
$s_f$	Espacement entre axes de deux lamelles successives en FRP
$s_\theta$	Espacement moyen entre les fissures (Théorie modifiée du champ de compression)
$t_f$	Épaisseur du renfort en FRP
$w$	Largeur des fissures (Théorie modifiée du champ de compression)
$w$	Largeur effective du renfort en FRP
$w_f$	Largeur de la lamelle en FRP

$w_i$	Largeur effective d'une lamelle $i$ du renfort en FRP
$w_1$	Largeur effective du renfort en FRP correspondant à la partie $A_1$ de la surface effective
$w_2$	Largeur effective du renfort en FRP correspondant à la partie $A_2$ de la surface effective
$x$	Abscisse indiquant la section (effet d'arc)
$A_f$	Aire de la section du renfort en FRP
$A_s$	Aire de l'armature transversale
$A_v$	Aire de l'armature transversale (Selon le modèle du treillis variable)
$A_1$	Partie de la surface effective du renfort en FRP où la longueur d'ancrage est inférieure à la longueur effective du FRP
$A_2$	Partie de la surface effective du renfort en FRP où la longueur d'ancrage égale la longueur effective du FRP
$E_c$	Module de déformation longitudinale du béton
$E_f$	Module de déformation longitudinale du FRP
$E_s$	Module de déformation longitudinale de l'acier transversal
$F$	Fonction mathématique à deux ou plusieurs variables
$L_{eff}$	Longueur effective du renfort en FRP
$L_x$	Longueur d'ancrage du FRP, correspondant à la section d'abscisse $x$
$M$	Moment de flexion
$M_{cr}$	Moment de fissuration
$N$	Effort axial dans les membrures supérieure et inférieure du treillis
$N_{bielle}$	Effort axial dans la bielle inclinée
$P$	Force d'adhérence

$P_1$	Force d'adhérence correspondant à la partie $A_1$ de la surface effective
$P_2$	Force d'adhérence correspondant à la partie $A_2$ de la surface effective
$R^2$	Coefficient de corrélation
$T$	Force de traction dans l'acier longitudinal
$T_s$	Force de traction dans l'acier longitudinal sous charge croissante
$V$	Effort tranchant
$V_{av}$	Composante due à l'effet d'engrènement dans les mécanismes de résistance
$V_c$	Contribution du béton à la résistance en cisaillement
$V_{cr}$	Effort tranchant correspondant à l'apparition des fissures diagonales
$V_{cc}$	Composante du béton non fissuré dans les mécanismes de résistance
$V_d$	Composante due à l'effet de goujon dans les mécanismes de résistance
$V_{exp}$	Contribution à la résistance en cisaillement obtenue à partir des tests
$V_f$	Contribution du FRP à la résistance en cisaillement
$V_{f,base}$	Contribution du FRP à la résistance en cisaillement dans le modèle proposé
$V_{interruption}$	Effort tranchant correspondant à l'interruption des déformations du FRP
$V_{limite\ élastique}$	Effort tranchant correspondant à la plastification des étriers
$V_{max}$	Résistance maximale en cisaillement
$V_n$	Résistance totale à l'effort tranchant
$V_{normes}$	Contribution du FRP à la résistance en cisaillement, obtenus à partir des normes
$V_s$	Contribution de l'armature transversale à la résistance en cisaillement
$V_{s,i}$	Contribution d'un étrier $i$ à la résistance sous charge croissante
$V_{théo}$	Contribution théorique du FRP à la résistance, obtenue soit à partir du modèle proposé soit à partir des normes en vigueur
$V_{total}$	Résistance totale à l'effort tranchant

$V_u$	Effort tranchant ultime
$\alpha$	Inclinaison du renforcement en cisaillement par rapport à l'axe de la poutre
$\alpha_1 ; \alpha_2$	Coefficients tenant compte des caractéristiques d'adhérence et du type de chargement (théorie modifiée du champ de compression)
$\beta$	Coefficient indiquent l'endommagement du béton, selon la théorie modifiée du champ de compression
$\epsilon_{cu}$	Déformation maximale du béton en compression, correspondant à la résistance en compression simple, obtenue à partir d'un test standard
$\epsilon_{f,eff}$	Déformation effective du FRP
$\epsilon_{f,eff,i}$	Déformation effective du FRP, sous charge croissante, dans une lamelle $i$
$\epsilon_{f,max}$	Déformation maximale atteinte par le FRP
$\epsilon_{f,moy}$	Déformation moyenne dans le FRP, utilisée pour prédire la contribution du FRP dans les poutres de type profond.
$\epsilon_{f,ult}$	Déformation ultime du FRP
$\epsilon_{s,i}$	Déformation sous charge croissante dans un étrier $i$
$\epsilon_x ; \epsilon_y$	Déformations définies par rapport aux axes longitudinal et vertical de la poutre, respectivement (théorie modifiée du champ de compression)
$\epsilon_1 ; \epsilon_2$	Déformations principales (Théorie modifiée du champ de compression)
$\theta$	Angle des fissures diagonales par rapport à l'axe de la poutre
$\lambda$	Coefficient dépendant du type de béton, selon le CSA A23.3 94
$v$	Contrainte de cisaillement (selon la théorie modifiée du champ de compression)
$v$	Coefficient de réduction de la résistance du béton en compression
$v_{ci}$	Résistance en cisaillement (théorie modifiée du champ de compression)
$\rho_f$	Taux de renfort en FRP

$\rho_w$	Taux d'acier longitudinal (selon l'ACI 318-02)
$\rho_{tot}$	Taux de renforcement en cisaillement, incluant le renfort en FRP et/ou l'acier transversal, selon le modèle proposé
$\tau$	Contrainte de cisaillement à l'interface FRP-béton
$\tau_1$	Contrainte de cisaillement à l'interface FRP-béton, correspondant à la partie $A_1$ de la surface effective
$\tau_2$	Contrainte de cisaillement à l'interface FRP-béton, correspondant à la partie $A_2$ de la surface effective
$\psi$	Taux de renforcement en cisaillement, incluant l'acier transversal et/ou le renfort en FRP (modèle de Spadéa et coll.)
$\omega$	Largeur de la bielle

## INTRODUCTION

### Contexte

Dans les pays développés, l'industrie de la construction a été marquée durant le siècle passé, surtout après la seconde guerre mondiale, par un rythme intense; si bien que l'économie d'un pays se mesurait, souvent, à l'activité de cette industrie. Aujourd'hui, ce rythme a sensiblement diminué, alors que les infrastructures existantes sont dans un état de détérioration et/ou de déficiences structurelles, de plus en plus préoccupant. Aux États Unis, près du tiers des 600 000 ponts, que compte le patrimoine américain, est dans un état structurel nécessitant, sinon son remplacement, du moins son renforcement (Norris et coll., 1997). Et ce diagnostic ne s'applique pas aux infrastructures routières seulement; il s'étend également aux autres ouvrages de génie civil, dont les bâtiments, les infrastructures portuaires et les canalisations (Melchers, 2001). Le chantier est immense!

Penser au remplacement systématique de toutes ces infrastructures, au moment où l'on assiste à des restrictions budgétaires sans précédent, serait complètement absurde. Les efforts financiers que nécessitent la maintenance, la réparation, et parfois le renforcement, à eux seuls, sont déjà insupportables : l'ASCE estime les coûts de réparation des infrastructures aux USA à 1,3 trillions de dollars (Powell, 2001); au Canada, le seul coût de réparation des stationnements étagés est évalué entre 4 et 6 milliards (Bédard, 1992); en France, la surveillance et la réhabilitation des ponts coûterait plus de 45 milliards d'euros par an (Hamelin, 2002).

Dans ce contexte, le développement de techniques de réparation et/ou de renforcement efficaces, durables et économiques, représente aujourd'hui un défi majeur pour l'industrie de la construction. On notera, à ce propos, l'utilisation, de plus en plus fréquente, d'expressions comme durabilité, maintenance, réhabilitation. Il s'agit, de

toute évidence, d'une ère nouvelle où, désormais, la mission de l'ingénieur ne se limite plus à bâtir du neuf, mais aussi à maintenir en service le bâti existant.

L'une des techniques qui suscite un intérêt grandissant est l'utilisation des FRP pour le renforcement des structures en béton armé (Neale 2000, Clarke 2000). Les multiples avantages de cette technique, reliés aux propriétés des FRP telles que le ratio résistance/poids élevé, l'immunité contre la corrosion, ou encore la facilité qui caractérise leur mise en place, sont particulièrement intéressants du point de vue économique (Meier 2000, Burgoyne 1999). Face à la détérioration de plus en plus préoccupante des ouvrages existants, de tels avantages encouragent à lui prédire un avenir très prometteur. D'ailleurs, ses applications à travers le monde, à la fois nombreuses et diversifiées, connaissent, depuis son introduction dans l'industrie de la construction, il y a une quinzaine d'années, un succès remarquable (Rizkalla et coll. 2003, Bakis et coll. 2002).

### **Problématique du renforcement en cisaillement**

Ces succès, réalisés ou à venir, sont le fruit d'un vaste effort de recherche, qui a couvert de nombreux aspects, et permis de mettre en forme les premières dispositions réglementaires à l'usage des praticiens (CSA S806 2002, ACI-440 2002, *fib* TG9.3 2001, ISIS 2001). Le renforcement en flexion et le confinement des colonnes circulaires sont à présent des aspects bien documentés. En comparaison, le renforcement en cisaillement a fait l'objet de travaux au nombre relativement limité.

Il faut dire que le comportement en cisaillement des poutres en béton armé, à lui seul, est déjà complexe : une foule de paramètres, souvent interdépendants, influencent ce comportement (type de poutre, taux d'acier longitudinal, taille des poutres, effort axial,...etc); de nombreux mécanismes s'y côtoient; différents modes de rupture y sont observés. Si bien que le problème du cisaillement, et après un siècle d'effort de

recherche, poursuivi inlassablement, demeure aujourd'hui encore une question d'actualité (ASCE-ACI 1998, Regan 1993).

Avec le renforcement externe en FRP, le problème du cisaillement devient encore plus ardu. En effet, d'autres paramètres, reliés ceux-là au renfort en FRP, viennent se greffer aux précédents; puis le fait que le renfort en FRP soit collé en surface et son corollaire : d'autres mécanismes de résistance, et des modes de rupture additionnels.

Certes, les résultats obtenus jusqu'ici à partir des travaux consacrés au renforcement en cisaillement, et les données expérimentales accumulées grâce à ces travaux, ont permis d'aboutir à quelques conclusions intéressantes; en particulier, en ce qui a trait aux propriétés du renfort FRP, comme la rigidité du renfort, ou encore sa configuration (Matthys et coll. 2001, Triantafillou et coll. 2000, Khalifa et coll. 2000).

Cependant, bien des aspects demeurent encore flous, et des paramètres, pourtant majeurs dans les mécanismes de résistance en cisaillement, n'ont fait l'objet, à ce jour, que de peu d'investigations – et pour certains aucune – : le taux d'acier transversal; le rapport de la longueur de cisaillement sur la hauteur utile de la section; l'effet d'échelle; ou encore le taux de l'acier longitudinal. Ce qui par ailleurs explique les écarts persistants observés entre les résultats des tests et les prédictions théoriques fournies par les règles de calcul de la résistance en cisaillement.

### **Objectifs de la thèse**

Le but principal de cette thèse est de contribuer, à travers des investigations théoriques et expérimentales, à la compréhension du comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP.

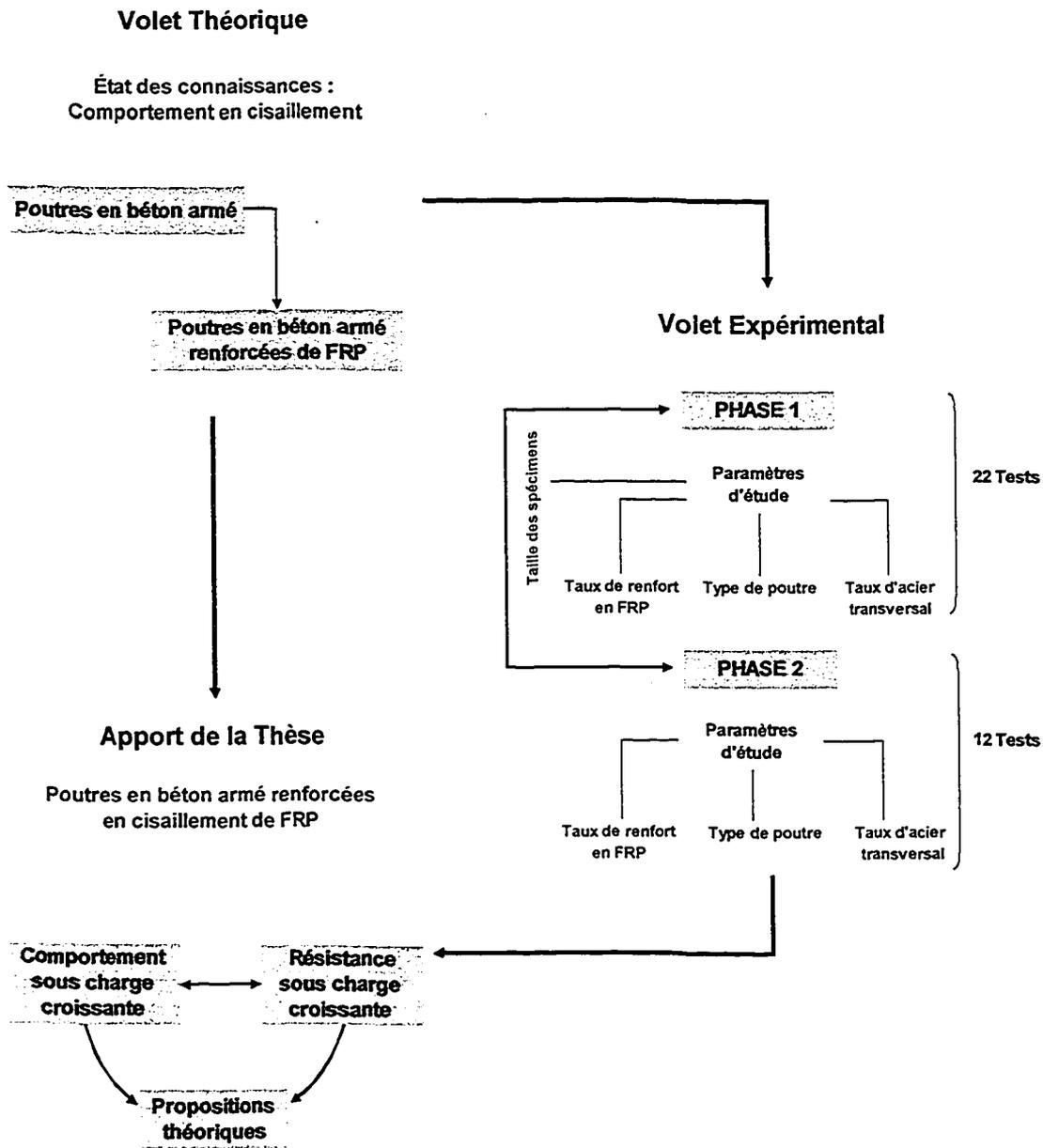
Les objectifs spécifiques consistent à :

- mettre en évidence, et quantifier, l'influence des paramètres suivants sur le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées de FRP :
  - épaisseur du renfort en FRP;
  - taux d'acier transversal;
  - type de poutre (profonde versus élancée);
  - taille des spécimens.
- fournir une description précise du comportement des poutres renforcées sous charge croissante, et une visualisation claire de l'évolution, également sous charge croissante, de leur résistance en cisaillement – et implicitement les contributions du béton, de l'acier transversal, et du renfort en FRP à cette résistance;
- développer un modèle, compréhensible et rationnel, pour la prédiction de la contribution du renfort externe en FRP à la résistance en cisaillement.

## **Méthodologie**

La méthodologie à suivre renferme des investigations théoriques et expérimentales (voir figure ci-dessous) :

- le volet théorique comprend un état des connaissances exhaustif portant sur le sujet. La première partie du volet théorique traite du comportement en cisaillement des poutres en béton armé : la fissuration et les modes de rupture; les mécanismes de résistance; les paramètres majeurs; et les méthodes de dimensionnement les plus utilisées. La bonne connaissance de ces aspects-là est fondamentale si l'on veut conduire à bien l'étude du comportement en cisaillement des poutres renforcées de FRP. La seconde partie du volet théorique concerne le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP : la revue de l'ensemble des travaux consacrés à ce sujet; le bilan de ces travaux; ainsi qu'une exploitation poussée des résultats expérimentaux rapportés par ces travaux.



Ces deux parties vont d'abord servir dans la conception du programme expérimental : sélection plus éclairée des paramètres d'étude et de leurs niveaux; choix plus rationnel des caractéristiques géométriques des spécimens mis à l'essai, et des propriétés mécaniques des matériaux utilisés; dispositif d'instrumentation optimisé.

- le volet expérimental sera réalisé en deux phases successives couvrant, toutes les deux, les paramètres suivants : (a) épaisseur du renfort; (b) taux d'acier transversal; (c) type de poutre (élané versus profond). La différence entre les deux phases réside dans la taille des spécimens mis à l'essai, dans chacune d'elles; ce qui couvre donc le quatrième paramètre d'étude.

Les deux volets, théorique - grâce aux connaissances acquises sur le comportement en cisaillement - et expérimental - grâce aux résultats expérimentaux recueillis à l'issue des investigations expérimentales - serviront, ensemble à la réalisation des objectifs spécifiques visés par ce travail doctoral.

### **Organisation de la thèse**

La structure de la thèse suit la méthodologie choisie. Elle est constituée de 9 chapitres, répartis en trois parties.

La première partie est consacrée à l'état des connaissances :

- le chapitre 1 est un rappel sur la technologie des matériaux composites appliquée au renforcement externe des structures en béton armé;
- le chapitre 2 revisite, à travers une revue exhaustive des connaissances, le problème du cisaillement dans les poutres en béton armé;
- le chapitre 3 fait le point sur les connaissances actuelles concernant le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP : une synthèse de tous les travaux y est présentée; les prescriptions contenues dans les normes et règles de calcul en vigueur sont

confrontées aux résultats des tests rapportés dans la littérature. Une analyse poussée de ces résultats, en vue d'examiner l'influence des paramètres majeurs dans les mécanismes de résistance sur la performance du renforcement externe en FRP, achève ce chapitre.

La seconde partie se rapporte au programme expérimental réalisé dans le cadre de cette recherche :

- la description de ce programme est donnée au chapitre 4;
- les chapitres 5 et 6 sont consacrés à l'analyse des résultats obtenus à l'issue des phases 1 et 2 du programme expérimental, respectivement. Ces résultats sont exprimés en termes de : (a) les charges de rupture et gains en charge dus au FRP; (b) l'évolution de l'effort tranchant en fonction de la flèche et les gains en rigidité dus au FRP; (c) la fissuration observée et les modes de rupture survenus; (d) la réponse des différents constituants que sont le renfort en FRP, l'acier transversal, l'acier longitudinal et le béton.

La troisième partie représente le corps de ce travail doctoral :

- le chapitre 7 décrit le comportement en cisaillement des poutres en béton renforcées de FRP en cisaillement sous charge croissante. Les différentes phases de ce comportement, depuis l'apparition des premières fissures en flexion jusqu'à la phase ultime, y sont analysées, une à une. L'influence de chaque paramètre d'étude, dans chacune des phases y est discutée; à l'exception de l'effet d'échelle, auquel est consacrée une section à part de ce chapitre;
- au chapitre 8, c'est l'évolution de la résistance en cisaillement des poutres renforcées de FRP – incluant les contributions du béton, de l'acier transversal et du renfort en FRP – sous charge croissante, qui est analysée;
- le chapitre 9 présente des propositions théoriques pour le calcul de la contribution du FRP à la résistance en cisaillement. Pour les valider, ces propositions sont

confrontées aux résultats expérimentaux disponibles et également comparées aux dispositions réglementaires en vigueur.

Cette troisième et dernière partie est suivie par les conclusions auxquelles la présente recherche aura abouti, et les recherches futures qu'elle recommande.

## CHAPITRE 1

### UTILISATION DES MATÉRIAUX COMPOSITES AVANCÉS POUR LE RENFORCEMENT EXTERNE DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

#### 1.1 Principales causes de la détérioration des structures en béton armé

##### 1.1.1 Dégradation des matériaux

Les propriétés physiques et, notamment, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage (Hamelin, 2002). Ces dégradations sont particulièrement sévères en Amérique du Nord, en raison de : la corrosion des armatures; l'action des cycles gel-dégel; l'utilisation des sels de déverglaçage. Évidemment, ces causes peuvent agir simultanément et de nombreux mécanismes d'interaction sont possibles, ce qui engendre des dégradations encore plus importantes.

##### 1.1.2 Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages

Dans le cas des ouvrages d'art, l'évolution des conditions d'exploitation par suite soit de la modification des charges réglementaires sur essieux, soit de la modification de la fréquence de passage des véhicules, exige d'améliorer la portance des ouvrages, en procédant à leur renforcement.

Par ailleurs, il faut également souligner que bon nombre d'ouvrages existants ont été réalisés alors que les normes, relatives à certains types de sollicitations, étaient inexistantes ou beaucoup moins sévères qu'aujourd'hui. Exemple : la mise en conformité des bâtiments et des ponts vis à vis des sollicitations sismiques, qui constitue une question de grande actualité. L'expérience des derniers séismes a en effet montré

que le patrimoine bâti présentait un risque sismique très sérieux en cas de tremblement de terre (Badoux, 2001).

### **1.1.3 Désordres dus aux erreurs de conception ou d'exécution**

Les erreurs commises au stade de la conception ou lors de la réalisation de l'ouvrage peuvent, également, engendrer des désordres sérieux.

## **1.2 Solutions de renforcement des structures en béton armé**

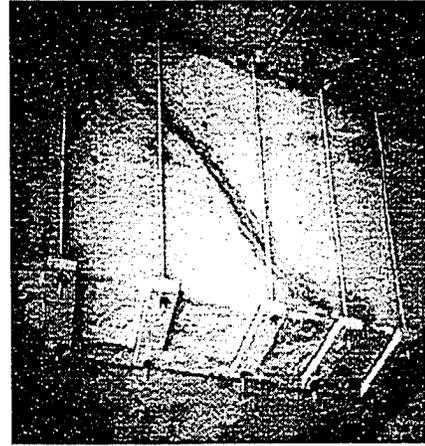
Le chemisage des éléments, l'utilisation de la précontrainte extérieure, le renforcement par collage des tôles d'acier, ou encore, l'utilisation des FRP, constituent des techniques de renforcement structural efficaces et éprouvées (Figure 1).

Historiquement, l'acier était, probablement, le plus utilisé pour le renforcement externe des structures. Cette technique pose cependant le problème de sa durabilité, sérieusement compromise par la corrosion, surtout lorsque cette dernière affecte l'interface acier-béton, difficile alors à contrôler. À cela, il faut ajouter le poids additionnel des tôles ainsi que d'autres problèmes d'ordre technologique : les limites de la technique en termes de surface et de formes à renforcer; la complexité des travaux; et l'impérative spécialisation des entreprises.

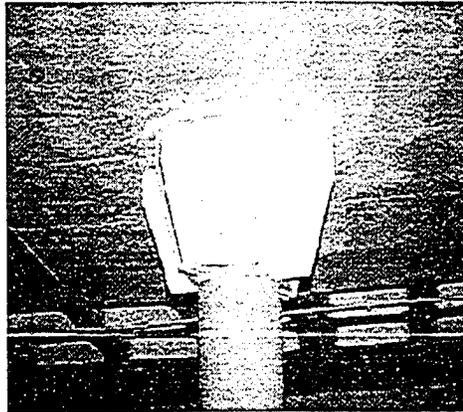
Une solution alternative, riche de la longue expérience de ses applications dans des domaines dits stratégiques, comme l'aéronautique et l'aérospatial (ACI-440, 2000), utilisant les matériaux composites avancés, a fait son apparition dans l'industrie de la construction vers les années 80. Mais c'est à partir des années 90 que cette technique a été promue au rang des procédés de renforcement sérieux et économiquement viables. Depuis, le nombre de projets qui l'utilisent dans les ouvrages d'art surtout, mais aussi dans le bâtiment, ne cesse de croître.



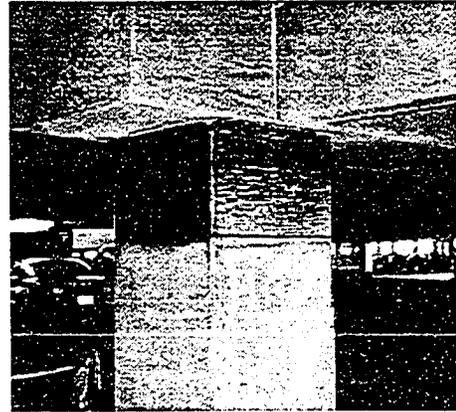
(a) Chemisage en béton



(b) Précontrainte extérieure



(c) Collier en acier



(d) Confinement à l'aide de FRP

Figure 1 Diverses techniques de renforcement  
(Adaptée de mbrace, 2001)

Au Japon, pays confronté au phénomène de corrosion des aciers et aussi aux conséquences de l'activité sismique, particulièrement intense dans la région, l'adoption de cette technique est remarquable (Figure 2). Aux États Unis, les matériaux composites sont, entre autres, couramment utilisés pour améliorer la tenue sismique des colonnes (Badoux, 2001). En Europe, les développements de la technique sont moins spectaculaires. En partie, à cause des conditions de sollicitations climatiques moins sévères, explique Hamelin (2002). Pourtant, en Suisse, l'on estime à 90 % les parts de marché, utilisant autrefois les tôles d'acier pour le renforcement (tout type de renforcement confondu), désormais occupé par les matériaux composites à base de fibres de carbone (Clarke, 2000).

Enfin au Canada, des études ont été menées sur l'utilisation des matériaux composites dans les structures en béton armé et précontraint dès le début des années 1990 (Neale et Labossière, 1997). L'apport de ces études à l'avancement des connaissances dans ce domaine est considérable.

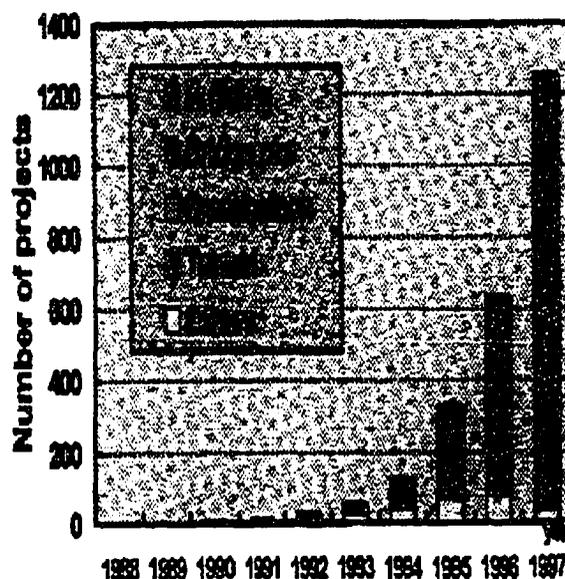


Figure 2 Utilisation des fibres de carbone au Japon  
(Adaptée de Fukuyama, 1999)

## **1.3 Utilisation des FRP pour le renforcement des infrastructures**

### **1.3.1 Généralités**

Les matériaux composites sont utilisés par l'homme depuis des millénaires dans le domaine de la construction. Le pisé de paille et d'argile est un des plus anciens matériaux composites dont l'idée première est exactement celle des composites : exploiter la résistance à la rupture des fibres, en laissant à une matrice de qualité mécanique inférieure le soin de maintenir ces fibres dans la forme voulue (Luyckx, 1999). Dans le cas des matériaux composites renforcés à base de fibres en polymères, ils sont constitués de deux matériaux principaux : le renfort et la matrice, auxquels peuvent être associés plusieurs adjuvants.

Le renfort est constitué d'un matériau fibreux, où les fibres constituent la phase continue du renforcement. Dans le domaine du génie civil, les fibres de verre, de carbone et d'aramide sont les principaux matériaux de renfort utilisés (Clarke, 2000).

La matrice représente le matériau de liaison. Elle a un rôle mécanique important : en traction, elle transmet l'effort d'une fibre cassée vers d'autres fibres; en compression, elle stabilise les fibres en flambement. Elle assure également le maintien des fibres en position et leur protection du milieu environnant. Elle est soit une résine thermodurcissable, soit une résine thermoplastique. Le marché offre une large gamme de produits mais c'est l'époxy (matrice thermodurcissable) qui occupe présentement une large part du marché.

Les techniques de renforcement externe utilisent des renforts sous la forme de lamelles préimprégnées ou de tissus. Les dimensions des lamelles préimprégnées sont de l'ordre de 0.5 à 1.5 mm d'épaisseur pour une largeur de 50 à 200 mm. Elles sont constituées de fibres unidirectionnelles et de résine en époxy. Les tissus ont une épaisseur nominale

inférieure à 1 mm et sont constitués de fibres unidirectionnelles ou bidirectionnelles. Ils peuvent être préimprégnés ou secs (Bakis, 2002).

Les performances d'un renfort en FRP dépendent de plusieurs facteurs : le type de fibres, leur volume, leur orientation, le type de résine, la qualité de contrôle et la fiabilité des procédures de fabrication.

### **1.3.2 Propriétés des FRP**

Les FRP sont supposés homogènes. Ils sont anisotropes, avec des propriétés élevées dans la direction des fibres seulement (Barrau, 1990). Ces derniers développent un comportement linéaire jusqu'à la rupture. Leur résistance en traction est élevée alors qu'elle est faible en compression. Le tableau I donne un ordre de grandeur de quelques unes des propriétés des fibres. Les propriétés effectives des composites leur sont, bien évidemment, inférieures.

Avec une densité variant entre 1.2 et 2.1 g/cm<sup>3</sup>, soit 4 à 6 fois plus petite que celle de l'acier (ACI-440, 2002), les matériaux composites offrent donc des avantages incomparables en termes de rapport résistance/poids, de coûts de transports et de mise en place. L'autre propriété intéressante des fibres concerne leur inertie chimique. Cette inertie leur confère une immunité contre la corrosion qui, du reste, favorise grandement leur adoption comme armatures de béton.

Vis à vis des effets thermiques, les fibres de carbone et d'aramide ont des coefficients de dilatation nettement différents de celui du béton, contrairement aux fibres de verre. Mais sous l'effet de températures élevées, c'est la résine qui perd très tôt ses performances, ce qui affecte son rôle mécanique et compromet l'adhérence à l'interface FRP-béton (ACI-440, 2002).

À long terme, les comportements diffèrent d'une fibre à une autre. Mais c'est le carbone qui affiche les meilleures performances, aussi bien vis à vis du fluage que de la fatigue. En matière de durabilité, plusieurs tests indiquent une incidence négative des agents environnementaux sur les propriétés mécaniques des FRP. C'est pourquoi, les règles de calcul en vigueur recommandent d'ajuster les valeurs recueillies auprès des manufacturiers au moyen de coefficients de sécurité adéquats (ACI-440, 2002).

Tableau I

Propriétés des fibres (Hamelin, 2002)

Type de fibre	Résistance en traction MPa	Module d'élasticité GPa	Élongation %	Densité
<b>Carbone</b> : Haute résistance	3500	200	1	1.78
<b>Carbone</b> : Haut module	2200	400	0.5	1.8
<b>Aramide</b> : haut module et haute résistance	3100	130	2	1.45
<b>Verre</b>	3400	73	4.5	2.54

L'utilisation des FRP offre donc plusieurs avantages, parmi lesquels :

- le rapport résistance/poids relativement élevé;
- l'immunité contre la corrosion;
- selon le type de fibre, de bonnes propriétés contre la fatigue et le fluage;
- son adaptabilité aux formes géométriques les plus complexes;
- la technique est facile et la mise en place rapide, pouvant même être effectuée alors que l'ouvrage est en service.

On reproche à la technique cependant :

- sa vulnérabilité au feu et aux actes de vandalisme;
- le prix élevé des fibres. Mais cet inconvénient, probablement temporaire, est largement balancé par les gains financiers significatifs réalisés sur le temps d'exécution et la facilité qui la caractérise. D'après Balsamo (2001), ces gains sont d'environ 65%, comparativement au renforcement à l'aide de tôles d'acier.

### **1.3.3 Applications des FRP pour le renforcement**

L'utilisation des FRP afin d'accroître la capacité en flexion et en cisaillement des poutres et des dalles et le confinement des colonnes, est aujourd'hui largement répandue. Mais, au-delà de ces applications conventionnelles, la technique offre des perspectives encore plus larges : modifier la hiérarchie des résistances en vue de contrôler une séquence de rupture assurant la ductilité du mécanisme; réhabiliter les structures d'ouvrages historiques; renforcer de façon temporaire des structures, par suite d'un tremblement de terre ou pendant des travaux de démolition (Balsamo, 2001).

Par ailleurs, si le renforcement des éléments en béton armé occupe actuellement l'essentiel de l'effort de recherche, des travaux ont montré la faisabilité de la technique en ce qui concerne les structures en maçonnerie (Bakis, 2002). Il y a là un immense champ d'applications, notamment en ce qui concerne le patrimoine historique. Les résultats obtenus sur l'utilisation des FRP pour le renforcement des structures en bois ne sont pas totalement décourageants (Bakis, 2002). Plus récemment, des travaux viennent d'être amorcés pour étudier l'application éventuelle des FRP au renforcement des structures métalliques (Bakis, 2002).

### 1.3.4 Limites et conditions d'utilisation des FRP pour le renforcement

L'application des FRP ne supprime ni les causes ni certains effets de la détérioration. De plus, elle est subordonnée à une qualité minimale du béton de substrat. Elle ne peut donc être systématiquement retenue comme solution de renforcement.

Sa vulnérabilité au feu et son exposition aux actes de vandalisme imposent, à juste titre, d'appliquer, lors du design, des coefficients de sécurité qui peuvent parfois paraître pénalisants. D'autres effets, de température et environnementaux par exemple, incitent à plafonner la contribution des FRP (ACI-440, 2002).

D'autre part, les essais de caractérisation des matériaux composites afin de connaître leurs propriétés doivent précéder toute utilisation. Ces essais sont effectués par le manufacturier. Dans ce cadre, une standardisation des essais s'impose de plus en plus, déjà pour le calcul, mais également pour le contrôle de qualité, sachant qu'une part importante des technologies est encore fortement artisanale, avec les dérives de fiabilité que cela sous-entend (Krawczak, 1997). L'ACI-440 (2000) recommande une telle standardisation, considérant qu'elle aiderait à implanter la technique et faciliterait son adoption par les codes de calcul.

## CHAPITRE 2

### COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ – REVUE DES CONNAISSANCES

#### 2.1 Introduction

La rupture en cisaillement des poutres en béton armé peut se produire prématurément et sans signes précurseurs. En l'absence d'un design adéquat, une telle rupture est à craindre, avant même que la poutre n'atteigne sa pleine capacité en flexion. Pour disposer de règles de design sûres, et si possible économiques, il est donc important de comprendre le comportement en cisaillement des poutres en béton armé. Mais ceci est difficile car une foule de paramètres intervient dans le cisaillement et de nombreux phénomènes s'y côtoient.

De là, on comprend les raisons de cette abondance de travaux consacrés au sujet, depuis les premières propositions de Morsch et Ritter, il y a un siècle, jusqu'à aujourd'hui. Des rapports, comme ceux de l'ASCE-ACI Shear Committee (1973, 1998), ou celui de Regan (1993), retracent, à travers un état des connaissances très exhaustif, l'ampleur de l'effort de recherche dédié à ce sujet par des générations de chercheurs, et les progrès accomplis grâce à cet effort.

L'objectif du présent chapitre n'est évidemment pas de faire le point sur ces connaissances. Car, bien qu'intéressante, une telle démarche déborderait totalement du cadre défini pour ce travail doctoral. Il s'agit plutôt d'une mise en contexte, à notre sens nécessaire, pour mieux appréhender la problématique du sujet qui nous intéresse, en l'occurrence, le comportement en cisaillement des *poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP*. Cette mise en contexte est circonscrite autour des points suivants : (i) la fissuration et les modes de rupture; (ii) les aspects liés aux mécanismes de résistance en cisaillement; (iii) les paramètres d'influence majeure; et (iv) les modèles de calcul

auxquels se réfèrent le plus souvent les normes de béton armé. Pour le lecteur intéressé, cette mise en contexte peut également constituer un support bibliographique fort utile, dans la mesure où de nombreuses références traitant du sujet y sont citées.

## 2.2 Fissuration et modes de rupture en cisaillement

### 2.2.1 Fissuration

En flexion simple, le moment qui sollicite une poutre est toujours associé à un effort tranchant. Les contraintes normales et de cisaillement qui en résultent seront combinées en tout point de la poutre. Pour le béton, comme pour la plupart des matériaux de construction, les contraintes de cisaillement, en tant que telles, ne constituent pas un critère de rupture, ni un critère de fissuration (Walther et Miehlsbradt, 1990). Par contre, elles influencent l'intensité et la direction des contraintes principales. La figure 3 montre un réseau de lignes, formé de trajectoires représentant la direction des contraintes principales de compression. En béton armé, ces trajectoires prennent une importance toute particulière, car c'est le long de ces lignes que les fissures se manifestent (Figure 4). Physiquement, cela se produit lorsque les contraintes principales de traction atteignent la résistance du béton à la traction. Or, comme on peut le constater, une similitude frappante se dégage lorsque l'on compare les figures 3 et 4.

Dans une poutre en béton armé, on distingue, en général, deux types de fissures : verticales et obliques. Les fissures verticales, dues à la flexion, se forment les premières et apparaissent là où la contrainte de flexion est maximale. Les fissures obliques apparaissent au voisinage des extrémités de la poutre et sont dues au cisaillement et à la flexion, agissant simultanément. Des fissures obliques peuvent aussi apparaître dans l'âme lorsque celle-ci est mince et que le rapport de la longueur de cisaillement ( $a$ ) sur la hauteur utile de la section ( $d$ ) est réduit, ou encore dans les poutres continues, au voisinage des points d'inflexion. Ce type de fissure est, en général, rare dans les pièces

en béton armé ordinaires et concerne davantage les poutres en béton précontraint à âme mince (Pillai et coll., 1999). En revanche, il arrive souvent que les fissures obliques soient combinées à d'autres fissures secondaires, causées par les divers mécanismes associés au comportement en cisaillement, à l'instar du glissement des barres longitudinales, ou encore de l'écrasement des appuis.

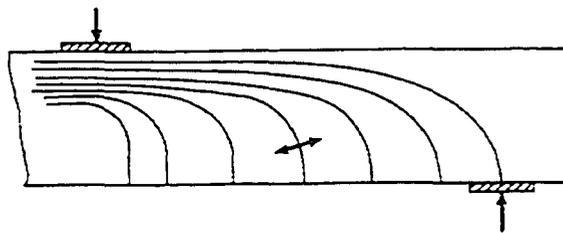


Figure 3 Directions des contraintes principales de compression  
(Adaptée de MacGregor et Bartlett, 2000)

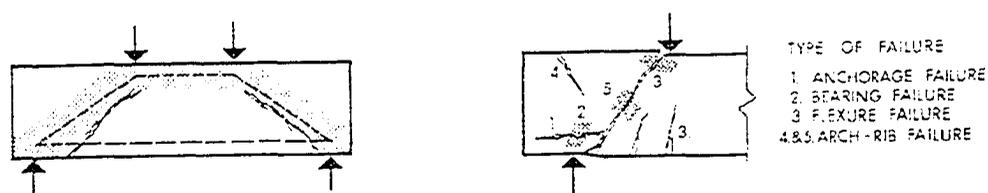


Figure 4 Réseau de fissures de flexion et de cisaillement  
(Adaptée de MacGregor et Bartlett, 2000)

### 2.2.2 Modes de rupture

Le comportement en cisaillement d'une poutre en béton armé et les modes de rupture qui s'y produisent sont intimement liés au rapport  $a/d$ . Dépendamment de ce rapport, on distinguera quatre types de poutre (MacGregor et Bartlett, 2000) :

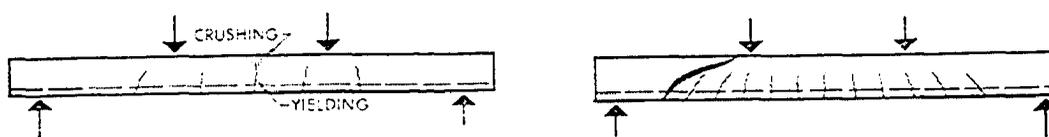
- a. les poutres très profondes :  $a/d \leq 1$ ;
- b. les poutres profondes :  $1 < a/d \leq 2.5$ ;
- c. les poutres élancées :  $2.5 < a/d \leq 6$ ;
- d. les poutres très élancées :  $a/d > 6$ .



(a) Poutres très profondes  $a/d \leq 1$



(b) Poutres profondes  $1 < a/d \leq 2.5$



(c) Poutres élancées  $2.5 < a/d \leq 6$

Figure 5 Divers modes de rupture en cisaillement  
(Adaptée de ASCE-ACI, 1973)

La figure 5 montre de façon schématique les différents modes de rupture observés, selon le rapport  $a/d$ . On trouve une description détaillée de ces modes dans le rapport de l'ASCE-ACI (1973). D'autres paramètres, hormis le rapport  $a/d$ , peuvent cependant influencer le scénario de rupture. Ces paramètres se rapportent, par exemple, au taux d'armature longitudinale, à la géométrie de la poutre, ou encore au type de chargement

(ASCE-ACI, 1973). Concernant le quatrième type de poutre (très élancée), la rupture a lieu, dans ce cas, en flexion et se produit avant la formation des fissures obliques.

## 2.3 Aspects liés aux mécanismes de résistance en cisaillement

### 2.3.1 Effet d'arc

Pour une poutre sollicitée en flexion simple, la relation entre l'effort tranchant ( $V$ ) et l'effort de tension ( $T$ ) peut être exprimée par l'équation suivante (Figure 6) :

$$V = \frac{d(T)}{dx} jd + \frac{d(jd)}{dx} T \quad (2.1)$$

où  $jd$  représente le bras de levier.

Dans la théorie de la poutre, le bras de levier est supposé constant. L'équation (2.1) devient alors :

$$V = \frac{d(T)}{dx} jd \quad (2.2)$$

Le terme  $d(T)/dx$  est le flux de cisaillement agissant à travers n'importe quel plan horizontal de la poutre, situé entre l'armature de tension et la zone de compression. La résistance est, dans ce cas, obtenue grâce à l'adhérence qui existe entre l'armature longitudinale et le béton qui l'entoure.

En absence d'adhérence entre l'acier et le béton, le flux de cisaillement est nul, et l'équation (2.1) prend alors la forme suivante :

$$V = \frac{d(jd)}{dx} T \quad (2.3)$$

Dans ce cas, la résistance est obtenue grâce à l'action simultanée des bielles inclinées et de l'armature longitudinale. Un tel comportement peut être assimilé à celui d'un arc à tirant. La compression dans la bielle et la tension dans l'acier y sont constantes sur toute la longueur de cisaillement.

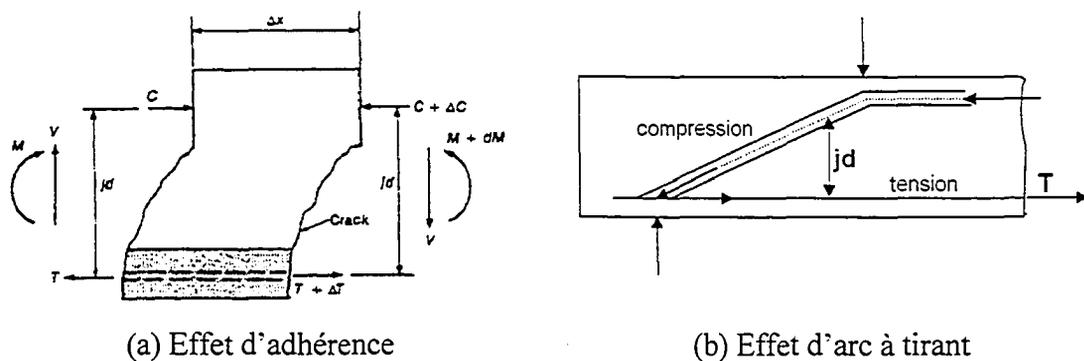


Figure 6 Comportement en poutre versus en arc  
(Adaptée de MacGregor et Bartlett, 2000)

Mais, en règle générale, ces deux comportements, à savoir le comportement en *poutre* versus en *arc à tirant*, se côtoient et la résistance sera obtenue grâce à l'action simultanée des deux. Dépendamment de la géométrie de la poutre, l'un ou l'autre des deux comportements sera cependant dominant.

### 2.3.2 Zone B versus zone D

Dans une structure, les zones où la théorie classique de la poutre est applicable sont appelées *zones B*, en référence à *Bernoulli*, ou *beam regions* en anglais (Figure 7). L'analyse sectionnelle, qui s'appuie sur l'hypothèse de la planéité des sections, est, dans ce cas, valable. Les autres zones de la structure, comme les consoles courtes, les zones

d'application de force concentrée, ou les ouvertures, sont appelées *zones D*. La lettre D fait référence, dans ce cas, aux *discontinuités* géométriques ou de charges, *détails* ou *disturbed regions* en anglais (Figure 7). Dans les zones D, l'application de l'analyse sectionnelle n'est plus valable, et c'est le modèle des bielles et tirants qui est le plus approprié (ASCE-ACI, 1998).

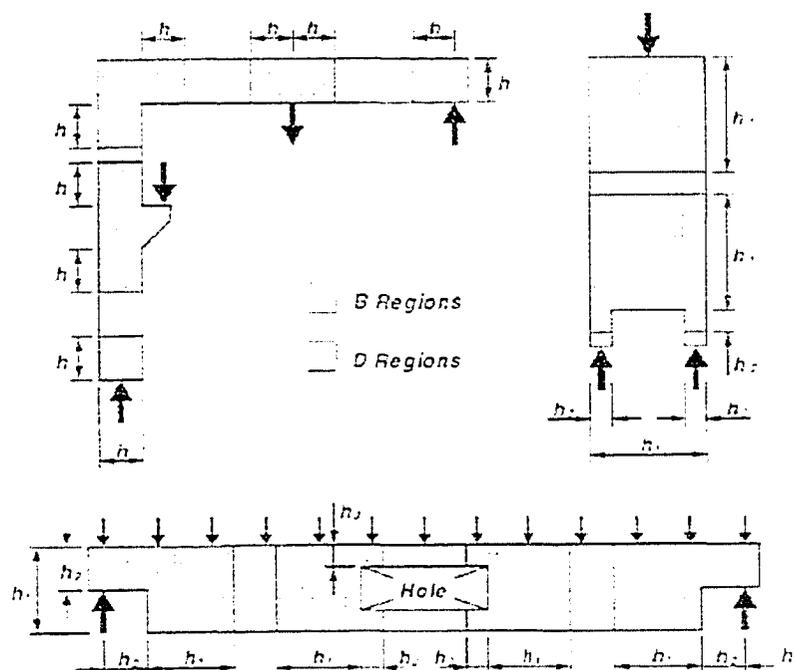


Figure 7 Exemples de zones B et zones D  
(Adaptée de Schlaich et coll., 1987)

### 2.3.3 Forces intervenant dans le transfert de l'effort tranchant

Selon le rapport de l'ASCE-ACI (1973), l'effort tranchant sollicitant une section en béton armé est repris à travers cinq<sup>1</sup> mécanismes, reliés aux composantes suivantes (Figure 8) :

<sup>1</sup> Depuis, une autre composante a été identifiée, reliée aux contraintes résiduelles de tension à l'interface des fissures – *Residual tensile stresses across cracks* (ASCE-ACI, 1998).

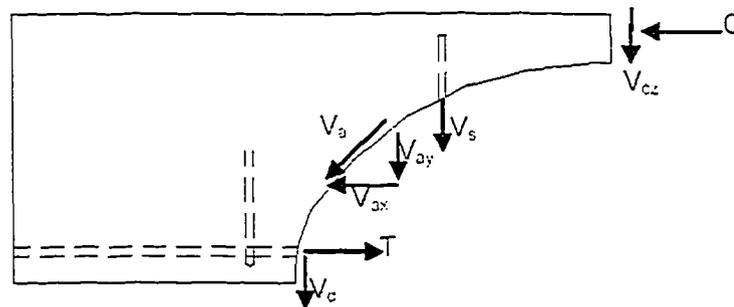
- a. la composante due au béton non fissuré (*shear stress in uncracked concrete,  $V_{cc}$* );
- b. la composante due à l'effet d'engrènement entre les lèvres de fissures (*aggregate interlock,  $V_{av}$* );
- c. la composante due à l'effet de goujon (*dowel action,  $V_d$* );
- d. la composante due à l'armature transversale;
- e. l'effet d'arc (*arch action*).

La Figure 8 décrit, de façon purement schématique, la contribution de chacune de ces composantes, à l'exception de l'effet d'arc. Cette dernière composante, qui ne peut être considérée comme faisant partie des mécanismes proprement dit, agit cependant sur les contributions des autres composantes (ASCE-ACI, 1973).

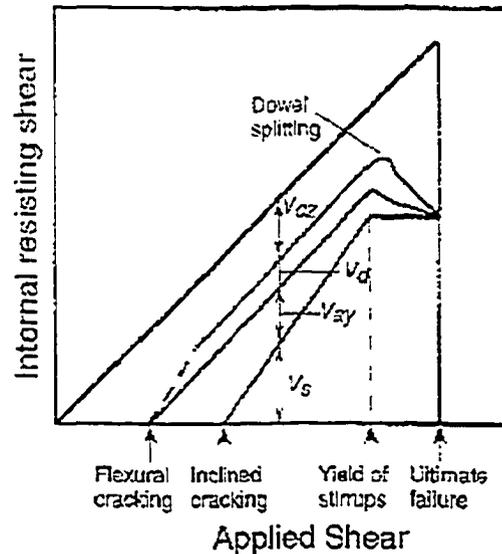
Ce que l'on constate d'emblée sur la Figure 8, c'est que toutes ces composantes, à l'exception de la première ( $V_{cc}$ ), ne sont activées qu'après fissuration de la section. L'apparition des fissures de flexion est accompagnée d'une redistribution des contraintes de flexion, qui amorce alors l'action des composantes  $V_{av}$  et  $V_d$ . À ce stade-ci du chargement, l'armature transversale est encore très peu sollicitée. Les contraintes de flexion augmentent de façon plus significative avec l'apparition de fissures diagonales. La contribution des autres composantes devient également plus effective. Le comportement ultérieur de la poutre, son mode de rupture, ainsi que sa résistance ultime, vont dépendre des contributions de chacune des composantes qui sont mises en jeu et de leurs évolutions respectives.

L'absence d'armature transversale dans une poutre a une incidence négative sur la contribution de ces composantes. L'armature longitudinale, non soutenue dans ce cas, est plus vulnérable au glissement; ce qui réduit, en général, la contribution de  $V_d$ . Il en est de même pour la contribution de  $V_{av}$  qui, en absence d'étriers s'opposant à l'ouverture des fissures, va décroître plus vite. Il suit alors une propagation rapide des

fissures, réduisant ainsi la surface du béton non fissuré, et donc la contribution  $V_{cz}$ . Tous les mécanismes liés à ces composantes ( $V_d$ ,  $V_{ay}$ ,  $V_{cz}$ ) génèrent un comportement fragile; ce qui explique la rupture brutale et sans signes précurseurs des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant, lorsque celles-ci ne sont pas pourvues d'étriers.



(a) Forces agissant dans les mécanismes de résistance



(b) Contributions des différents mécanismes à la résistance en cisaillement

Figure 8 Mécanismes de résistance en cisaillement  
(Adaptée de ASCE-ACI, 1973)

En présence d'armature transversale, la résistance à l'effort tranchant continue d'augmenter même après l'apparition de fissures diagonales, et ce jusqu'à plastification totale de l'acier transversal; à moins d'un écrasement prématuré du béton. Toute autre augmentation de la résistance est à mettre sur le compte de l'une des trois composantes ( $V_d$ ,  $V_{ay}$ ,  $V_c$ ). Naturellement, avec la plastification des étriers, les fissures vont s'élargir de plus en plus, ce qui conduit à une diminution de  $V_{ay}$  d'une part, et d'autre part, une augmentation rapide de  $V_c$  et  $V_d$ ; et ce jusqu'à la rupture, soit par glissement, soit par écrasement du béton, sous l'effet combiné du cisaillement et de la compression. Mais, contrairement au cas des poutres sans armature transversale, la rupture, dans ce cas, se produit de façon graduelle.

Mais si les mécanismes de résistance sont à présent bien identifiés et l'action de leurs composantes respectives raisonnablement bien appréhendée, quantifier leurs contributions respectives et savoir laquelle parmi ces contributions est la plus importante est, à ce jour, sujet à controverse (ASCE-ACI, 1998). Aussi, les normes de calcul en béton armé regroupent sous le vocable *contribution du béton*, l'ensemble de ces contributions. La contribution du béton, définie ainsi, est supposée la même pour une poutre en béton armé, avec ou sans acier transversal.

#### 2.4 Paramètres d'influence majeure

Les paramètres qui influencent le comportement en cisaillement des poutres en béton armé sont fort nombreux. On se limitera cependant aux paramètres majeurs, soient (ASCE-ACI, 1998) : (i) l'effet d'échelle; (ii) le rapport  $a/d$ ; (iii) le taux d'armature longitudinale; et (iv) l'effort axial. Évidemment, d'autres paramètres, liés à l'acier transversal (taux, limite élastique, ancrage), ou à la géométrie de la poutre (section rectangulaire versus en T, poutre simple versus continue), ou encore à la résistance du béton (béton ordinaire versus à haute ou très haute performance) peuvent aussi

influencer, d'une certaine manière, le comportement en cisaillement (ASCE-ACI 1973, Toutlemode et Coll. 2003).

#### 2.4.1 L'effet d'échelle

Les études expérimentales menées par Kani en 1967 (ASCE-ACI, 1998), concernant l'influence de certains facteurs – dont la taille des spécimens – sur le comportement en cisaillement des poutres en béton armé non pourvues d'armature transversale, ont permis d'observer que la résistance en cisaillement n'était pas proportionnelle à la taille des spécimens. Des études plus récentes, dont celle de Shioya en 1989, de Collins et coll. (ASCE-ACI, 1998) et celle de Bazant et Kazemi en 1991 (Bazant, 1997), confirment ce phénomène, communément appelé l'*effet d'échelle* (Figure 9). Celui-ci a une incidence directe sur la fiabilité des règles de calcul qui sont proposées, dans la mesure où ces règles reposent, en grande partie, sur les résultats de tests, et que ces derniers sont réalisés sur des spécimens de taille réduite. Bazant et Yu (2003) relèvent à ce propos que 86 % des données disponibles se rapportent à des spécimens dont la hauteur est inférieure à 0.5m.

Mais si l'effet d'échelle, qui affecte la contribution du béton à la résistance en cisaillement, est aujourd'hui un fait expérimental établi, son explication, et encore moins sa quantification, constitue l'un des problèmes les plus complexes en structures (Bazant, 1997). Parmi les explications avancées, il y a celle qui relie l'effet d'échelle à la largeur des fissures obliques dans les poutres de grande hauteur; quant à sa quantification, les modèles proposés jusqu'ici sont très divergents (ASCE-ACI, 1998). Il faut dire aussi que les données expérimentales disponibles sur le sujet sont extrêmement limitées : sur 470 études expérimentales recensées, dix seulement – récentes pour la plupart – considèrent la taille du spécimen comme paramètre d'étude (Bazant, 1997). Toutefois, et vu l'importance du phénomène, de nombreux codes en vigueur, comme le CSA A23.3

(1994) et l'Eurocode 2 (1992) ont introduit dans les prescriptions relatives au calcul en cisaillement un facteur empirique tenant compte de la taille des poutres.

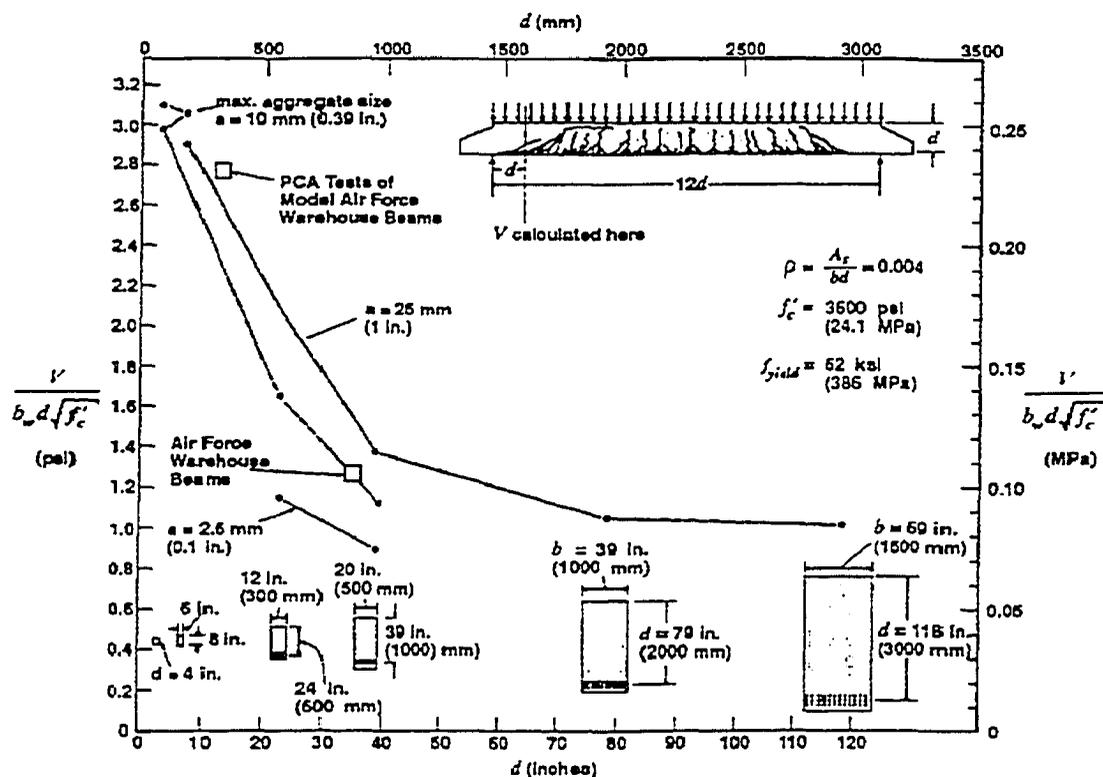


Figure 9 Influence de la taille des spécimens sur la résistance en cisaillement (Adaptée de Ghanoum, 1998)

#### 2.4.2 Le rapport $a/d$

Ce rapport intervient pour distinguer entre les poutres de type profond et celle de type élancé. Ces deux types, nous l'avons vu, ont des comportements structuraux différents : le premier a un comportement assimilable à celui d'un arc à tirant; alors que le second est régi par la théorie classique de la poutre. Cette différence dans le comportement structural explique les patrons de fissures observés dans chacun des deux types et les modes de rupture qui s'y produisent (voir figure 5). Également, elle explique pourquoi la résistance en cisaillement atteinte à la rupture est plus élevée dans les poutres de type

profond, comparativement au type élancé (Figure 10). Enfin, cette différence de comportement aura forcément une incidence sur le choix de la méthode de dimensionnement à utiliser pour chaque type de poutre : profond versus élancé.

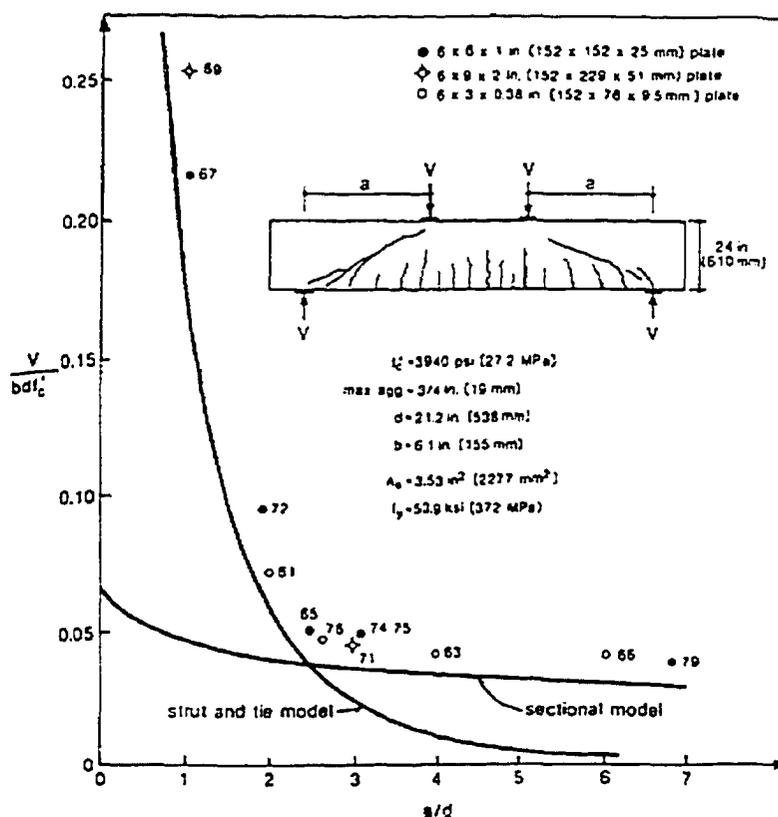


Figure 10 Influence du rapport  $a/d$  sur la résistance en cisaillement (Adaptée de ASCE-ACI,1998)

### 2.4.3 Le taux d'armature longitudinale

Les poutres en béton armé, dont le taux d'armature longitudinale est relativement bas, présente une résistance en cisaillement moindre (Figure 11). Les fissures de flexion qui se développent, dans ce cas, sont plus larges et progressent davantage vers la zone de compression de la poutre; l'apparition de fissures diagonales a lieu plus tôt (MacGregor et Bartlett, 2000). Ceci affecte les contributions des composantes  $V_{cc}$  liée à la zone de

compression et  $V_d$  liée à l'effet de goujon (ASCE-ACI, 1998); autrement dit la résistance du béton en cisaillement.

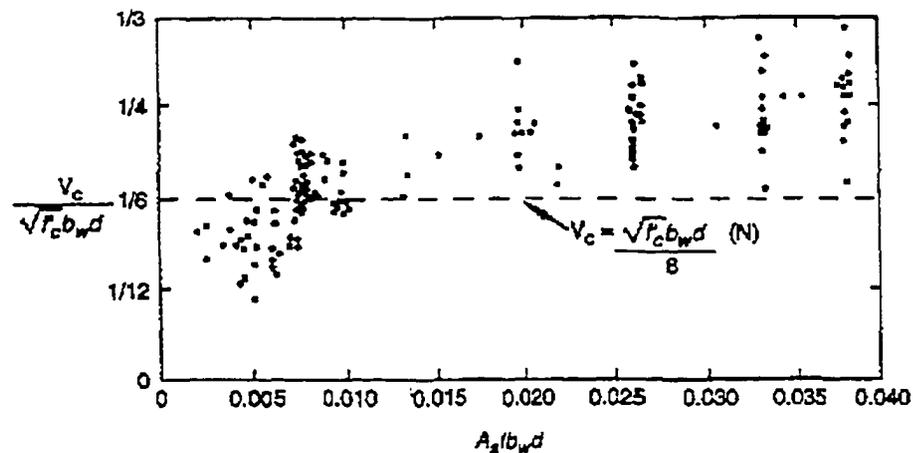


Figure 11 Influence du taux d'armature longitudinale sur la résistance en cisaillement (Adaptée de MacGregor et Bartlett, 2000)

#### 2.4.4 L'effort axial

Il est évident qu'un effort axial, combiné aux efforts dues à la flexion (moment de flexion et effort tranchant), a une influence sur la résistance en cisaillement des poutres en béton armé. En présence d'un effort de traction, la résistance sera amoindrie (Figure 12), alors qu'en présence d'un effort de compression, elle sera accrue. Mais, ce qui est moins évident à savoir, c'est l'importance de cette influence et son impact sur la ductilité de la poutre (ASCE-ACI, 1998).

Les poutres qui sont soumises à des efforts de traction et de cisaillement élevés, affichent un comportement relativement plus ductile (ASCE-ACI, 1998). Dans ce cas, les premières fissures apparaissent suivant un angle presque droit par rapport à l'axe de la poutre et se développent à travers toute la hauteur de la section. À mesure que la poutre est sollicitée, de nouvelles fissures diagonales, de moins en moins inclinées, se

forment. La rupture se produit lorsque les fissures, devenues quasiment horizontales, sont totalement contrôlées par l'armature longitudinale. À l'inverse, les poutres soumises à des efforts de compression et de cisaillement combinés élevés risquent de subir une rupture très fragile et ce, dès l'apparition des premières fissures (ASCE-ACI, 1998).

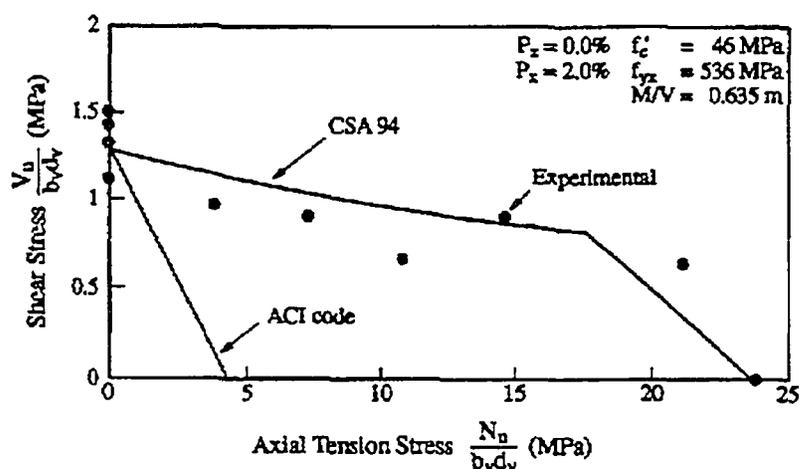


Figure 12 Influence de l'effort de traction sur la résistance en cisaillement (Adaptée de ASCE-ACI, 1998)

## 2.5 Modèles de calcul en cisaillement

### 2.5.1 Généralités

De nombreux modèles ont été proposés pour le calcul de la résistance en cisaillement des poutres en béton armé (ASCE-ACI 1998, Regan 1993). Mais seuls les modèles qui traitent des poutres contenant de l'armature transversale (et donc renforcées à l'effort tranchant) seront présentées ici. Il s'agit, successivement, de l'approche traditionnelle (c.à.d. analogie du treillis à  $45^\circ$  + une contribution empirique du béton), de l'analogie du treillis à angle variable, de la théorie modifiée du champ de compression, et du modèle des bielles et tirants.

Ce sont-là les modèles auxquels les codes de béton armé se réfèrent le plus souvent. Ces modèles ont été développés à partir d'un même concept, celui de l'analogie du treillis, proposé en même temps, il y a plus d'un siècle, par l'ingénieur suisse Ritter et l'ingénieur allemand Mörsh (MacGregor et Bartlett, 2000). Le treillis à 45°, qui représente la version initiale du modèle, a subi bien des développements depuis. L'apport des écoles de Zurich, Stuttgart, et Toronto avec la théorie du champ de compression, à l'étude du cisaillement des poutres en béton armé, a été marquant.

Du point de vue mécanique, ces modèles sont en parfaite concordance avec le théorème de la borne inférieure (ou méthode statique de la théorie de la plasticité). Ce théorème, qui fournit des résultats du côté de la sécurité, stipule que : sous réserve d'une ductilité suffisante de la structure, l'approche consiste à adopter une distribution des efforts internes qui satisfasse aux conditions d'équilibre et d'appuis et qui, simultanément, ne viole nulle part les conditions de *plasticité* des matériaux que sont le béton et l'acier (Walther et Miehlsbradt, 1990).

### 2.5.2 Approche standard : Treillis à 45° + une contribution du béton

Jusqu'aux années 1970, la plupart des codes de béton armé se basaient exclusivement sur l'analogie du treillis à 45° de Ritter-Mörsh pour le calcul des étriers dans les poutres en béton armé (Regan, 1993). Cela consiste à assimiler à un treillis une poutre en béton armé, fissurée, soumise à l'effort tranchant. La figure 13 montre les différents éléments constituant le treillis. Sur cette figure, on peut distinguer : (i) les membrures supérieures et inférieures; (ii) les bielles inclinées suivant un angle supposé égal à 45°; (iii) les tirants transversaux formés par les étriers verticaux (ou obliques).

Le calcul des efforts dans les éléments du treillis ne requiert pas de conditions de compatibilité car celui-ci est statiquement déterminé. Outre cet avantage, l'analogie du treillis met aussi en évidence l'effet induit par l'effort tranchant sur les forces agissant

sur les membrures inférieure et supérieure (Figure 14). Un renforcement de l'armature de flexion doit être prévu à cet effet.

Mais l'application brutale de cette approche, au cas des poutres en béton armé sans étriers, conduit à une conclusion, pour le moins, aberrante; à savoir que la résistance à l'effort tranchant serait, dans ce cas, nulle. Des tests conduits aux États Unis, entre 1904 et 1922, ont par ailleurs montré que les contraintes dans les étriers étaient sensiblement inférieures à celles prévues par l'analogie du treillis à 45° (Collins et Mitchell, 1991). Plus tard, dans les années 1960-1970, un programme de grande envergure, mené à l'Université de Stuttgart, a permis, entre autres, de confirmer ces observations (Walther et Miehlsbradt, 1990).

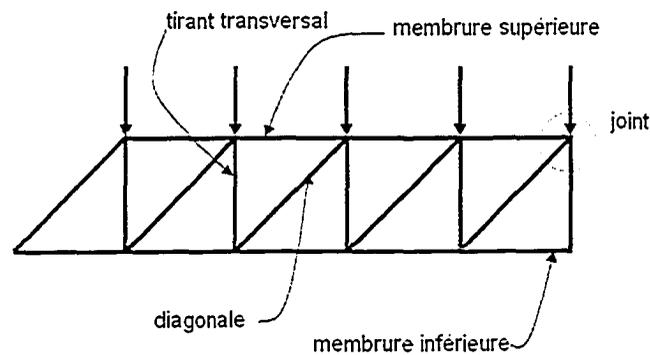


Figure 13 Éléments composant le treillis

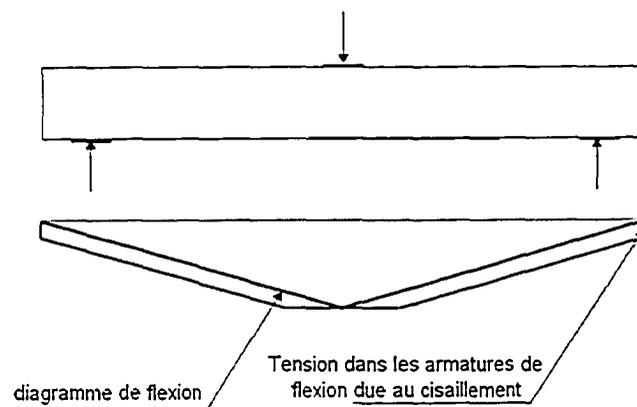


Figure 14 Influence de l'effort tranchant sur les efforts internes longitudinaux

Pour corriger cette lacune, l'approche adoptée par l'ACI-318 consistait à mettre la bielle comprimée à contribution dans la reprise de l'effort tranchant (Collins et Mitchell, 1991). Celui-ci est alors repris par la somme des contributions du béton ( $V_c$ ) et de l'armature transversale ( $V_s$ ). De nombreux codes se réfèrent à cette formulation, suivant des formats différents (CSA A23.3 1994, ACI-318 2002, EC2 1992).

Toutefois, cette approche est entachée d'une incohérence théorique fondamentale. En effet, aucune explication physique n'est fournie à propos de la reprise de l'effort  $V_c$  à l'intérieur du segment considéré et de sa diffusion jusqu'à l'appui (Regan 1993, Walther et Miehlabrad 1990). Le terme  $V_c$ , qui correspond à la résistance en cisaillement de la poutre sans étriers, est donc totalement empirique.

La seconde lacune du modèle concerne l'angle d'inclinaison des bielles : celui-ci peut être différent de  $45^\circ$ . Des essais, indiquent Walther et Miehlabrad (1991), ont en effet montré que l'inclinaison de certaines fissures pouvait être sensiblement inférieure à  $45^\circ$ . Il en résulte alors des contraintes moindres dans les étriers, avec cependant un effet plus élevé de l'effort tranchant sur l'armature de flexion.

### 2.5.3 Treillis à angle variable

Le modèle du treillis à  $45^\circ$  est simple, ce qui le rend très séduisant. Mais, il est jugé très conservateur, à cause des écarts observés entre les prédictions théoriques et les résultats des tests; des écarts dus, entre autres, à l'angle des fissures supposé égal à  $45^\circ$ .

L'un des développements majeurs apporté à ce modèle a été le treillis à angle variable, illustré sur la figure 15. Sur cette figure, on notera que dans les zones dites D (appui, application de la force concentrée), les membrures obliques (ou bielles) prennent la forme d'un éventail (*compression fan*). Dans les zones dites B, les membrures sont

inclinées suivant un angle constant, et forment ainsi un champ de compression (*compression field*).

Cette nouvelle configuration apporte une visualisation très claire du comportement réel de la poutre à l'état fissuré. Mais, elle ne peut être utilisée dans le calcul pratique, car elle est accompagnée d'une hyperstaticité très élevée. Marti (1986) propose une procédure qui permet de remplacer le treillis multiple en un treillis simple, sans avoir à représenter individuellement chaque étrier (Figure 15). Dans ce modèle, certes plus grossier, chaque élément vertical représente un groupe d'étriers répartis sur une longueur  $jd/\tan\theta$ . De façon similaire, un élément incliné représente une largeur de l'âme égale  $jd \cdot \cos\theta$ .

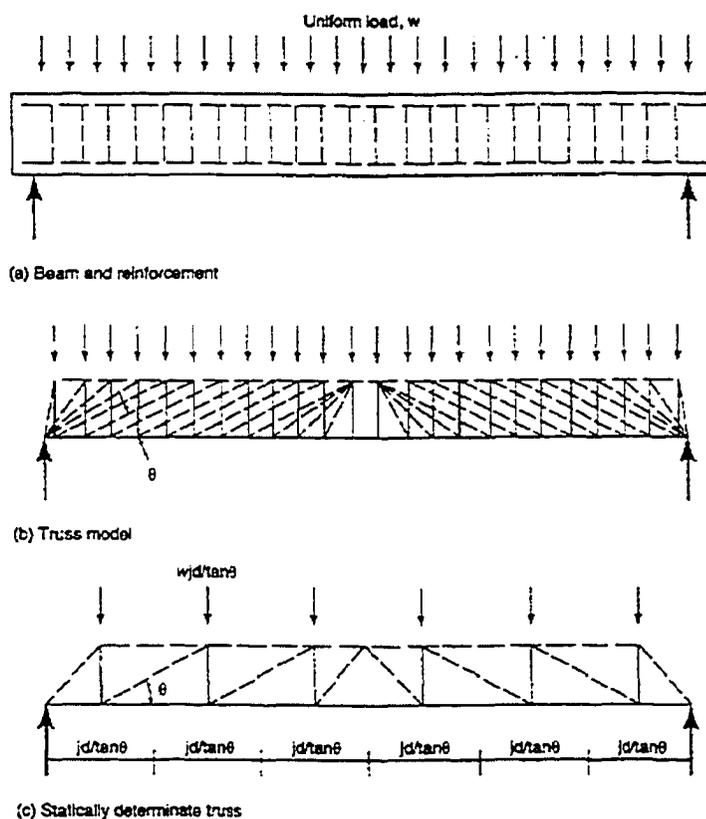


Figure 15 Modèle du treillis à angle variable  
(Adaptée de Collins et Mitchell, 1991)

Les conditions d'équilibre dans un treillis à angle variable sont montrées sur la figure 16. Sur cette figure, on compte quatre inconnues (les contraintes principales de compression, la force de tension dans l'armature longitudinale, les contraintes dans l'armature transversale et enfin l'angle d'inclinaison) pour les trois équations d'équilibre que fournit la statique. Il s'agit donc d'un système statiquement indéterminé. Pour lever cette hyperstaticité, plusieurs hypothèses peuvent être considérées (Collins et Mitchell, 1991) : (a) la plastification de l'armature transversale (comme dans l'analogie du treillis à 45°) et une contrainte de compression dans les bielles  $f_{cd}$  donnée; (b) la plastification de l'armature transversale et de l'armature longitudinale; (c) la plastification de l'armature transversale et une valeur de l'angle  $\theta$ .

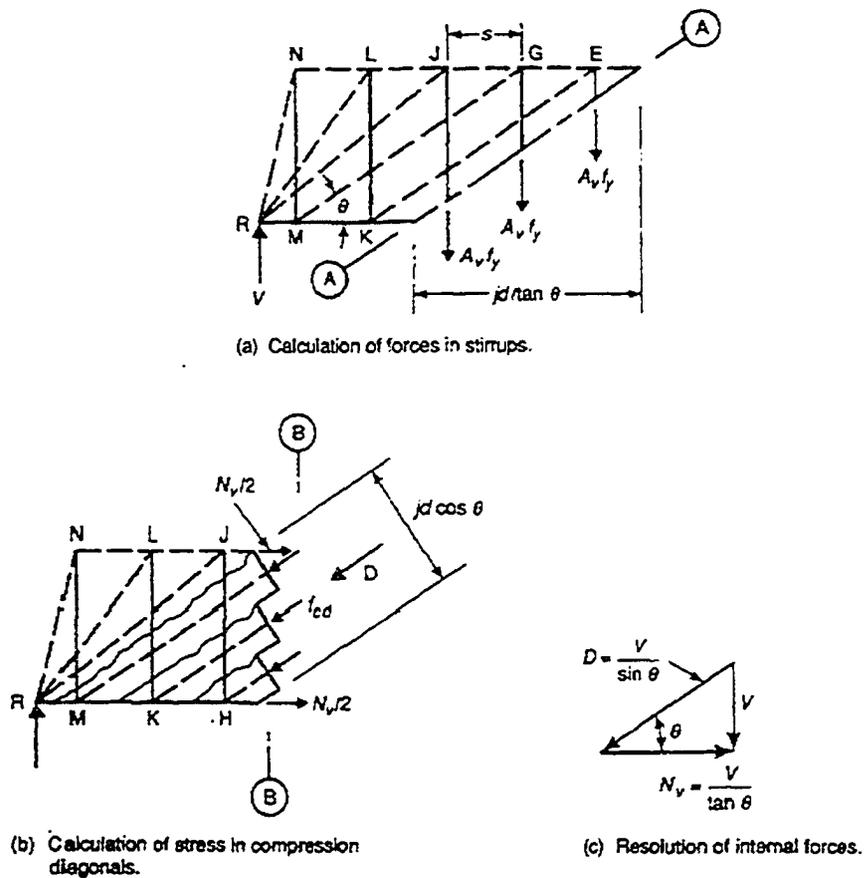


Figure 16 Équilibre des forces dans un treillis à angle variable  
(Adaptée de MacGregor et Bartlett, 2000)

C'est cette dernière hypothèse qui est utilisée en pratique. Pour un dimensionnement (structure nouvelle), l'ingénieur aura à choisir lui-même l'angle d'inclinaison  $\theta$ . MacGregor et Bartlett (2000) suggèrent un angle  $\theta$  compris entre  $25^\circ$  et  $65^\circ$ . Le comité européen du béton, dans son code modèle, recommande un intervalle plus restreint; soit :  $\theta = 31^\circ$  à  $59^\circ$  (MacGregor et Bartlett, 2000). S'il s'agit de vérifier une structure existante, l'angle d'inclinaison est déterminé à partir du nombre d'étriers nécessaires pour assurer l'équilibre entre les charges appliquées et la réaction d'appui. Évidemment, pour les zones B, cet angle doit rester dans l'intervalle sus indiqué.

Les contraintes de compression des bielles résultant ne doivent pas excéder la résistance du béton à la compression. Cette dernière est cependant prise inférieure à la résistance en compression standard  $f'_c$ , pour les raisons qui seront exposées plus loin. MacGregor et Bartlett (2000), par exemple, proposent :  $0.25f'_c$  pour  $\theta = 30^\circ$  à  $0.45f'_c$  pour  $\theta = 45^\circ$ .

Le modèle du treillis à angle variable est plus rigoureux et aussi plus économique, comparativement au treillis à  $45^\circ$  (Beeby et Narayanan, 1995). Mais le fait qu'il néglige la contribution de béton à la résistance (incluant les différentes composantes issues des mécanismes) peut conduire à une sous estimation de la résistance totale en cisaillement (ASCE-ACI, 1998).

#### 2.5.4 Théorie modifiée du champ de compression

En Amérique du Nord, la recherche sur le comportement en cisaillement des poutres en béton armé est marquée par les travaux soutenus, menés à l'Université de Toronto depuis les années 70, sous la direction de Collins; à l'origine de ces travaux, l'étude de Collins et Mitchell, en 1974, sur la torsion des poutres en béton armé. Dans cette étude, les auteurs s'étaient largement inspirés des travaux de Wagner sur le flambement par cisaillement dans les profilés métalliques, et sa *théorie du champ de tension* (Collins et Mitchell, 1991). Collins l'a étendue, en 1978, pour traiter l'effort tranchant, et baptisée

alors *théorie du champ de compression*. Introduite dans la norme canadienne dès 1984, cette première version a connu, grâce aux travaux de Vecchio et Collins (1986), des développements significatifs, notamment la prise en compte des contraintes de traction du béton entre les fissures. Ces développements lui ont valu une nouvelle identité, celle de *théorie modifiée du champ de compression (modified compression field theory, MCFT)*. Elle est à la base de la *méthode dite générale*, prévue dans la norme CSA-A23.3-94, pour le calcul en cisaillement des poutres en béton armé.

La MCFT évoque, par son nom, la notion de champs de compression, clairement illustrée par le modèle du treillis à angle variable. Plusieurs aspects distinguent cependant la MCFT des autres modèles basés sur l'analogie du treillis. Dans la MCFT, l'angle d'inclinaison des fissures n'est pas pris égal à  $45^\circ$  et n'est pas, non plus, choisi dans un intervalle donné, comme dans le code européen ou dans le code modèle. Il est obtenu par un calcul itératif. La résistance du béton à la traction est prise en compte dans la résistance du béton. L'expression de la contribution du béton n'est pas empirique. Elle découle de la mise en équation des conditions d'équilibre et de compatibilité dans un élément fissuré, soumis à un état de cisaillement pur, et des lois de comportement de l'acier et du béton en compression et en traction. Les équations ainsi formulées mettent en évidence, de façon élégante, l'influence de l'effort tranchant sur l'acier longitudinal.

Ce qui suit est un rappel des relations fondamentales de la MCFT. On revoit, successivement, les conditions d'équilibre et de compatibilité, ainsi que les lois de comportement qui sont adoptées pour le béton à l'état fissuré, tant en compression qu'en traction. Quelques indications seront également données sur les procédures proposées à l'usage des praticiens pour l'application de la MCFT au calcul en cisaillement.

Sur la figure 17, on montre les efforts internes, les distributions des contraintes et des déformations ainsi que les contraintes principales résultant, dans un élément en béton armé sollicité en cisaillement pur. Le patron des fissures y est idéalisé par une série de

fissures parallèles, inclinées d'un angle  $\theta$  par rapport à la direction longitudinale. L'angle d'inclinaison des contraintes principales  $(f_1, f_2)$  est supposé être identique à celui des déformations principales  $(\varepsilon_1, \varepsilon_2)$ .

Suivant la direction horizontale, l'équilibre des forces donne :

$$A_l f_l = b_w d_v (f_2 \cos^2 \theta - f_1 \sin^2 \theta) \quad (2.4)$$

Suivant la direction verticale, l'équilibre donne :

$$A_v f_v = b_w s (f_2 \sin^2 \theta - f_1 \cos^2 \theta) \quad (2.5)$$

Le cercle de Mohr pour les contraintes permet d'écrire :

$$f_2 = (\tan \theta + \cot \theta) \cdot v - f_1 \quad (2.6)$$

En portant l'équation de  $f_2$  dans l'équation 2.5, et en remplaçant la contrainte de cisaillement  $v$  par son expression ( $v = V/b_w d_v$ ), on trouve :

$$V = \underbrace{A_v f_v d_v \cot \theta / s}_{\text{Contribution des étriers}} + \underbrace{f_1 b_w d_v \cot \theta}_{\text{Contribution du béton}} \quad (2.7)$$

Le tracé du cercle de Mohr pour les déformations (Figure 17) permet de déduire l'angle d'inclinaison  $\theta$  et l'expression de la déformation principale en tension  $\varepsilon_1$ , soient :

$$\tan^2 \theta = \frac{\varepsilon_v - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_v} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 + \varepsilon_x + \varepsilon_v \quad (2.9)$$

L'équation 2.8 confirme ce qui a été dit dans l'analogie du treillis à angle variable à propos de l'angle  $\theta$ ; à savoir que les armatures longitudinales et les bielles de béton sont d'autant plus sollicitées que l'angle  $\theta$  est petit. L'inverse est tout à fait juste. On peut aussi noter, grâce à l'équation (2.9), que les déformations principales sont plus élevées en tension qu'en compression.

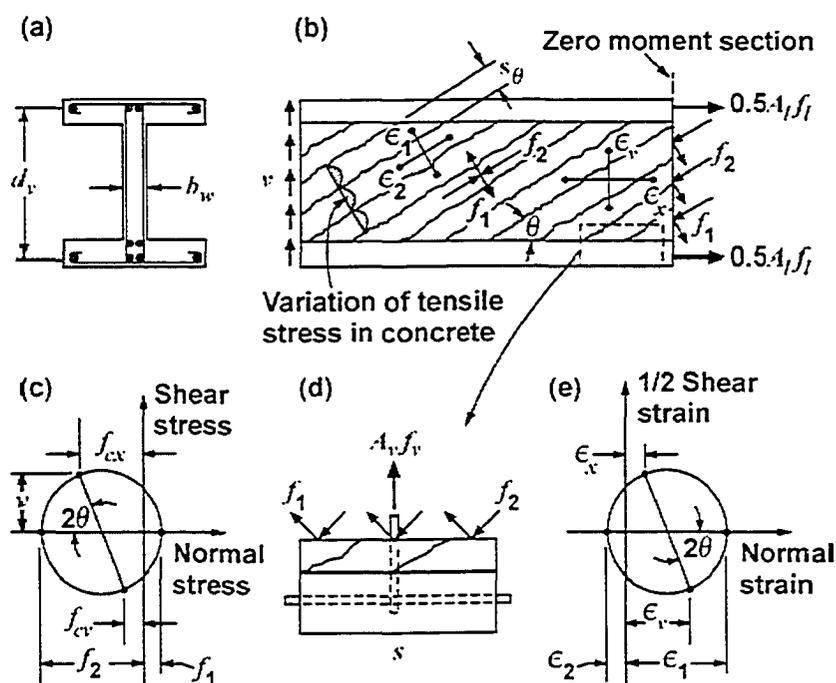


Figure 17 Relations d'équilibre des forces et de compatibilité des déplacements  
(Adaptée de Rahal et Collins, 1999)

La figure 18 montre les lois de comportement du béton en compression et du béton en traction, adoptées par la MCFT à l'issue de campagnes d'essais étendues (Collins et Mitchell, 1991). La figure 18-a compare le comportement du béton lors d'un essai de compression simple sur cylindre à celui des bielles de béton. Dans le premier cas, il n'y pas de déformations latérales qui affecte la résistance, exceptées celles induites par

l'effet de *Poisson*. Alors que dans le second cas, des déformations de traction, perpendiculaires à l'axe des bielles, interviennent dans la résistance. Ces déformations induisent un effet opposé au confinement (Rahal et Collins, 1999), ce qui engendre une perte de résistance en compression. Plus ces déformations augmentent – entendu par là, la largeur des fissures diagonales –, plus grande est la perte de résistance en compression. On parle alors de béton ramolli (*concrete softening*). De très nombreux tests ont été conduits afin de quantifier cette perte de la résistance (ASCE-ACI, 1998), dont ceux réalisés par Vecchio et Collins (1986), qui proposent l'expression suivante :

$$f_{2, max} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq f'_c \quad (2.10)$$

Pour une loi de comportement de type parabolique, on a :

$$f_2 = f_{2, max} \left( \frac{2\varepsilon_2}{0.002} - \left( \frac{\varepsilon_2}{0.002} \right)^2 \right) \quad (2.11)$$

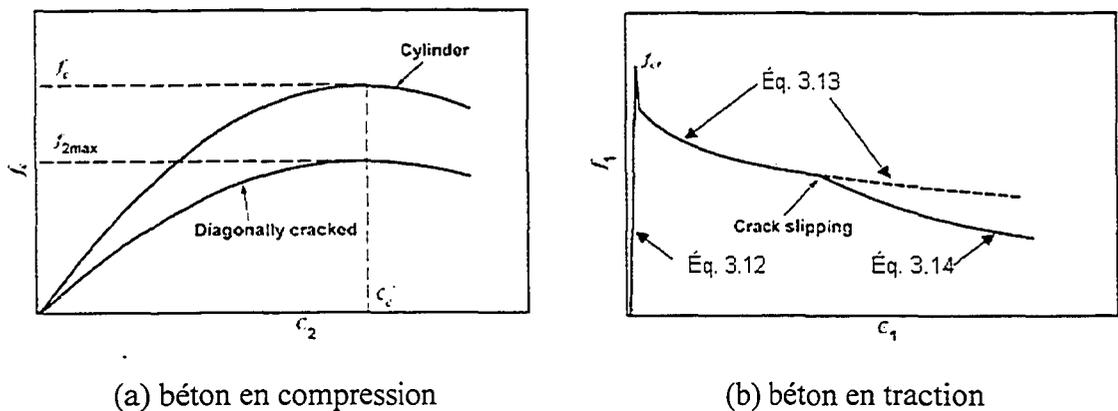


Figure 18 Relations contrainte-déformation du béton  
(Adaptée de Rahal et Collins, 1999)

Dans cette relation, la déformation en compression  $\varepsilon_2$ , correspondant à la contrainte maximum  $f_{2,\max}$  admise, vaut 0.002. Le terme entre parenthèses exprime une courbe contrainte-déformation, dont le sommet décroît avec l'augmentation de la déformation latérale de tension  $\varepsilon_1$ .

En ce qui concerne le comportement du béton en traction, la courbe contrainte-déformation proposée par Collins et Mitchell (1991) indique trois phases (Figure 18-b) :

- durant la première phase, la contrainte  $f_1$  varie en fonction des déformations de façon linéaire, jusqu'à atteindre la contrainte de fissuration  $f_{cr}$ . L'expression de la résistance du béton en tension pour cette phase s'écrit :

$$f_1 = E_c \varepsilon_1 \quad (2.12)$$

- suit alors une diminution de  $f_1$  à mesure que les fissures s'élargissent. La résistance en tension peut être alors exprimée comme suit :

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_1}} \quad (2.13)$$

- pour des déformations de tension très importantes, et donc des fissures très larges, la résistance en tension  $f_1$  sera conditionnée par la plastification de l'acier d'une part et de l'autre par la résistance en cisaillement  $v_{ci}$ , qui est mobilisée lors du déplacement relatif des lèvres de fissures. Il suit :

$$f_1 \leq v_{ci} \tan \theta + \frac{A_v}{b_w s} (f_{vy} - f_v) \quad (2.14)$$

avec :

$$v_{ci} = \frac{0.18\sqrt{f'_c}}{0.3 + \frac{24w}{a+16}} \quad (2.15)$$

où  $w$  représente la largeur des fissures et  $a$  la dimension des agrégats.

Ces équations (2.10 à 2.15) soulignent clairement l'importance de la déformation principale du béton en tension ( $\varepsilon_1$ ). Celle-ci intervient, en effet, dans l'expression de  $f_1$ , dans l'expression de  $f_2$ , ainsi que dans la résistance en cisaillement du béton  $v_{ci}$ . C'est pourquoi la déformation  $\varepsilon_1$  est considérée comme indicateur de l'endommagement subi par le béton fissuré (Collins et coll., 1996).

Les lois de comportement proposées, ajoutées aux équations d'équilibre et de compatibilité formulées préalablement, permettent de prédire non seulement la résistance ultime mais aussi la réponse d'un élément soumis à l'effort tranchant sous charge croissante (Collins et Mitchell, 1991). Évidemment, la MCFT ne prétend pas cerner tous les aspects qui accompagnent la réponse d'un élément sous l'action d'un effort tranchant, comme par exemple, l'évolution du patron de fissures, le cisaillement à l'interface de la fissure ou encore les aspects liés au glissement des armatures; tout cela se produit de façon assez complexe (Collins et coll., 1996). Toutefois, la MCFT, estiment ses auteurs, tente, à travers une série d'hypothèses, de capter l'essentiel de ces aspects. Certaines de ces hypothèses sont explicites, d'autres plutôt implicites. Parmi ces hypothèses, on peut citer (Pillai et coll., 1999) :

- distribution uniforme des contraintes tangentielles;
- angle d'inclinaison  $\theta$  constant sur toute la hauteur de la section;
- déformation longitudinale  $\varepsilon_x$  prise égale à celle de l'acier longitudinal;

- $f_1, f_2$  et  $\varepsilon_1, \varepsilon_2$  représentant les contraintes moyennes et les déformations moyennes correspondantes, respectivement.

Pour le design, la résistance nominale en cisaillement s'écrit, d'après l'équation 2.7 :

$$V = \underbrace{A_v f_v d_v \cot \theta / s}_{\text{Contribution des étriers}} + \underbrace{f_1 b_w d_v \cot \theta}_{\text{Contribution du béton}}$$

Dans cette équation, le terme correspondant à la contribution de l'armature transversale fait intervenir l'angle d'inclinaison  $\theta$ , contrairement à l'approche classique, encore en vigueur dans de nombreux codes et normes (méthode simplifiée du CSA A23.3 94, méthode standard dans l'Eurocode 2, ACI 318-02), où l'angle  $\theta$  est pris égal à  $45^\circ$ . Le second terme, qui correspond à la contribution du béton, peut être réécrit comme suit :

$$V_c = \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.16)$$

Le coefficient  $\beta$ , introduit alors, est un facteur directement lié à la résistance du béton à la traction. En remplaçant  $f_1$  par son expression et en tenant compte des limites qui lui sont imposées (équations 2.14 à 2.15), on trouve :

$$\beta = \frac{0.33 \cot \theta}{\sqrt{1 + 500 \varepsilon_1}} \leq \frac{0.18}{0.3 + \frac{24w}{a + 16}} \quad (2.17)$$

Cette équation fait intervenir la déformation en tension du béton  $\varepsilon_1$ ; soit :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + \varepsilon_2) \cot^2 \theta \quad (2.18)$$

En négligeant  $f_1$  dans l'équation 2.6, l'équation 2.18, couplée aux équations 2.10 et 2.11, donne :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left\{ \varepsilon_x + 0.002 \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{v}{f_c'} (\tan \theta + \cot \theta) (0.8 + 170 \varepsilon_1)} \right] \right\} \cot^2 \theta \quad (2.19)$$

Pour le calcul de  $\beta$ , il est supposé que la taille des agrégats utilisés est autour de 19 mm et que l'espacement moyen entre les fissures diagonales  $s_\theta$  égale 305 mm. Cet espacement correspondrait à une distribution des fissures dans une poutre contenant, au moins l'aire minimale de l'acier transversale. Pour une poutre dont le taux est inférieur au taux minimal, la valeur de  $s_\theta$  dépendra de la distribution de l'acier longitudinal dans la section (Rahal et Collins, 1999). La déformation axiale  $\varepsilon_x$  peut être prise, de façon conservatrice, comme la déformation longitudinale des barres d'acier tendues (Figure 19). On admet que<sup>2</sup> :

$$\varepsilon_x = \frac{0.5(N + V \cot \theta) + M/d_v}{E_s A_s} \quad (2.20)$$

Les valeurs de  $\theta$  et  $\beta$  peuvent être tirées à partir des tableaux ou abaques élaborés à cette fin, et déterminés à partir de la déformation  $\varepsilon_x$  (équation 2.20). Mais comme cette équation fait intervenir l'angle  $\theta$ , le calcul devient alors itératif.

---

<sup>2</sup> En présence de précontrainte, un terme supplémentaire est ajouté à cette expression.

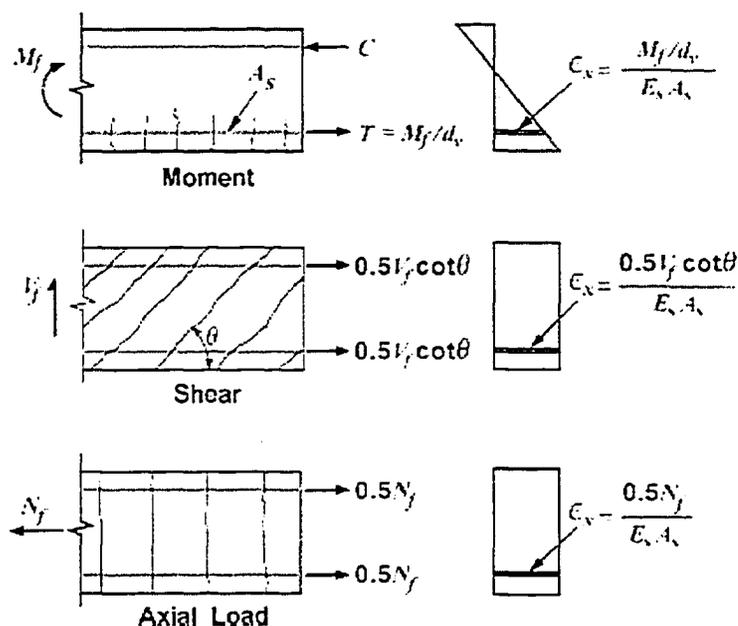


Figure 19 Effort internes intervenant dans le calcul de la déformation axiale  
(Adaptée de Rahal et Collins, 1999)

### 2.5.5 Bielles et tirants

L'utilisation des modèles présentés précédemment suppose que la théorie classique de la poutre est valable. Ces modèles sont donc applicables au dimensionnement des *zones B* seulement. Pour le dimensionnement des *zones D*, il est possible de recourir à la théorie élastique pour connaître l'état de contraintes dans une structure, lorsque celle-ci n'est pas encore fissurée. Mais pour une structure déjà fissurée, les ingénieurs ne disposaient, jusqu'aux années 80, que de règles de dimensionnement spécifiques à quelques cas particuliers, comme les consoles courtes ou les poutres échelles (Schlaich et coll., 1987).

C'est ce qui a conduit à traiter, pendant longtemps, les *zones D* comme des *détails*; d'où d'ailleurs la dénomination *D*. L'exécution de ces parties de la structure se faisait, le plus souvent, à l'aide de dispositions constructives, basées sur l'expérience, sur l'évaluation de structure ayant subi des dégâts, ou encore sur les résultats de tests (Schlaich et coll.,

1987). Or cette carence dans la conception des structures en béton armé était à l'origine de la performance souvent limitée – voire de défaillance –, en cas de catastrophe (Schlaïch et coll., 1987).

Le modèle des bielles et tirants (*Strut-and-Tie Model*) est venu combler cette carence. Il a été appliqué avec succès par Leonhardt, Thürlimann et d'autres, aux cas des poutres profondes et des consoles courtes (Schlaïch et coll., 1987). Mais c'est Schlaïch et son équipe qui, dans un article publié en 1987 dans la revue *PCI Journal* – devenu depuis un document de référence – ont présenté de façon complète les concepts fondamentaux qui régissent ce modèle (Schlaïch et coll., 1987). De nombreux exemples illustrant le modèle y sont également présentés. Le modèle des bielles et tirants, qui se veut simple et rationnel, est au fait une *généralisation* de l'analogie du treillis, applicable aussi bien au dimensionnement des *zones B* que celui des *zones D*.

Du point de vue conceptuel, le modèle s'appuie sur la compréhension intuitive du fonctionnement de la structure et la manière dont sont acheminées les charges à l'intérieur de la structure, depuis leurs points d'application, jusqu'aux appuis. Ceci peut être grandement facilité grâce au tracé des trajectoires des contraintes principales.

Du point de vue pratique, l'approche consiste à modéliser la structure en un treillis, dont la géométrie devra représenter, autant que possible, le flux des efforts internes. Les éléments de ce treillis sont les bielles, les tirants, et les nœuds où viennent se rencontrer les bielles et les tirants. Les efforts sollicitant les éléments du treillis sont déterminés à partir des conditions d'équilibre. Ces efforts serviront au dimensionnement ou à la vérification des éléments du treillis.

Dans une structure, les *zones D* peuvent être identifiées, de façon qualitative, à l'aide du principe de *Saint Venant* (ASCE-ACI 1998, Schlaïch et coll. 1987). D'après ce principe, l'incidence d'une discontinuité géométrique ou de chargement, sur le champ de

contraintes, s'étend sur une distance égale à la dimension transversale de l'élément de structure (voir figure 7). Dans certains cas complexes, le recours à une analyse élastique par éléments finis peut s'avérer nécessaire pour distinguer les zones D des zones B.

Le choix du treillis, ce qui représente une étape cruciale, est relativement aisé lorsqu'il s'agit de cas courants (Ex. poutre console, poutre échelle,...). Mais pour des cas complexes, il est suggéré de s'inspirer des trajectoires représentant les contraintes principales de compression, obtenues lors d'une analyse élastique de la structure, en les inclinant de  $\pm 15^\circ$  (ASCE-ACI 1998, Schlaich et coll. 1987). Bien sûr, il s'agit là d'une indication seulement car la redistribution des contraintes, après fissuration, est d'autant plus importante que la structure est ductile (ASCE-ACI, 1998). Également, il convient de noter que la géométrie du treillis n'est pas nécessairement unique. Plusieurs variantes peuvent s'offrir au concepteur. Il lui reviendra d'en choisir la plus performante; ce qui requiert de sa part une certaine expérience.

Dans le treillis, les bielles ont pour rôle d'acheminer les efforts de compression vers les nœuds. Elles peuvent prendre plusieurs formes (Figure 20). Les détails au niveau des nœuds jouent un rôle déterminant dans la résistance des bielles en compression (ASCE-ACI, 1998). Celles-ci doivent, impérativement, éviter qu'un écrasement, précédant la plastification totale de l'acier, ne se produise. Pour sa part, la résistance du béton en compression varie selon l'état de contraintes (Figure 21).

Les barres d'armature reprennent les efforts dans les tirants. L'aire de la section d'armature n'a pas d'importance dans la représentation graphique du treillis. Par contre, il importe de situer avec précision les lignes moyennes de différentes barres d'armature constituant le tirant (Figure 21). Les barres d'armatures sont supposées avoir atteint la limite élastique au moment de la rupture. Des règles de disposition reliées à l'ancrage des armatures doivent être observées.

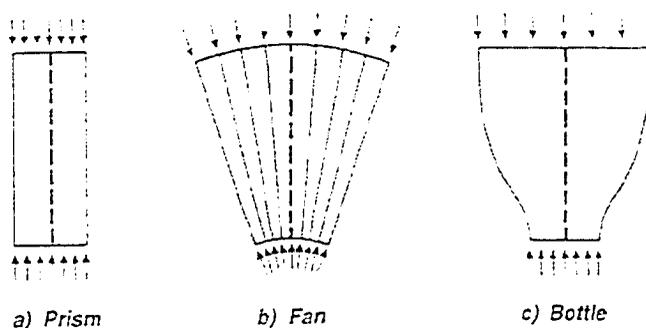


Figure 20 Diverses formes de bielles  
(Adaptée de Schlaich et coll, 1991)

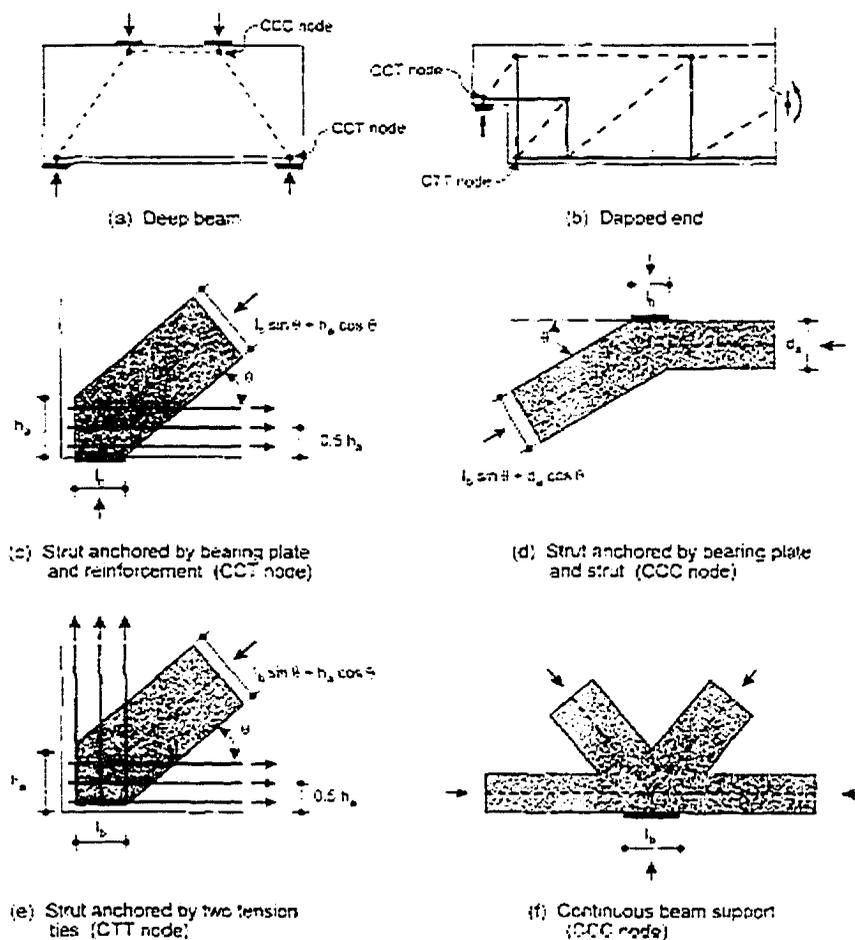


Figure 21 Dimensions des bielles, disposition des aciers et zones nodales  
(Adaptée de ASCE-ACI, 1998)

Enfin, les nœuds, composante centrale dans le modèle, fonctionnent comme une interface entre les charges appliquées, les bielles, les tirants, et les appuis. La résistance des nœuds en compression dépend de plusieurs facteurs, dont le confinement induit par la charge ou la tension engendrée par le tirant. Pour un état plan, on distingue les types de nœuds suivants (Figure 21) : (i) CCT : zone nodale soumise à la compression des bielles et à la traction d'un seul tirant; (ii) CCC : zone nodale totalement confinée; (iii) CTT : zone nodale soumise à la compression des bielles et à la traction de deux ou plusieurs tirants.

Bien sûr, il serait aberrant de penser que, parce que l'approche des bielles et tirants peut être appliquée à l'ensemble de la structure, celle-ci devra être modélisée, dans sa totalité, en bielles et tirants. En effet, il importe de rappeler que le modèle des bielles et tirants vise, en premier lieu, le dimensionnement des *zones D*. Son application au cas des zones B, bien qu'elle ne soit pas fautive, conduit cependant à des résultats jugés trop conservateurs (voir figure 10).

## 2.6 Calcul en cisaillement selon les codes

Un survol des méthodes de calcul en cisaillement, utilisées par les codes de béton armé, est présenté ci-après. On traite successivement : (i) CSA A23.3 94 (1994); (ii) ACI 318-02 (2002); et (iii) Eurocode 2 (1992).

### 2.6.1 CSA A23.3 94<sup>3</sup>

La norme canadienne prévoit deux méthodes pour le calcul en cisaillement des poutres dites *élancées* : la méthode dite *simplifiée* et la méthode dite *générale*. Par poutre

---

<sup>3</sup> Des révisions importantes, concernant le calcul en cisaillement, sont contenues dans la prochaine édition de la norme A23.3, dont l'apparition est prévue incessamment.

élancée, on entend les éléments dont le comportement structural est régi par la théorie classique de la poutre.

La *méthode simplifiée* se base sur le modèle du treillis à 45° pour le calcul de la contribution de l'acier transversal, lorsque celui-ci est requis. Quant à la contribution du béton, elle est quantifiée à l'aide d'une formule empirique, tirée du code américain. Cette dernière a été ajustée aux coefficients de pondération utilisés dans la norme canadienne. Également, la formule contient un facteur de correction, qui doit être ajouté si : (a) le taux de l'armature transversal contenu dans la poutre est inférieur au taux minimal, défini par la norme; ou (b) la hauteur de la poutre est supérieur à 300 mm. Ce facteur est ajouté pour tenir compte de l'effet d'échelle. Mais la *méthode simplifiée* ne peut être appliquée à une pièce précontrainte, ou soumise à un effort axial significatif.

La seconde méthode, appelée *méthode générale*, a été introduite dans la norme canadienne en 1984. Elle était alors basée sur la théorie du champ de compression. Cette méthode a été reformulée dans la version 1994 de la norme, suite aux modifications apportées par Vecchio et Collins (1986). À présent, la *méthode générale* se base sur la théorie modifiée du champ de compression.

En comparaison avec la *méthode simplifiée*, la *méthode générale* est plus complexe mais plus rationnelle. Elle permet de couvrir de nombreuses situations (ex. cas des éléments précontraints) alors que l'utilisation de la méthode simplifiée est restreinte aux cas d'éléments simples.

Pour les cas où la théorie de la poutre n'est plus valide, la norme recommande l'utilisation du modèle des bielles et tirants. La distinction entre les deux catégories de poutres (élancée vs profonde) peut être faite à partir du rapport  $a/d$  égale 2.

### 2.6.2 ACI 318-02

Le calcul en cisaillement selon le code ACI-318 est basé sur l'approche traditionnelle, c'est à dire le modèle du treillis à 45° pour le calcul des étriers, plus une contribution empirique du béton. Le code ACI 318-02 compte 43 équations pour le calcul en cisaillement (Nilson et coll., 2004). Avant 1963, il en contenait 4 seulement (Figure 22). La plupart de ces équations ont été développées dans la période qui a suivi l'accident survenu au *air-force warehouse* en 1955 (Collins et coll., 1996).

Les lacunes relevées sur les équations proposées pour le calcul de la contribution du béton sont probablement à l'origine de cette situation. Nilson et coll. (2004) note à ce propos que l'équation  $(V_c = (1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho Vd/M)bd)$  surestime la contribution du béton lorsque le taux d'acier longitudinal est faible (<1%). En revanche, l'influence du rapport  $Vd/M$ , dans cette même équation, est sous-estimée. Pour remédier à pareilles lacunes, d'autres équations ont dû être ajoutées à celles déjà en place. Les équations ajoutées, également empiriques, étant plus spécifiques (ex. poutre profonde versus élancée, avec effort normal versus sans,...), incluaient de nombreuses restrictions et limites d'utilisation. Ces ajustements successifs, introduits de manière improvisée selon les termes de Nilson et coll. (2004), ont fini par multiplier le nombre d'équations proposées aux utilisateurs.

Et pourtant, des développements considérables ont été accomplis depuis la version du code de 1971, dont la plupart des équations sont toujours en vigueur (Collins et coll., 1996). Ces développements, qui sont d'ailleurs rapportés, et de façon assez complète, dans les rapports de l'ASCE-ACI Shear Committee (1973, 1998) n'apparaissent pas dans les prescriptions contenues dans la version 2002 du code; à l'exception du modèle des bielles et tirants. Par ailleurs, il est vrai que le code, dans sa nouvelle version, n'exclut pas l'utilisation de toute autre méthode avérée pour le calcul en cisaillement,

sous réserve de son approbation par les services compétents (Nilson et coll., 2004). On peut, dans ce cas, penser à l'utilisation par exemple de la MCFT, adoptée du reste par le code AASHTO !

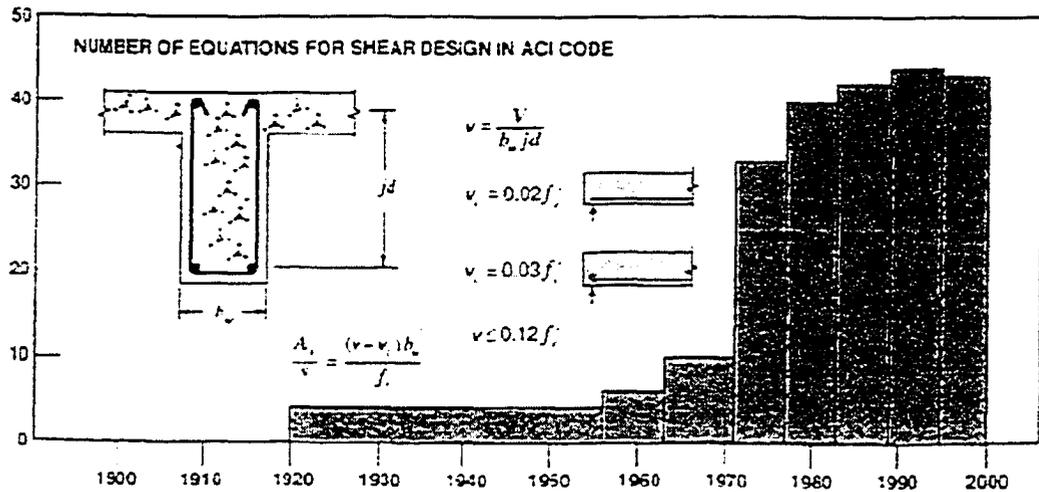


Figure 22 Nombre d'équations pour le calcul en cisaillement selon l'ACI-318 (Adaptée de Collins et Coll., 1996)

### 2.6.3 Eurocode 2

L'Eurocode 2 (1992) propose deux méthodes de vérification à l'effort tranchant : la *méthode dite standard* et la *méthode dite du treillis à angle variable*.

La première méthode (*standard*) est similaire à la méthode simplifiée de la norme canadienne. L'armature transversale, lorsque requise, est calculée avec le modèle du treillis à 45°. La contribution du béton est déterminée à partir d'une équation empirique. Cette dernière, plus développée que celle de la méthode simplifiée, tient compte des influences de la résistance du béton, du taux d'armature longitudinale ( $\leq 2\%$ ), de l'effet d'échelle, et de l'effort normal.

La *méthode du treillis à angle variable* fait intervenir des bielles inclinées suivant un angle  $\theta$  tel que : (i)  $0.4 \leq \cot \theta \leq 2.5$  pour les poutres dont les armatures longitudinales sont continues jusqu'à l'appui; et (ii)  $0.5 \leq \cot \theta \leq 2.0$  pour les poutres comportant des arrêts de barres. La résistance en cisaillement, dans ce cas, est fournie par l'acier transversal seulement. La résistance des bielles de béton – définie dans le code comme l'effort de calcul maximum pouvant être supporté – joue un rôle déterminant dans les calculs, et ce dans la mesure où l'angle  $\theta$  en dépend. Lorsque cette résistance dépasse l'effort tranchant appliqué, l'angle  $\theta$  peut être pris tel que  $\cot \theta = 2.5$ . Dans le cas contraire, l'angle  $\theta$  est déterminé, en considérant en équilibre l'effort appliqué et la résistance des bielles de béton.

Pour le calcul des éléments où la théorie de la poutre n'est pas valable, l'Eurocode 2 (1992) fait appel au modèle des bielles et tirants. Il s'agit, entre autres, du calcul des consoles courtes et des poutres échelles.

## 2.7 Conclusion

Une part importante de l'effort de recherche sur le comportement structural des poutres en béton armé et précontraint a été dédiée au cisaillement (Beeby et Narayanan, 1995). Faisant le point sur l'état des connaissances, Regan (1993) ira jusqu'à intituler son article : "*Research on shear : a benefit for humanity or a waste of time ?*" C'est dire!

Force est de reconnaître que c'est grâce à cet effort et à la qualité des résultats obtenus que les codes de calcul, dans leur ensemble, sont à présent dotés de règles de calcul qui se veulent plus rationnelles et plus compréhensibles que par le passé (Nilson et coll. 2004).

Il est vrai que des aspects, liés notamment au comportement des poutres sans acier transversal, sont encore mal quantifiés; qu'une grande diversité règne dans la prise en

compte de la résistance du béton; qu'il n'y a pas encore de théorie unifiée *universellement* reconnue. Il est vrai aussi que d'autres aspects sont encore sous investigation. C'est le cas de l'effet de fatigue sur le comportement en cisaillement (Regan, 1993), ou encore celui des propriétés du béton à haute et très haute performance sur le comportement en cisaillement (Toutlemonde et coll. 2003). Mais, en dépit de tout cela, les développements accomplis sont considérables et les règles de calcul qui sont proposées peuvent, en général, être utilisées en toute sécurité (Beeby et Narayanan, 1995), même si cette dernière est, parfois, surabondante.

## CHAPITRE 3

### COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES À L'AIDE DE FRP – ÉTAT DES CONNAISSANCES

#### 3.1 Revue des travaux

L'ensemble des travaux consacrés au renforcement en cisaillement des poutres en béton armé à l'aide de FRP collé en surface, ont été passés en revue, depuis la première étude menée par Berset (1992) jusqu'aux plus récentes. Le lecteur intéressé trouvera dans Boussselham (2004) une description détaillée de ces travaux qui, dans la quasi-totalité, sont de nature expérimentale. Cette description porte sur les propriétés géométriques des spécimens mis à l'essai, les paramètres étudiés et les principaux résultats obtenus, en particulier les gains en charge dus au FRP et le(s) mode(s) de rupture observé(s).

Aussi, et dans le but d'une exploitation poussée des données expérimentales accumulées grâce à ces travaux (voir § 3.3.2), nous avons procédé à la mise à jour de la base de données présentée par Triantafillou et coll. (2000). Cette dernière rassemble maintenant plus de cent trente tests<sup>4</sup> (voir annexe A1). Nous l'avons également enrichi en incluant toutes les données pertinentes; à savoir : les propriétés géométriques des spécimens mis à l'essai et celles du renfort en FRP, les propriétés mécaniques des matériaux, le taux de renfort en FRP, celui de l'armature transversale et celui de l'armature longitudinale, le rapport  $a/d$ , la charge de rupture totale et la contribution du FRP, et enfin le mode de rupture observé.

---

<sup>4</sup> Parce qu'incomplètes ou confuses, certaines données ont dû être écartées.

### 3.2 Normes et règles de dimensionnement

Les normes et règles de dimensionnement sont le fruit d'efforts de recherche vastes et intenses. Concernant le renforcement des structures en béton armé à l'aide de FRP collé en surface, les recherches, amorcées il y a une quinzaine d'années, ont couvert de nombreux aspects : le renforcement en flexion, le confinement des colonnes et, à un degré moindre, le renforcement en cisaillement. Ceci a permis de produire des normes et règles de dimensionnement, indispensables par ailleurs à l'adoption de cette technique de renforcement novatrice par l'industrie de la construction. Parmi ces normes et règles de dimensionnement, il y a : la norme CSA S806 (2002), le guide de dimensionnement de l'ACI-440 (2002) ou encore les recommandations du bulletin 14 du *fib*-TG9.3 (2001).

Dans ces normes et règles de calcul, la résistance à l'effort tranchant ( $V_n$ ) d'une poutre en béton armé est calculée conformément au format adopté par l'ensemble des codes de béton armé en vigueur. Selon ce format, la résistance est obtenue en faisant l'addition de la contribution du béton ( $V_c$ ) et celle de l'armature transversale ( $V_s$ ), auxquelles on ajoute un terme supplémentaire ( $V_f$ ), qui tient compte de la contribution du renfort en FRP.

Les contributions du béton et de l'acier transversal, définies dans les codes de béton armé, sont systématiquement reconduites pour le calcul des poutres renforcées. Quant à la contribution du renfort en FRP, elle est déterminée à partir du modèle du treillis à 45°, par analogie avec les cadres internes en acier transversal. Mais contrairement à ce dernier, supposé atteindre la plastification au moment de la rupture, le FRP n'atteint quasiment jamais sa déformation (ou sa résistance) ultime. On considère alors une fraction de la déformation ultime, appelée déformation effective. L'expression de cette déformation diffère d'une norme ou règle à une autre.

On trouvera dans Bousselham et coll. (2003) une revue des prescriptions relatives au calcul de la contribution du FRP à la résistance en cisaillement, contenues dans les normes et règles de calcul suivantes : (a) normes canadiennes CSA S806-02; (b) règles de dimensionnement de l'ACI-440; (c) recommandations du bulletin 14 du *fib* TG9.3.

Aussi, et dans le but dévaluer ces normes et règles de calcul, ces prescriptions sont confrontées aux résultats des tests expérimentaux rapportés dans la littérature (voir § 3.3.1). On compare alors les résistances prédites par ces prescriptions aux résistances obtenues à partir des tests.

### **3.3 Évaluation critique de l'état des connaissances**

La revue de la littérature prouve que l'utilisation de FRP collé en surface pour le renforcement des poutres en béton armé, fragilisées en cisaillement, améliore leur performance. Mais elle montre aussi la complexité qui caractérise le comportement de ce type de structures. Certes, les résultats obtenus ont permis d'aboutir à des conclusions intéressantes, en particulier en ce qui a trait à l'effet de la rigidité du FRP sur les gains en charge (Triantafillou et coll. 2000, Khalifa et coll. 2000). Mais, force est de constater que bien des aspects demeurent encore flous. En effet, la dispersion observée lors de l'exploitation des données expérimentales incite à penser que d'autres paramètres peuvent également influencer les gains dus au FRP (Matthys et coll., 2001). C'est le cas, par exemple, de l'acier transversal dont l'influence est clairement mise en évidence dans les travaux de Chaallal et coll. (2002) et ceux de Pellegrino et coll. 2002).

Ce sont ces aspects que l'on se propose d'analyser et ce, au travers de : (a) une confrontation des prescriptions contenues dans les normes et règles de dimensionnement aux résultats expérimentaux; (b) un bilan général de tous les travaux réalisés, notamment en ce qui a trait aux propriétés des spécimens testés, aux paramètres étudiés et aux modèles proposés; (c) une exploitation poussée des résultats expérimentaux rassemblés,

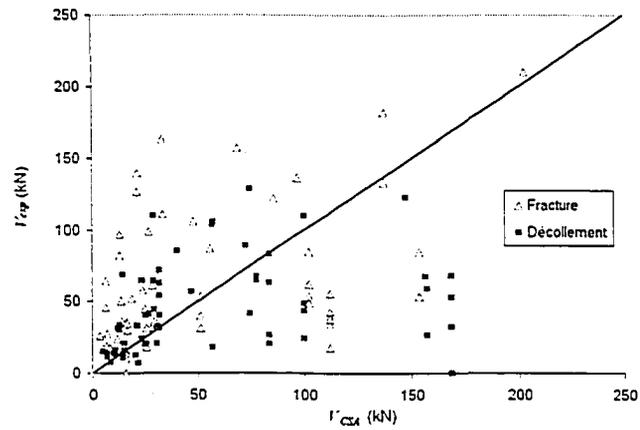
visant à identifier l'influence éventuelle des paramètres majeurs dans les mécanismes de résistance en cisaillement sur les gains en charge dus au FRP.

### 3.3.1 Confrontation des normes et règles de calcul aux résultats des tests

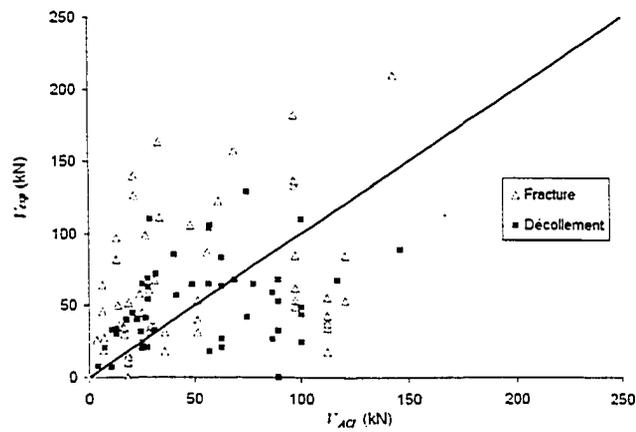
#### 3.3.1.1 Résistance expérimentale versus résistance prédite

On compare les résistances obtenues à partir des tests ( $V_{exp}$ ) aux résistances nominales résultant de l'application des normes et règles de calcul ( $V_{normes}$ ). On traite successivement la norme canadienne CSA S806-02 (Figure 23-a), les règles de dimensionnement de l'ACI-440 (Figure 23-b), et les recommandations européennes *fib* TG9.3 (Figure 23-c). Les résultats de cette comparaison sont exprimés en terme de mode de rupture en cisaillement; soit le décollement du renfort en FRP versus sa fracture.

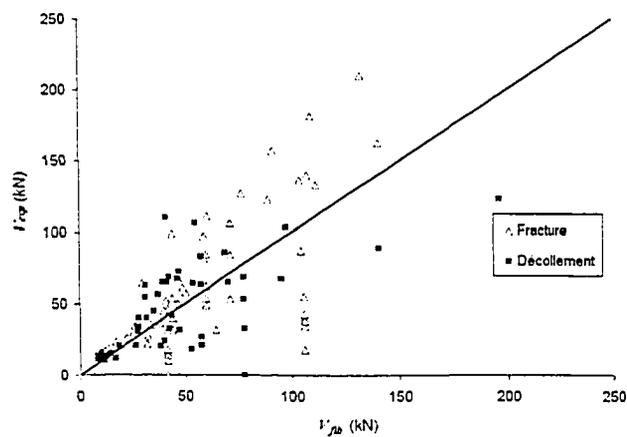
Les courbes représentées sur les figures 23-a et 23-b montrent une certaine similitude entre la norme canadienne et le guide de calcul américain. La dispersion qui caractérise la distribution des données autour de la diagonale ( $V_{exp} = V_{normes}$ ) indique que les résistances prédites par la norme canadienne et les règles de l'ACI-440 sont, dans certains cas, trop conservatrices mais, dans d'autres, trop optimistes. En comparaison, les recommandations du *fib* TG9.3 (Figure 23-c) présente une distribution autour de la diagonale, relativement, plus serrée; en particulier en ce qui concerne les valeurs faibles de la résistance en cisaillement. De toute évidence, pareilles résistances doivent correspondre à des spécimens de taille réduite, largement couverts du reste par les travaux expérimentaux.



(a) CSA S806-02



(b) ACI-440



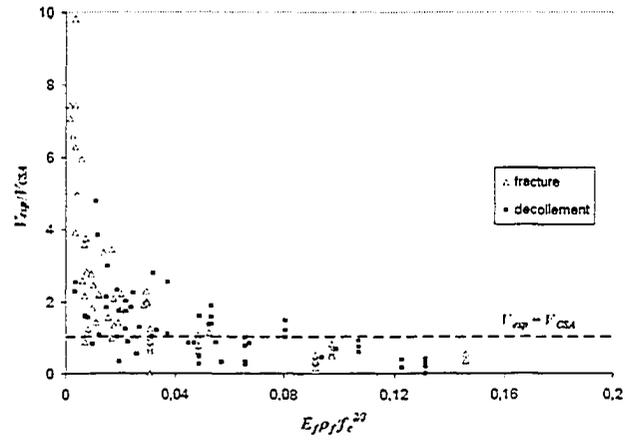
(c) fib TG9.3

Figure 23 Résistances expérimentales versus résistances prédites

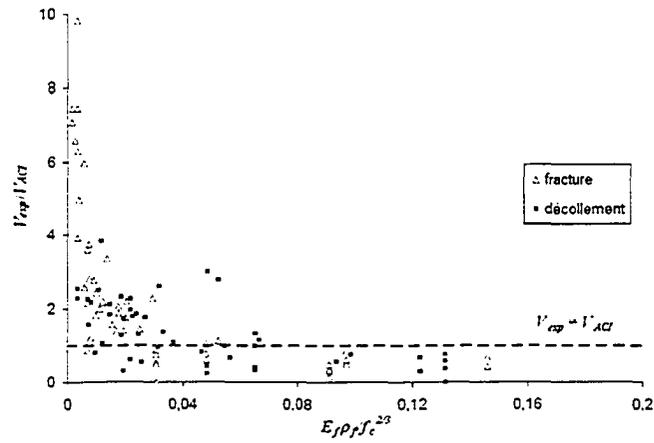
### 3.3.1.2 Influence de la rigidité du FRP

Les courbes représentées sur la figure 24 indiquent l'évolution du rapport  $(V_{exp}/V_{normes})$  en fonction de la rigidité du FRP rapportée à la résistance du béton en compression  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$ . Ce rapport représente dans les normes et règles de dimensionnement un facteur déterminant dans le calcul de la contribution du FRP. Il importait donc de confronter, à travers ce facteur, les prédictions faites par ces normes et règles de calcul aux résultats des tests. Les figures 24-a et 24-b correspondent aux normes CSA S806-02 et aux règles de l'ACI-440. Sur ces figures, on peut constater que, pour des valeurs faibles du rapport  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$  (inférieures à 0.02 environ),  $V_{exp}/V_{normes}$  est relativement élevé et peut atteindre 4. À l'inverse, pour des rigidités dépassant 0.04, ce rapport est, dans beaucoup de cas, inférieur à 1. Concernant les prescriptions du *fib* TG9.31 (Figure 24-c), celles-ci donnent une répartition nettement plus uniforme autour du rapport  $(V_{exp}/V_{normes} = 1)$ . Pour des valeurs de  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$  faibles, ce rapport ne dépasse pas 2. Mais pour des valeurs plus élevées, le rapport  $(V_{exp}/V_{normes})$  est, là aussi, inférieur à 1. Autrement dit, pour des rapports de la rigidité du FRP sur la résistance du béton  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$  élevés, toutes les prescriptions considérées semblent surestimer la contribution du FRP à la résistance.

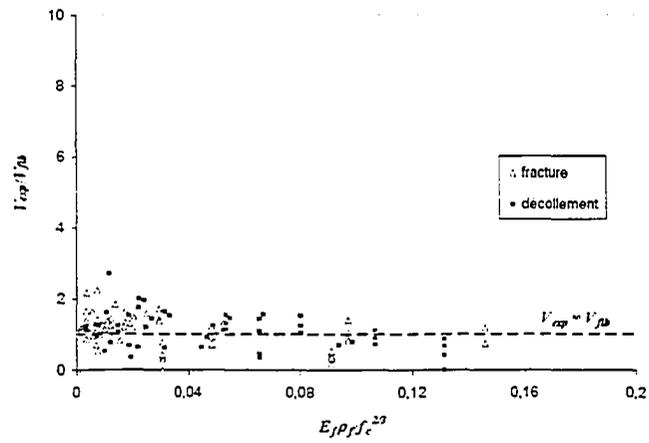
Mais, au-delà du caractère conservateur versus optimiste observé, ce qui ressort de cette confrontation des prescriptions aux résultats des tests, c'est surtout le fait que, bien des aspects semblent encore échapper à la prédiction théorique de la résistance.



(a) CSA – S806



(b) ACI-440



(c) fib TG9.3

Figure 24 Influence de la rigidité du renfort en FRP sur les résistances prédites

### 3.3.2 Synthèse des travaux

#### 3.3.2.1 Paramètres étudiés

Les paramètres susceptibles d'influencer, plus ou moins, le comportement des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP sont fort nombreux, ce qui, d'autre part, traduit la nature ardue du problème et justifie, d'une certaine façon, l'approche exploratoire qui a marqué les premières investigations. Naturellement, au début des recherches, la priorité consistait avant tout à tester la performance des poutres renforcées et à enrichir la base de données. Mais ceci ne peut justifier le choix, parfois discutable, des paramètres d'étude; encore moins leur nombre. En effet, comme on peut le constater grâce au tableau II : (a) l'essentiel des paramètres étudiés concerne les propriétés du FRP, en particulier les fibres de carbone. Alors que des paramètres majeurs dans les mécanismes de résistance en cisaillement, comme l'acier transversal, sont peu, ou pas du tout, couverts; (b) souvent, de nombreux paramètres sont testés de façon simultanée. En comparaison, le nombre de tests réalisés, et surtout valides, reste très limité. Ceci complique l'interprétation des résultats obtenus et impose, à juste titre, des conclusions plutôt réservées.

#### 3.3.2.2 Caractéristiques des pièces mises à l'essai

Les données expérimentales dont on dispose concernent, pour la plupart, des poutres de type élancé, de taille réduite et de section rectangulaire (Tableau II). Or, l'on sait que : (a) le comportement en cisaillement des poutres en béton armé est largement relié au rapport  $a/d$ ; (b) un effet d'échelle est fortement soupçonné d'influencer les résultats des tests réalisés sur des poutres de taille réduite; (c) la section en T répond davantage aux applications pratiques. Par ailleurs, on dispose de très peu de données expérimentales concernant la performance en cisaillement des poutres en béton armé, renforcées à l'état

fissuré à l'aide de FRP; alors que le renforcement est destiné à des structures existantes, avec forcément un certain degré d'endommagement.

Tableau II

Bilan des travaux : propriétés des spécimens testés et paramètres d'étude

Auteur(s)	Année	Tesis valides	Géométrie					Type de poutre			Béton et Acier			Type de FRP			Format de renforcement						
			Sec. Rect.	Secl. en Tø	Poutée L<2 m	Poutée 2m<L<4 m	Poutée L>4m	P. Élanccées (a/l>2.5)	P. Profondes	Eillet d'échelle	P. Pré-Chargée	Rés. du béton	Acier long.	Acier trans.	Carbone	Aramide	Verre	Renfort latéral	Renfort en U	Enveloppes	Continu	Bandes	Orientation à 90°
Berset	1992	2																					
Uji	1992	4																					
Al-Sulaimani	1994	2																					
Chajes	1995	4																					
Sato	1996	4																					
Myauchi	1997	3																					
Taerwe	1997	4																					
Sato	1997	2																					
Urmez	1997	15																					
Funakawa	1997	3																					
Araki	1997	8																					
Ono	1997	5																					
Talsten	1997	3																					
Chaallal	1998-a	4																					
Mitsui	1998	6																					
Triantafilou	1998	9																					
Khalifa	1999-a	4																					
Khalifa	2000	4																					
Kachiakov	2000	1																					
Deniaud	2001	9																					
Li	2001	4																					
Pellegrino	2002	9																					
Chaallal	2002	20																					
Micelli	2002	10																					
Li	2002	6																					
Talsten	2003	6																					
Dianzana	2003	8																					

### 3.3.2.3 Modes de rupture

La littérature fait état de plusieurs modes de rupture dans les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP, largement reliés au mécanisme de résistance à l'interface FRP-béton. Parmi ces modes, citons le décollement du renfort, sa délamination ou

encore la fracture des fibres. Celle-ci pouvant survenir au moment de la rupture ou après (Triantafillou et coll., 2000). Toutefois, les descriptions faites de la séquence de rupture, telles que rapportées dans certains travaux, ne sont pas toujours claires et ne permettent pas d'identifier le mode de rupture survenu avec certitude. Certes, le fait que le renfort soit collé en surface empêche l'observateur de suivre de *visu* les différents phénomènes qui se produisent pendant l'essai, surtout dans la phase ultime. Il n'en demeure pas moins que l'identification des modes de rupture représente un aspect fondamental dans la compréhension des mécanismes de résistance.

#### 3.3.2.4 Modèles proposés

Les modèles proposés adoptent pour le calcul de la résistance au cisaillement le principe de superposition. Dans ce calcul, les contributions du béton et de l'armature transversale sont déterminées conformément aux prescriptions contenues dans les codes de béton armé. Or les résultats de travaux récents (Chaallal et coll. 2002, Pellegrino et coll. 2002, Li et coll. 2003) révèlent que les contributions de l'acier transversal et du FRP sont plutôt couplées. Dans ce contexte, il peut être légitime de se demander aussi si, pour sa part, la contribution attribuée au béton demeure inchangée après l'ajout du renfort en FRP (Matthys et Triantafillou, 2001). En tout cas, un effet de confinement dû au FRP, comme l'observe Chaallal et coll. (2002), ne pourrait être totalement exclu.

Concernant la contribution du FRP, tous les modèles proposés – incluant ceux qui sont à l'origine des normes et règles de calcul en vigueur – utilisent l'analogie du treillis à 45° pour calculer la contribution du renfort en FRP. Mais ce dernier n'atteint quasiment jamais sa résistance ultime. Ceci a conduit aux premières propositions qui consistent à prendre, comme déformation effective du FRP, une fraction fixe de la déformation ultime, et parfois même une grandeur fixe (exemple : 0.005).

Avec l'accumulation des données expérimentales, multipliées depuis, des expressions plus élaborées de la déformation effective du FRP sont proposées. Ces expressions, obtenues par calibration des résultats des tests, font en général intervenir les propriétés du renfort en FRP (le taux de renfort, le module d'élasticité, la configuration), de la résistance du béton et du mode de rupture (décollement versus fracture).

Pareille approche dénote un lien évident avec les mécanismes d'adhérence à l'interface FRP-béton. L'analogie du treillis, pour sa part, sert à quantifier la déformation effective du FRP en fonction de l'effort tranchant nominal obtenu expérimentalement. Il s'agit donc d'une approche semi-empirique, quelque peu hybride.

Mais, contrairement à l'acier transversal qui est interne, le FRP est collé en surface. Les mécanismes de résistance qui sont mis en jeu, dans un cas et dans l'autre, peuvent être différents. Pour mieux cerner ces mécanismes et pouvoir calibrer des modèles de calcul de façon plus rigoureuse, il paraît indispensable de disposer de données suffisantes sur les déformations, en particulier du FRP et de l'armature transversale.

Pour l'auteur, ces observations ne signifient nullement la remise en cause de l'analogie du treillis qui, sans nul doute, représente un puissant outil de calcul. Toutefois, son adoption, jusqu'ici par défaut, pour le calcul de la contribution du FRP, devrait être davantage étayée.

### 3.3.3 Analyse des données expérimentales

Jusqu'ici, l'exploitation des données expérimentales, tout en distinguant les modes de rupture, la configuration du renfort et le type de fibres, s'est bornée à l'analyse de la relation entre la déformation effective ( $\varepsilon_{f,eff}$ ) et la rigidité du renfort ( $E_f \rho_f$ ) rapportée à la résistance du béton en compression ( $f'_c$ ).

D'autres paramètres, majeurs dans les mécanismes de résistance en cisaillement, peuvent cependant influencer la résistance. Ce sont ces influences qu'on se propose d'examiner, au travers d'une analyse poussée des données expérimentales rassemblées, et partant des connaissances acquises sur le comportement en cisaillement des pièces en béton armé. On examine ainsi, successivement, l'influence des paramètres suivants : (a) les propriétés du renfort en FRP; (b) le rapport  $a/d$ ; (c) le taux d'armature transversale; (d) le taux d'armature longitudinale; (e) l'effet d'échelle.

L'analyse est faite en terme de gain, défini par  $(V_f / (V_{ult} - V_f))$ , et de mode de rupture (décollement<sup>5</sup> versus fracture); à l'exception du premier paramètre, relatif aux propriétés du renfort en FRP qui, pour des fins de comparaison, est également analysé en terme de déformation effective. Cette dernière est calculée à partir de l'expression suivante :  $\varepsilon_{eff} = V_f / (.9b_w d E_f \rho_f (1 + \cot \beta) \sin \beta)$  où  $b_w$  et  $d$  représentent la largeur de l'âme et la hauteur utile de la section, respectivement, et  $\beta$  l'angle d'inclinaison du renfort par rapport à l'axe de la poutre (Triantafillou et coll., 2000). Le choix du gain comme critère d'analyse, au lieu de la déformation effective, repose sur le fait qu'il s'agit d'une donnée expérimentale *pure*, dans le sens où elle n'a subi aucune manipulation. À l'inverse de la déformation effective, certes déduite de la contribution du FRP qui elle, est obtenue à partir de mesures expérimentales; mais tout de même au moyen d'un modèle, celui du treillis. Or, on ne dispose pas, à ce stade-ci des connaissances, d'éléments suffisants pour pouvoir utiliser ce modèle en toute rigueur.

### 3.3.3.1 Effet des Propriétés du FRP

La figure 25 montre que la déformation effective du renfort diminue lorsque le rapport  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$  augmente, confirmant ainsi les résultats rapportés par plusieurs auteurs (Khalifa et coll. 2000, Triantafillou et coll. 2000, Mattyhs et coll. 2001). On peut voir

<sup>5</sup> Le décollement ici couvre aussi la rupture par délamination.

aussi que la rupture avec fracture du renfort en FRP permet à ce dernier d'atteindre des déformations effectives, en général, plus grandes que celles obtenues lors d'une rupture par décollement. Ceci est relié, entre autres, à la configuration du renfort qui joue un rôle important dans le scénario de rupture, comme l'illustre la figure 26. En effet, les résultats expérimentaux montrent que les poutres renforcées à l'aide d'enveloppes en FRP ont toutes subi une rupture par fracture du renfort alors que le décollement domine la rupture des poutres renforcées à l'aide de FRP collé sur les parois seulement (Figure 27). La déformation effective, dans ce dernier cas, est relativement faible et visiblement peu sensible aux variations du rapport  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$ .

En terme de gain  $(V_f / (V_{ult} - V_f))$ , l'accroissement enregistré diminue au fur et à mesure que le rapport  $(E_f \rho_f / f_c'^{2/3})$  augmente, puis tend à devenir constant lorsque ce rapport approche environ la valeur de 0.05 (Figure 28). Il semble donc inutile d'accroître la rigidité du renfort au-delà d'un certain seuil. Un tel seuil pourrait d'ailleurs servir de critère de design, comme le suggère Triantafillou (1998).

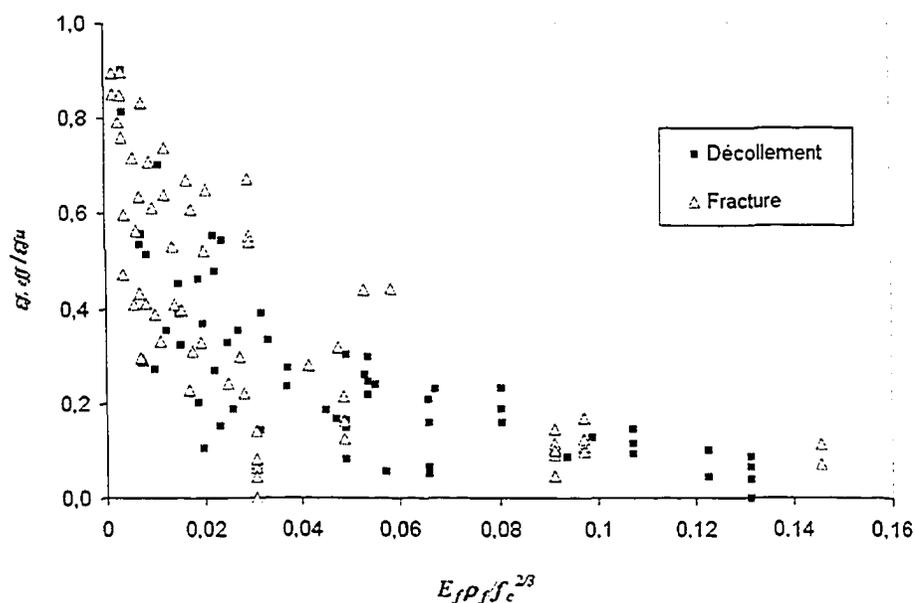
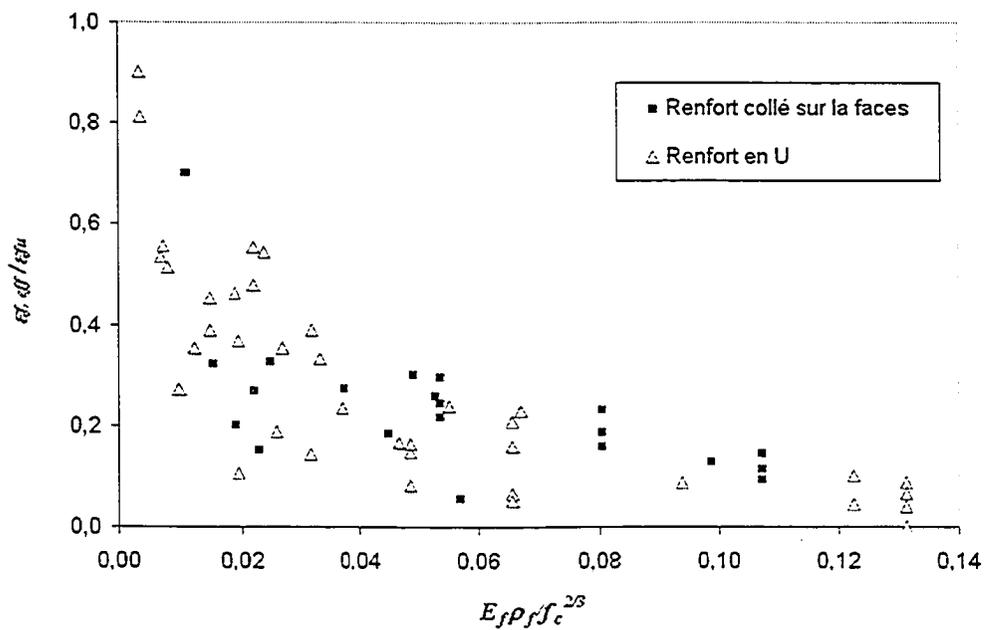
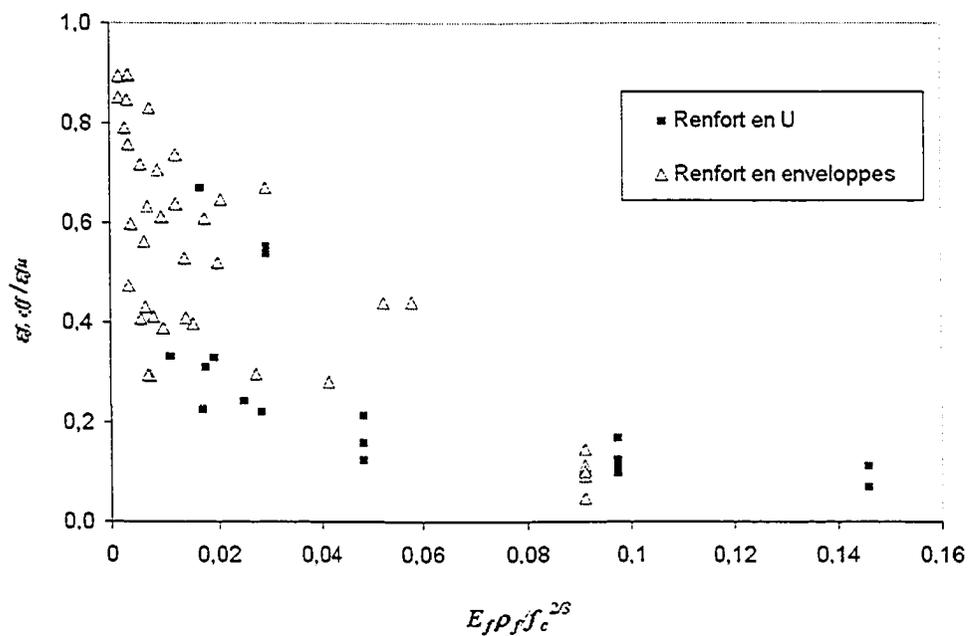


Figure 25 Déformation effective du renfort en FRP en fonction de sa rigidité



(a) Décollement



(b) Fracture

Figure 26 Influence de la configuration du renfort en FRP sur la déformation effective

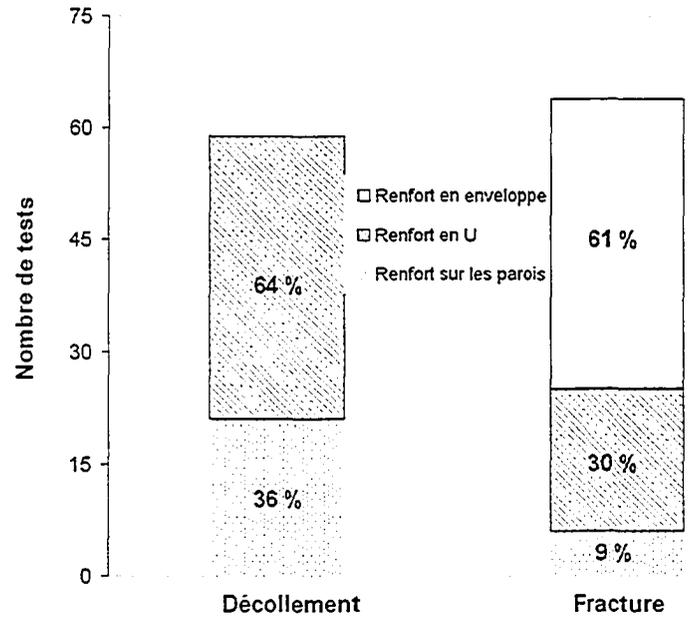


Figure 27 Influence de la configuration du renfort en FRP sur les modes de rupture

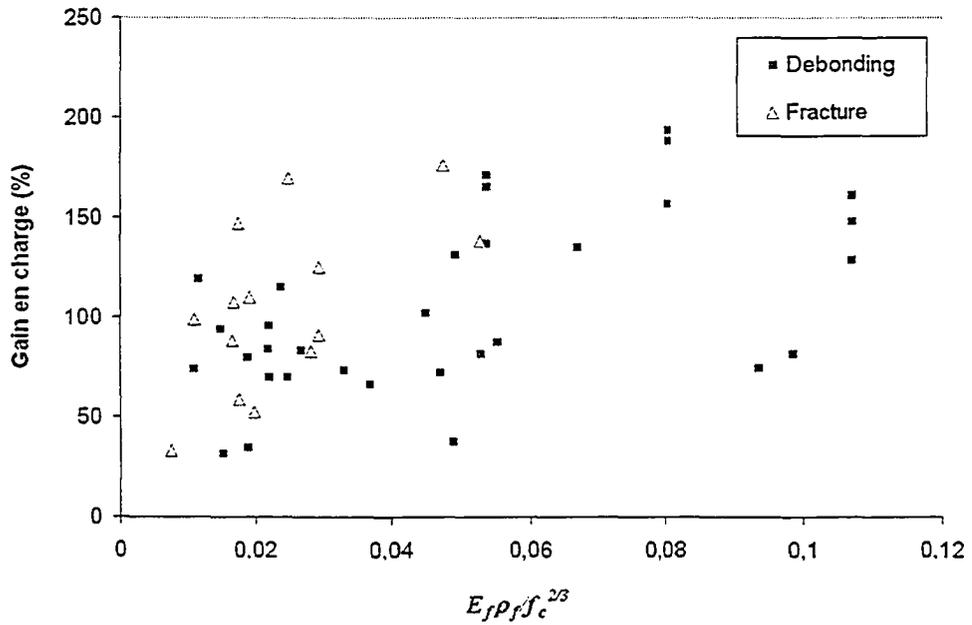


Figure 28 Gain en charge dû au FRP en fonction de la rigidité du renfort : poutres sans acier transversal

### 3.3.3.2 Effet du rapport $a/d$

La figure 29, qui exprime le gain obtenu en fonction du rapport  $a/d$ , permet d'identifier trois zones : (a) la zone où le rapport  $a/d$  est inférieur à 2.5. La rupture, dans ce cas, s'accompagne de la fracture du renfort en FRP; (b) la zone où le rapport  $a/d$  est supérieur à 3.2. La rupture survient alors par décollement du renfort en FRP; (c) une zone intermédiaire où le décollement du renfort en FRP, comme la rupture avec fracture du FRP, représentent tous les deux des modes de rupture potentiels.

En terme de gain, la contribution du FRP paraît plus significative dans les poutres élancées, comparativement aux poutres profondes ( $a/d < 2.5$ ). Ceci laisse penser que dans les poutres profondes, le renfort en FRP, comme l'acier transversal d'ailleurs, aurait un rôle de second ordre. Il importe de noter que les données utilisées ici couvrent, à la fois, les spécimens contenant de l'armature transversale et ceux qui n'en contiennent pas; avec les effets couplés sur les gains que cela sous-entend.

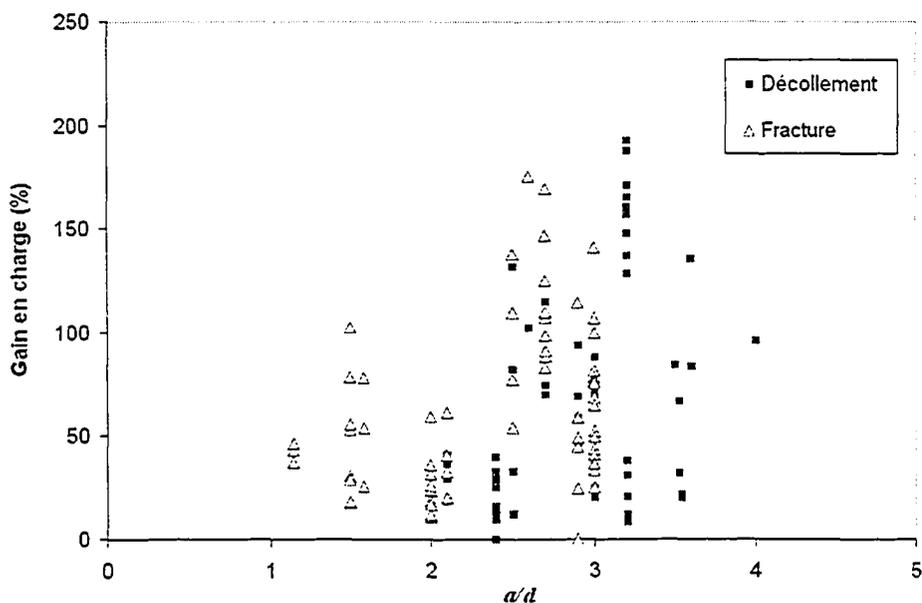


Figure 29 Influence du rapport  $a/d$  sur le gain en charge dû au FRP

Le fonctionnement qui caractérise ce type de poutres, assimilable à celui d'un arc à tirant, pourrait expliquer aussi bien la contribution réduite du FRP que le mode de rupture observé. Il n'empêche que la présence de renfort peut améliorer le confinement du béton, notent Chaallal et coll. (2002). Des investigations expérimentales, conduites à la fois sur les poutres de type profond et de type élancé, sont donc nécessaires afin d'étudier profondément cette influence et la quantifier. Pour sa part, l'introduction brutale du rapport  $a/d$  par Matthys et coll. (2001), afin de tenir compte de la dite influence, mérite d'être étayée; d'autant plus que rien n'incite à penser que cette influence persiste au-delà d'un rapport  $a/d=2.5$ .

### 3.3.3.3 Effet de l'acier transversal

La tendance qui se dégage de la figure 30 montre que plus le rapport  $(E_s\rho_s/E_f\rho_f)$ , exprimant la rigidité de l'armature transversale, rapportée à celle du FRP, augmente et plus petit est le gain en charge obtenu. Ceci exprime, clairement, l'interaction qui existe entre l'acier transversal et le FRP en terme de résistance. Cette interaction, observée par (Pellegrino et coll. 2002, Li et coll. 2003), mise en évidence par Chaallal et coll. (2002) dans le cas des poutres profondes ( $a/d=2$ ), est montrée ici à une échelle plus large.

La figure 30-a montre, en effet, que dans le cas des poutres élancées, ayant subi une rupture par décollement du renfort en FRP, le gain est sensiblement influencé par le rapport  $(E_s\rho_s/E_f\rho_f)$ . Cette interaction apparaît également dans le cas des poutres élancées où le renfort en FRP a subi une fracture. (Figure 30-b). Les valeurs élevées du rapport  $(E_s\rho_s/E_f\rho_f)$ , dans ce cas-ci, correspondent à des tests ayant utilisé un renfort en aramide suivant des taux relativement réduits, d'où une rigidité  $(E_f\rho_f)$  relativement faible. L'interaction entre l'acier transversal et le FRP apparaît aussi dans le cas des poutres de type profond (Figure 31). Ceci confirme par ailleurs les observations faites par Chaallal et coll. (2002). L'interprétation de ce phénomène se heurte, pour l'instant, à

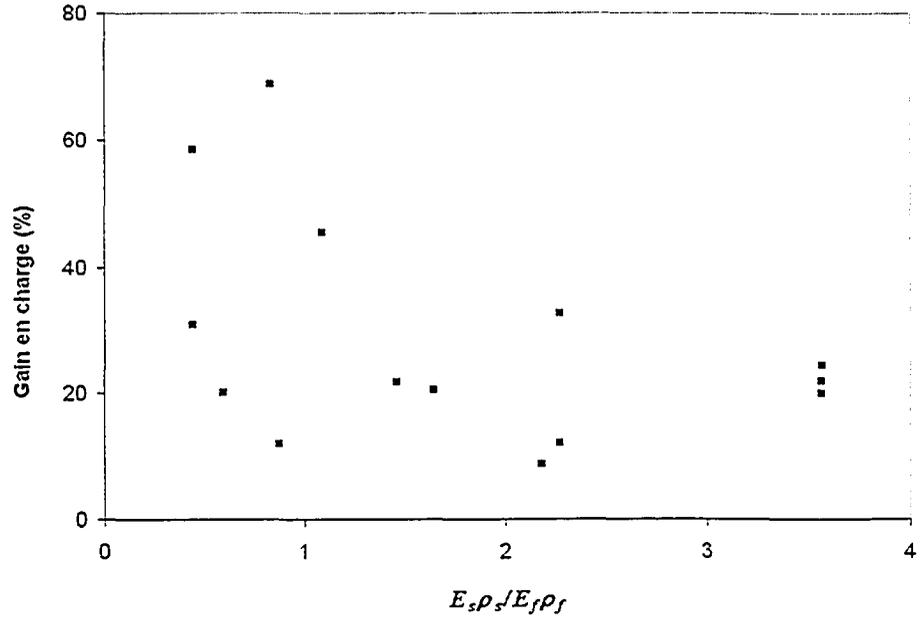
l'absence d'une explication suffisamment rationnelle des mécanismes de résistance, aggravée par le déficit flagrant en données expérimentales concernant les déformations de l'acier transversal et du FRP.

### 3.3.3.4 Effet de l'acier longitudinal

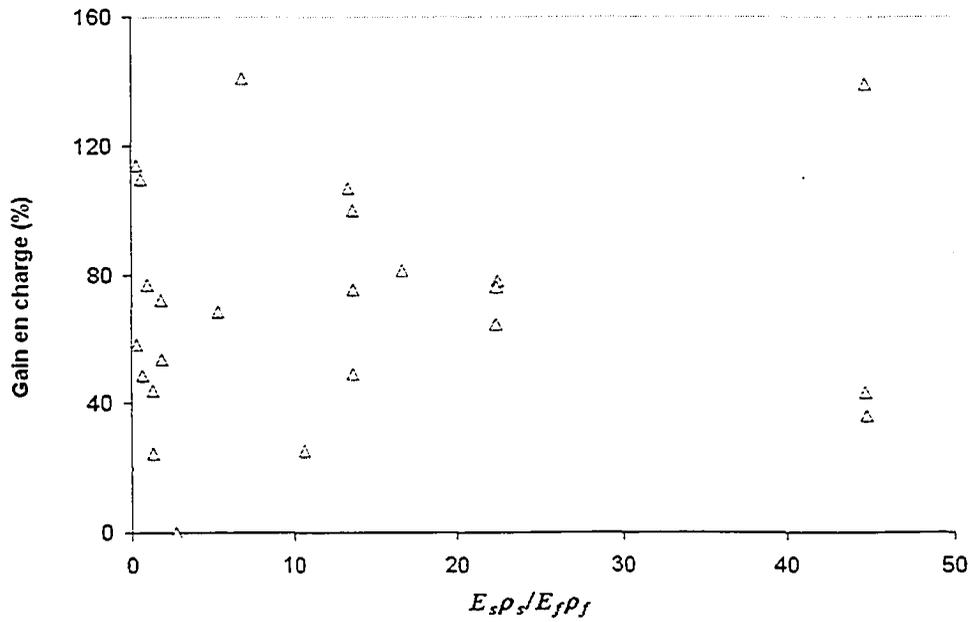
Pour éliminer l'effet d'interaction observé entre l'acier transversal et le FRP, seules les données relatives aux poutres sans acier transversal sont exploitées. La figure 32 montre la variation du gain en fonction du rapport de la rigidité de l'armature longitudinale rapportée à celle du FRP  $(E_{s,l}\rho_{s,l}/E_f\rho_f)$ , et ce dans les poutres élancées. Plus le rapport  $(E_{s,l}\rho_{s,l}/E_f\rho_f)$  augmente et plus le gain diminue, ce qui naturellement incite à soupçonner une interaction entre le FRP et l'acier longitudinal.

Par ailleurs, l'on sait que la contribution du béton à la résistance en cisaillement dans les poutres en béton armé est influencée par le taux d'armature longitudinale, lorsque ce dernier est faible; ce qui, dans notre cas, pourrait avoir quelque conséquence sur le gain obtenu de l'application du FRP. La diminution du gain constatée serait alors reliée à l'augmentation de la contribution du béton. Dans ce cadre, il importe de préciser que le taux d'armature longitudinale, dans tous les spécimens répertoriés, est en moyenne égale à 2.6 %, avec un minimum de 1.1%.

L'état actuel des connaissances ne permet pas encore d'expliquer ce résultat. Dans ce contexte, on peut aussi s'interroger sur le rôle joué dans la résistance par la portion du renfort en FRP située sur la face inférieure de la section, dans le cas d'un renfort en enveloppe ou en forme de U.



(a) Décollement



(b) Fracture

Figure 30 Influence du taux d'acier transversal sur le gain en charge dû au FRP : poutres élancées

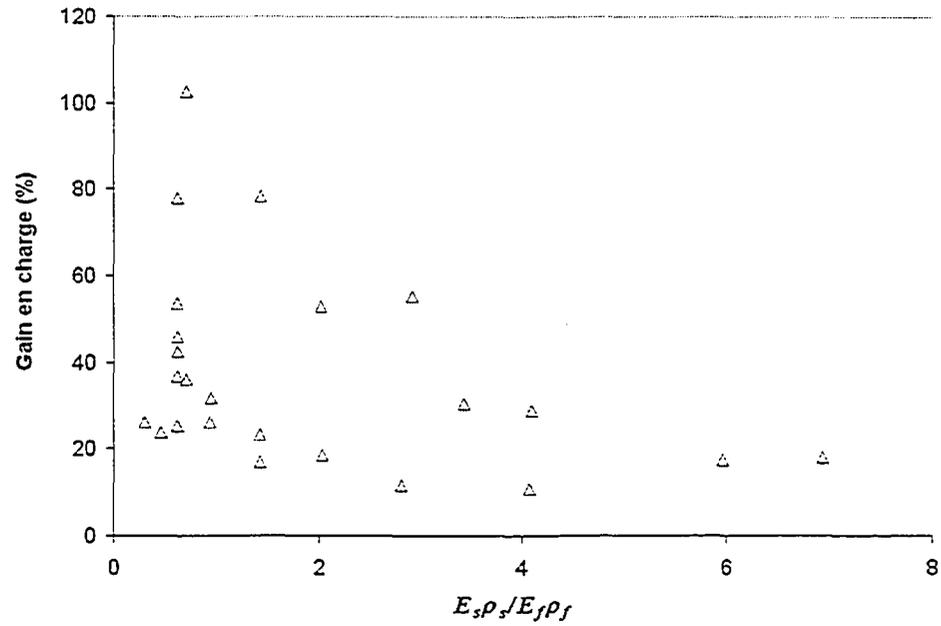


Figure 31 Influence du taux d'acier transversal sur le gain en charge dû au FRP : poutres profondes

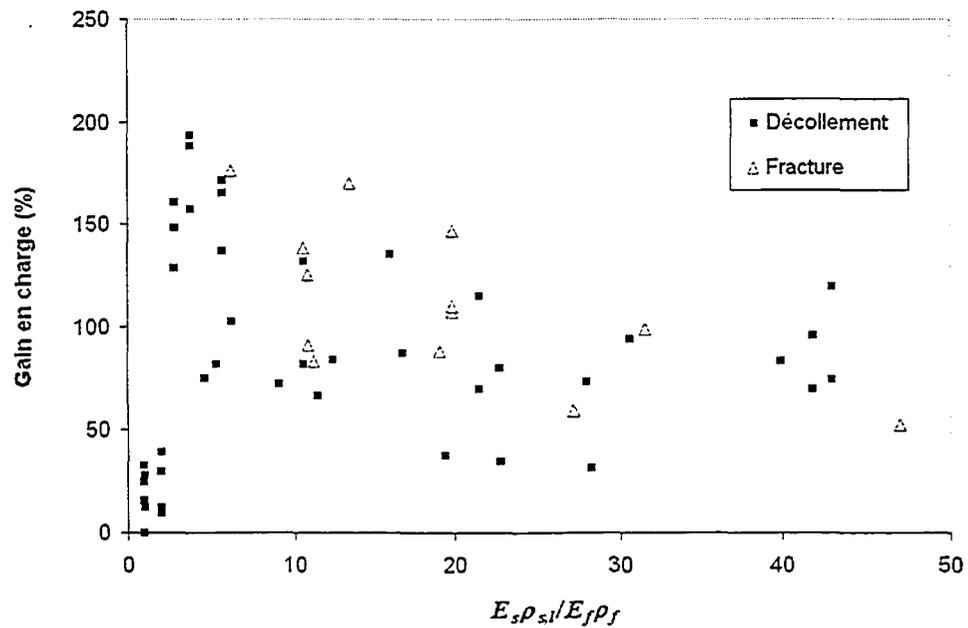


Figure 32 Influence du taux d'acier longitudinal sur le gain en charge dû au FRP

### 3.3.3.5 Effet d'échelle

Il est désormais établi que la résistance à l'effort tranchant dans les poutres en béton est affectée par un effet d'échelle. Ce phénomène semble affecter également les poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP (Figure 33). En considérant uniquement les poutres sans armature transversale, le FRP et l'acier transversal ont été, là aussi, découplés. Il est intéressant de voir, surtout dans le cas des éléments ayant subi une rupture par décollement du renfort en FRP, que pour une hauteur utile ( $d$ ), inférieure à 300 mm environ, le gain a tendance à diminuer quand la hauteur de la section augmente. Triantafillou (1998), évoquant la question, relie l'effet d'échelle dans les poutres en béton armé renforcées en cisaillement avec le FRP, à l'étendue de la surface renforcée : plus cette surface est grande – autrement dit la hauteur de la section – et plus la contribution du FRP à la résistance sera significative; ce que contredisent les observations relevées ici. Des investigations expérimentales portant sur l'effet d'échelle sont donc nécessaires afin d'élucider la question, d'autant plus que les résultats de tests dont on dispose ont été obtenus, pour la plupart, sur des spécimens de taille réduite. En conséquence, ceci signifierait que ces résultats ne sont pas conservateurs, comme le conclut Triantafillou (1998), mais plutôt optimistes.

## 3.4 Discussion et conclusion

Le bilan des travaux qui est fait ici a permis de dévoiler de nombreuses lacunes. Les plus saillantes d'entre elles concernent : (a) le choix des paramètres qui, jusqu'ici, a porté essentiellement sur les propriétés du FRP. Les autres paramètres, tel que l'armature transversale, pourtant majeurs dans les mécanismes de résistance en cisaillement, sont mal, ou pas du tout, couverts; (b) le déficit flagrant en données expérimentales relatives aux déformations du FRP et de l'acier transversal; (c) et comme conséquence des deux premiers, l'absence d'explications rationnelles quant aux mécanismes de résistance mis en jeu.

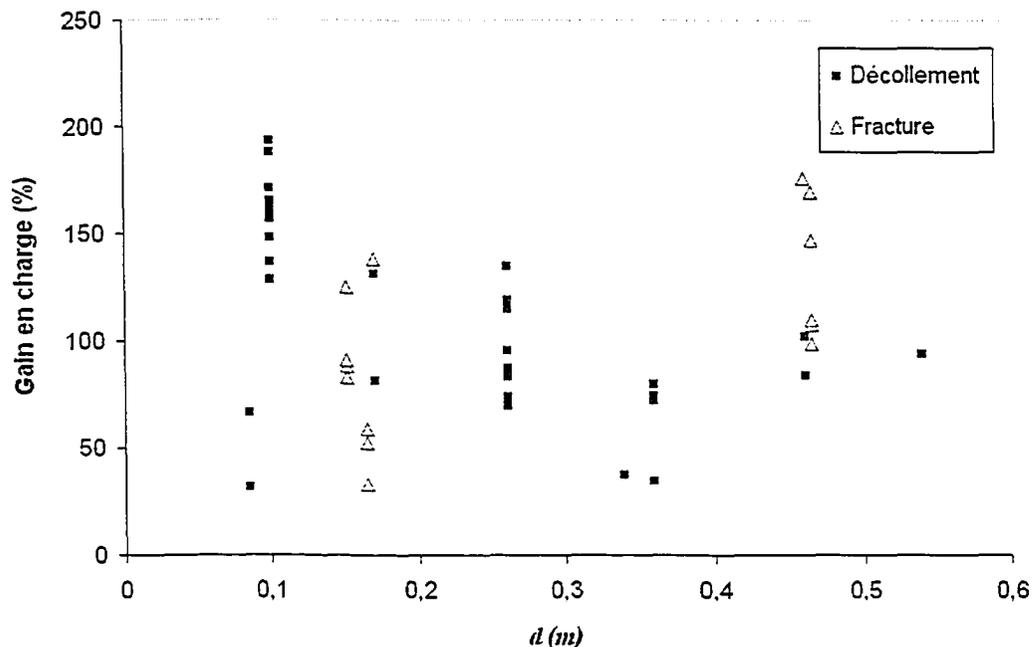


Figure 33 Influence de la taille des poutres sur le gain en charge dû au FRP

Par ailleurs, l'analyse des données expérimentales a permis de confirmer l'influence de la rigidité du FRP sur le gain en charge et l'interaction qui existe entre le FRP et l'acier transversal. Cette analyse aura permis aussi d'identifier l'influence du type de poutre (profond versus élancé), de l'armature longitudinale, et de la taille des spécimens sur les gains obtenus du FRP; des paramètres que les travaux antérieurs n'ont pas couverts.

Soulignons le fait que les données utilisées ici proviennent de sources différentes, faisant intervenir plusieurs variables à la fois. À cela, il y a lieu d'ajouter la nature même du cisaillement qui implique de nombreux paramètres, souvent liés entre eux. Tout cela exige énormément de prudence lors de l'analyse des données, aussi bien dans la manipulation de ces données, que dans l'interprétation des résultats de cette analyse. C'est ainsi qu'on a été amené à retenir le gain obtenu comme critère d'analyse, à distinguer entre les poutres profondes et élancées, à distinguer aussi entre la rupture avec fracture du FRP et son décollement, et enfin à découpler autant que possible certains paramètres majeurs.

Dans tous les cas, les relations obtenues sont qualitatives et des investigations expérimentales restent indispensables afin de confirmer ces relations et les quantifier. De telles investigations ne peuvent être conduites par fragments, examinant l'influence d'un paramètre par-ci et un autre par-là. Au contraire, ces investigations doivent s'inscrire dans un cadre paramétrique, permettant un meilleur contrôle des variables. Quant à l'explication de ces relations et des phénomènes qui leur sont associés, elle ne peut se faire sans une compréhension rationnelle des mécanismes de résistance mis en jeu. Mais celle-ci reste fortement tributaire de la disponibilité de données suffisantes relatives aux déformations, notamment du FRP et de l'acier transversal.

C'est dans ces conditions seulement qu'il sera possible de développer des modèles plus rigoureux, permettant d'évaluer correctement la résistance à l'effort tranchant dans les poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP.

## CHAPITRE 4

### PRÉSENTATION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

#### 4.1 Généralités

Le comportement en cisaillement des poutres en béton armé est un problème complexe, qui a jusqu'ici défié la prédiction purement analytique. Les méthodes de dimensionnement utilisées sont largement empiriques et reposent, en grande partie, sur des résultats expérimentaux. D'autre part, l'état des connaissances concernant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé, renforcées à l'aide de FRP collé en surface, montre clairement que des travaux expérimentaux supplémentaires sont nécessaires pour l'amélioration des méthodes de dimensionnement et de leur bien-fondé scientifique. C'est ce qui explique pourquoi le volet expérimental occupe une place importante dans cette recherche, dont l'un des objectifs consiste à étudier l'influence des paramètres majeurs sur le comportement en cisaillement des poutres renforcées à l'aide de FRP et les interactions qui existent – ou pourraient exister – entre ces paramètres (Tableau III).

L'identification des paramètres majeurs repose sur les connaissances acquises en béton armé d'une part et d'autre part sur les observations relevées au travers de l'état des connaissances, concernant les poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP. Ces paramètres se rapportent à ce qui suit :

- a. le taux de renfort en FRP, qui est fonction du nombre de nappes collées;
- b. le type de spécimen testé, profond versus élancé, dépendamment du rapport  $a/d$ ;
- c. le taux d'armature transversale;
- d. la taille du spécimen.

Les niveaux de ces paramètres sont choisis en tenant compte de : (a) les dispositions contenues dans les normes en vigueur; (b) les pratiques et autres règles de l'art qui ont servi dans la réalisation des ouvrages existants (exemple : poutres sans ou à faible taux d'armature transversale); (c) les observations relevées lors de l'analyse des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature, en ce qui a trait à l'influence de certains paramètres sur le gain en charge dû au FRP (exemple : l'effet de la rigidité du renfort en FRP sur le gain).

Tableau III

## Programme expérimental

			Spécimens profonds			Spécimens élancés		
			$a/d = 1.5$			$a/d = 3.0$		
			Espacement des étriers			Espacement des étriers		
			Sans	$d/2$	$d/4$	Sans	$d/2$	$d/4$
Phase 1 $d=350\text{mm}$	Nappes en FRP	0L	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		0.5L	✓	✓		✓	✓	
		1L	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		2L	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Phase 2 $d=175\text{m}$	Nappes en FRP	0L	✓	✓		✓	✓	
		1L	✓	✓		✓	✓	
		2L	✓	✓		✓	✓	

Par conséquent, il s'agit d'un programme expérimental de grande envergure, totalisant 34 tests, conduit en deux phases et réalisé sur des spécimens en grandeur nature. L'interaction observée – ou soupçonnée – entre certains paramètres impose, par ailleurs, de conduire ces tests dans un cadre paramétrique assurant un contrôle plus fiable des variables. Enfin, pour ce qui est du nombre de spécimens de contrôle, celui-ci pourrait paraître quelque peu élevé : ce choix est dicté par notre souci de disposer de données

purement expérimentales, et donc plus fiables, en ce qui concerne les contributions respectives du béton et de l'acier transversal à la résistance en cisaillement.

## **4.2 Détails expérimentaux**

### **4.2.1 Description des poutres mises à l'essai**

Les propriétés géométriques des poutres mises à l'essai (dimensions et profil de la section) sont choisies en tenant compte des observations relevées au travers de l'état des connaissances. Nous avons, en effet, constaté que les spécimens testés, notamment lors des premières investigations expérimentales, étaient souvent de section rectangulaire et de taille réduite; ce qui n'est pas le plus utilisé en pratique. De plus, une taille réduite des spécimens est fortement soupçonnée d'induire un effet d'échelle sur les gains en charge qui sont obtenus. Par conséquent, nous avons opté pour des poutres en grandeur nature et de section en T. Dans ce qui suit, on donne la description détaillée des poutres mises à l'essai dans les phases 1 et 2, successivement.

#### **4.2.1.1 Poutres mises à l'essai dans la phase 1**

Les poutres, au nombre de onze, ont une longueur totale de 4520 mm. La section de la poutre est en T. Elle a les dimensions suivantes : 152 mm  $\times$  406 mm. La largeur de la table de compression est de 508 mm et son épaisseur de 102 mm (Figure 34). Pour atténuer les effets de concentration de contraintes sur le renfort en FRP, on réalise un chanfrein au niveau de l'angle formé entre l'âme et la face inférieure de la poutre, donnant ainsi au profil une forme arrondie.

L'armature longitudinale est constituée de 4 barres de 25M dans le lit inférieur, disposées en deux nappes. Ce taux d'armature répond à des exigences de design, préconisant une rupture en cisaillement de tous les spécimens, plutôt qu'une rupture en

flexion. Le lit supérieur est constitué de 6 barres de 10M, disposées en une seule nappe. Aussi, pour prévenir une rupture par perte d'ancrage dans la zone d'appui, les barres sont ancrées au moyen de crochets à 90°.

L'armature transversale est prévue dans les poutres des séries S1 et S2 seulement (Tableau III). Les étriers, constitués de barres de diamètre 8 mm, sont disposés suivant un espacement  $s = d/2$  pour S1 et  $s = d/4$  pour S2.

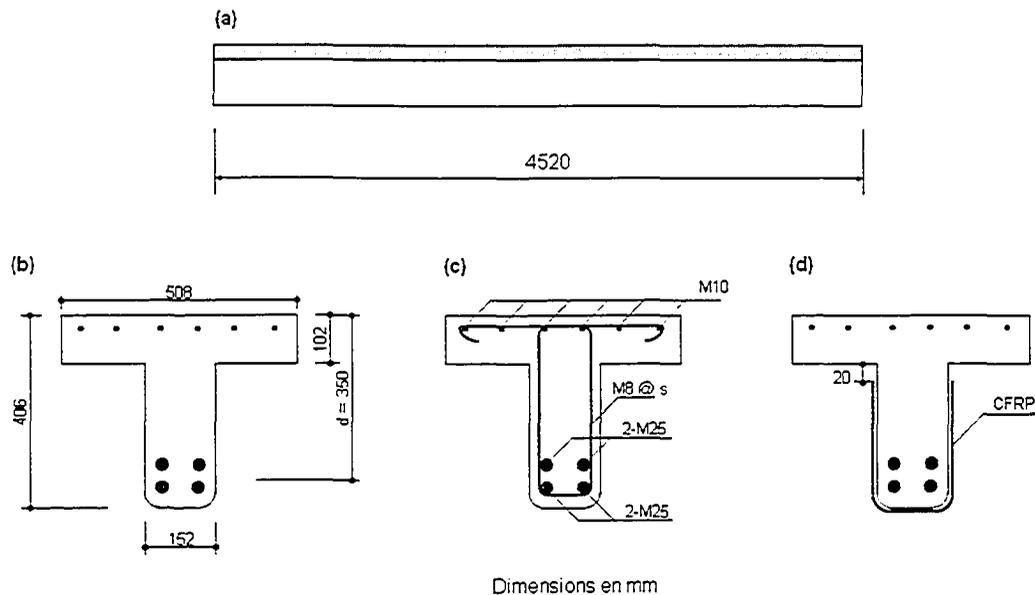


Figure 34 Caractéristiques des poutres mises à l'essai dans la phase 1 :  
 (a) longueur de la poutre; (b) dimensions de la section;  
 (c) ferrailage de la section; (d) section renforcée de CFRP

Le renfort en FRP est un tissu en fibres de carbone (CFRP), bidirectionnel. Il est en U, et appliqué en continu sur toute la zone de test. Le carbone est choisi pour ses performances mécaniques. La configuration en U permet de réduire les risques de rupture par décollement, souvent associée aux renforts lorsqu'ils sont appliqués sur les faces latérales seulement. Le choix d'un renfort continu, quant à lui, permet de couvrir une grande surface et donc d'intercepter toutes les fissures diagonales qui apparaissent dans la zone de test; contrairement à un renfort discontinu. Les spécimens de contrôle –

spécimens non renforcés – sont identifiés par le symbole "0L". Dans les spécimens renforcés, le CFRP a les épaisseurs suivantes : 0.060 mm, 0.107 mm et 0.214 mm, correspondant aux identifications suivantes : "0.5L", "1L", "2L", respectivement.

#### 4.2.1.2 Poutres mises à l'essai dans la phase 2

Les tests prévus dans cette phase sont conçus dans le but d'étudier l'effet d'échelle dans les poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de CFRP. Pour cela, les résultats des tests obtenus dans la phase 1 seront comparés à ceux obtenus dans la phase 2. Mais pour assurer une comparaison fiable entre les résultats obtenus des deux phases, un contrôle étroit des variables suivantes s'avère nécessaire :

- a. profil de la section;
- b. taux d'armature longitudinale;
- c. taux d'armature transversale;
- d. taux de renfort en CFRP;
- e. résistance du béton.

Toutes ces variables doivent être similaires; à l'exception de la hauteur de la section qui est modifiée. Celle-ci est en effet réduite de moitié. Les autres propriétés géométriques (largeur et épaisseur de la table, épaisseur de l'âme, portée de la poutre) sont réduites aussi mais en veillant à ce que les rapports entre ces propriétés soient identiques aux rapports correspondant aux spécimens testés dans la phase 1 (Figure 35). Bien sûr, il aurait été plus intéressant de réduire encore davantage la hauteur de la section. Mais cela ne pouvait se faire sans défigurer le profil de la section et sans, probablement, dénaturer le comportement structurel des spécimens.

Le nombre de poutres mises à l'essai dans cette phase est de six (Tableau III). Ces poutres ont une longueur totale de 3000 mm. La section de la poutre est en T. Elle a les

dimensions suivantes : 95 mm × 220 mm. La largeur de la table est de 270 mm et son épaisseur de 55 mm (Figure 36).

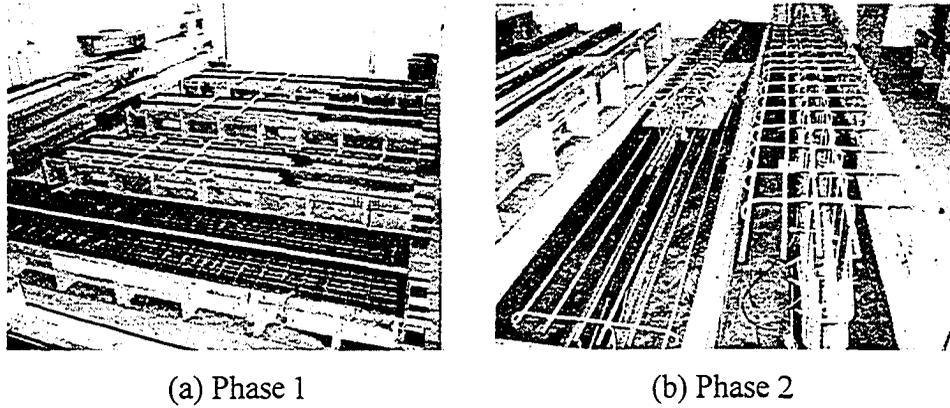


Figure 35 Coffrage et ferrailage des poutres mises à l'essai

Dans le lit inférieur, l'armature longitudinale est composée de deux nappes. La nappe inférieure est constituée de 2 barres de 15M et la nappe supérieure de 2 barres de 10M. Ce taux répond à la fois à des exigences de design, préconisant une rupture en cisaillement de tous les spécimens, plutôt qu'une rupture en flexion, et à des exigences liées aux objectifs spécifiques au programme expérimental, où il importait de garder un taux d'armature longitudinale identique à celui des spécimens de la phase 1. Le lit supérieur est constitué de 4 barres de diamètre 8 mm, disposées en une seule nappe. Les dimensions de la section ne permettent pas de réaliser des crochets à 90°, comme dans les spécimens de la phase 1. Dans ce cas, l'ancrage est réalisé en prolongeant les barres longitudinales au-delà de l'appui, sur une distance supérieure à la longueur de développement requise par la norme.

L'armature transversale est prévue dans les poutres de la série S1 seulement; les poutres de la série S0 étant sans armature transversale (Tableau III). Les étriers, constitués de barres lisses de diamètre 4.76 mm (3/16"⁶), sont disposés suivant un espacement  $s = 100$  mm.

⁶ Le symbole « " » indique le pouce. 1 pouce = 25.4 mm

Le renfort en CFRP utilisé dans cette phase provient du même lot que celui qui a servi dans la phase 1. Il présente les caractéristiques suivantes : (a) tissu en CFRP, bidirectionnel; (b) configuration en U, appliquée sur toute la zone de test. Les spécimens de contrôle sont identifiés par le symbole 0L. Dans les spécimens renforcés, le tissu en CFRP a les épaisseurs suivantes : 0.066 mm, 0.132 mm, correspondant aux identifications suivantes "1L", "2L", respectivement. Dans la phase 1, les épaisseurs du CFRP, pourtant différentes de celles de la phase 2, utilisent les mêmes identifications (1L et 2L). Au fait, ce mode d'identification fait plutôt référence ici au taux de renfort en CFRP. Comme celui-ci doit être le même dans les spécimens des deux phases, on a donc jugé plus approprié d'utiliser les mêmes identifications dans les deux phases.

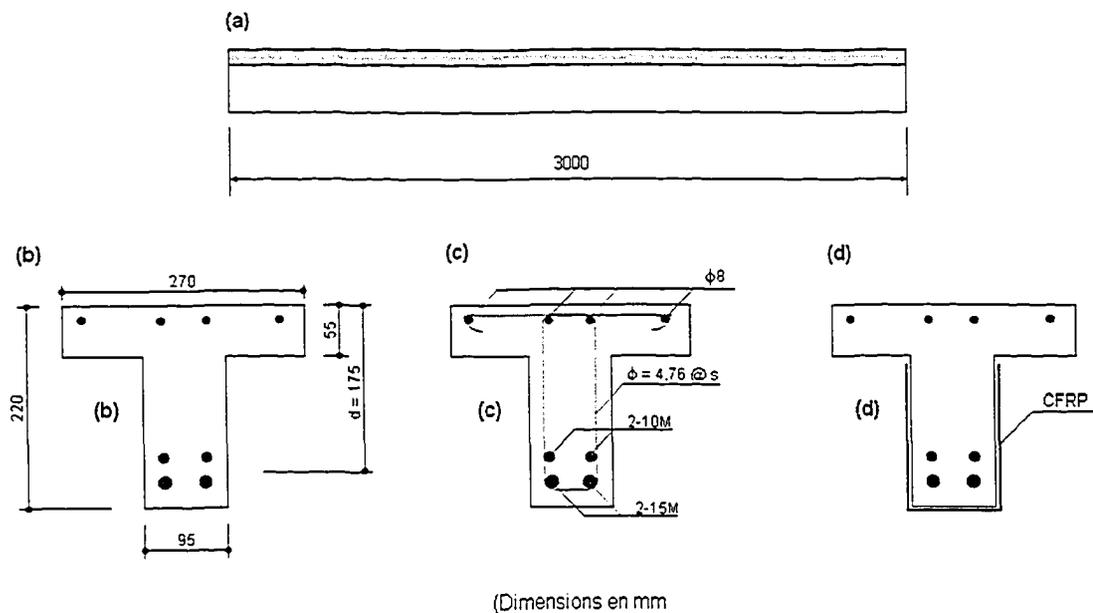


Figure 36 Caractéristiques des poutres mises à l'essai dans la phase 2 :  
 (a) longueur de la poutre; (b) dimensions de la section;  
 (c) ferrailage de la section; (d) section renforcée de CFRP

## 4.2.2 Propriétés des matériaux

### 4.2.2.1 Béton

On utilise un béton commercial, livré au laboratoire par un camion malaxeur. La résistance du béton à la compression visée était de 20 MPa. Chacune des deux phases du programme expérimental a nécessité une coulée de béton. On a veillé à ce que le même fournisseur, les mêmes constituants, le même dosage et la même procédure de coulage soient utilisés dans les deux coulées (voir annexe A2). Les constituants et la composition du béton utilisé sont résumés dans le tableau IV. Les poutres et les éprouvettes de contrôle sont conservées au laboratoire, à température ambiante, soit  $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ , et à un taux d'humidité relatif supérieur à 60%\*. Des essais de compression du béton sont réalisés, selon la norme ASTM C39-96, sur des éprouvettes cylindriques en béton, à 28 jours puis à mesure que s'effectuent les tests. Les résultats de ces essais donnent une résistance à la compression variant entre 24 et 27 MPa. On donne, également, dans l'annexe A3, les figures représentant les courbes contrainte-déformation obtenues des essais de compression simple réalisés sur les éprouvettes de béton, ainsi que des photos montrant le déroulement de ces essais.

### 4.2.2.2 Acier

Les poutres mises à l'essai dans la phase 1 du programme expérimental utilisent pour l'armature de flexion des barres 25M et pour l'armature transversale des barres de diamètre 8 mm. Dans la phase 2 du programme expérimental, on utilise pour les armatures de flexion des barres 15M et 10M et pour l'armature transversale des barres lisses de diamètre 4.76 mm. Toutes les barres utilisées proviennent des mêmes lots respectifs. Toutes les barres sont caractérisées par des essais normalisés de traction simple, conduits en laboratoire selon la norme ASTM A370. Le tableau V résume les

---

\* J. Beltran. Service de l'équipement, Éts. Communication personnelle – 28/04/2004.

résultats de ces essais. On donne, également, dans l'annexe A4, les figures représentant les courbes contrainte-déformation obtenues des essais de traction simple réalisés sur des éprouvettes préparées à cet effet, ainsi que des photos montrant le déroulement de ces essais.

Tableau IV

## Composition et propriétés du béton

Ciment type 10 ( $\text{kg/m}^3$ )	255
Sable ( $\text{kg/m}^3$ )	1029
Gravier <sup>a</sup> ( $\text{kg/m}^3$ )	908
Eau ( $\text{kg/m}^3$ )	184
Air entraîné (% en volume)	3
Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	2360
Affaissement au cône d'Abraham (mm)	40

(a) La dimension du plus gros granulat utilisé est de 14 mm.

Tableau V

## Propriétés mécaniques de l'acier d'armature

Programme expérimental	Identification de la barre	Propriétés mécaniques		
		Module de Young (GPa)	Contrainte ultime (MPa)	Déformation à la plastification ( $\mu\text{strains}$ )
Phase 1	25M	200	470	2400
	$\phi 8$	215	650	3000
Phase 2	15M	175	420	2500
	10M	205	530	3000
	$\phi 4.76$	165	420	3300

### 4.2.2.3 CFRP

Le renfort en CFRP utilisé est un tissu de fibres de carbone bidirectionnel à 0°/90°, de type Carbon Fiber T-300 12K, produit par SDR Engineering Inc. (voir annexe A5). Il est constitué de tresses disposées suivant une densité égale à 0.24/mm. Chaque tresse compte environ 12 000 fibres, ayant chacune un diamètre de 7µm. Le tableau VI présente les propriétés mécaniques du CFRP, telles que fournies par le manufacturier. À titre comparatif, on indique sur le même tableau les résultats de caractérisation menée au laboratoire de structures de l'ÉTS sur ce type de renfort (Leblanc, 2000).

La colle utilisée est la résine PR 2032, à laquelle on ajoute un durcisseur PH 3660. Ces deux composantes, spécialement conçues pour les applications structurales, sont également produites par SDR Engineering Inc. On donne dans l'annexe A6 les propriétés de la résine et du durcisseur telles que fournies par le manufacturier.

Tableau VI

#### Propriétés mécaniques du CFRP

Propriétés	Manufacturier (Une couche)	ÉTS (Une couche)
Module de déformation (GPa)	231	243
Déformation ultime (%)	1.4	1.3
Contrainte ultime (MPa)	3650	3100

### 4.2.3 Collage du tissu

L'opération de collage des renforts revêt une importance toute particulière car elle conditionne la réussite même du procédé de renforcement. Cette opération est exécutée en trois étapes, décrites ci-après.

#### 4.2.3.1 Préparation du support béton

L'état de surface du support béton ne présente pas de trace de laitance, d'huile de décoffrage ou de graisse, qui nécessiterait un traitement spécial. Dans ce cas, un simple nettoyage à l'eau pour éliminer la poussière est suffisant. Les poutres testées dans la phase 2 ont toutefois subi un traitement supplémentaire au niveau de l'angle formé entre l'âme et la face inférieure de la poutre. Un ponçage au moyen d'une meule semblait utile afin d'atténuer les effets de concentration de contraintes sur le renfort en CFRP à ce niveau-là.

#### 4.2.3.2 Préparation de la colle

On mélange les deux composantes de la colle, la résine d'époxyde et le durcisseur, selon les recommandations du fournisseur, soient : la proportion en masse du durcisseur égale à 27 % de la masse de la résine (Figure 37). Le mélange est réalisé à l'aide d'une spatule pendant environ 5 minutes. Cette opération est assez délicate à cause du facteur temps car, une fois la colle prête, la durée d'utilisation est limitée à une heure environ seulement. Au-delà, le mélange prend la couleur rouge, dégage beaucoup de chaleur et se durcit. Il est alors périmé. Ceci exige donc de préparer la colle dans des quantités raisonnables, pouvant être pratiquement utilisées avant la date de péremption.

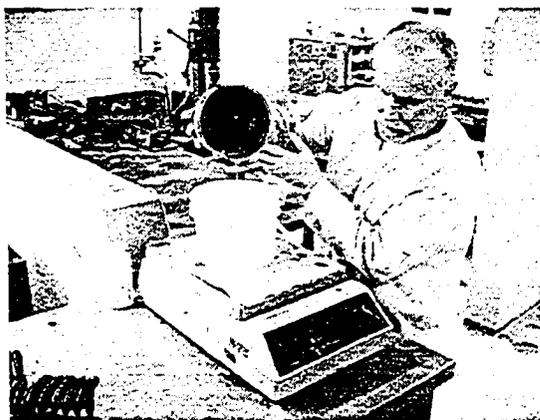


Figure 37 Préparation de la colle

#### 4.2.3.3 Pose du tissu

Le tissu en composite est découpé à l'aide de ciseaux en acier, selon les patrons prévus. Cette opération est réalisée bien avant l'opération de collage. Dans les poutres de la phase 1, renforcées à l'aide d'une couche de CFRP (Série 1L) ou de deux couches (Série 2L), le tissu est utilisé tel que fourni par le manufacturier, sans aucune modification de sa densité. Par contre, le renfort utilisé dans les poutres de la série 0.5L, de la phase 1 et, celui qui est utilisé dans les poutres de la phase 2, ont dû être structurellement modifiés car requérant des densités différentes de celle du produit original. C'est ainsi que le renfort utilisé dans les spécimens de la série "0.5L" aura 3.37 tresses/pouce au lieu des 6 tresses/pouce, caractérisant le produit original. De même, dans les poutres de la phase 2, "1L" correspondra à 3.75 tresses/pouce au lieu de 6 tresses/pouce. Pour atteindre ces densités, ceci revient à supprimer les tresses surabondantes situées dans la direction verticale du tissu en CFRP. Sur la figure 38, on montre, de façon schématique, les modifications apportées à la densité du produit original et qui permettent d'atteindre les densités requises, sans pour autant affecter la stabilité du tissu. La figure 39 compare deux échantillons de tissu, ayant deux densités différentes : 6 tresses/pouce et 3.37 tresses/pouce, respectivement.

Le support du béton étant traité, les patrons de tissu découpés, la colle préparée, suit alors l'étape de collage. Une première opération consiste à enduire généreusement la zone à renforcer avec la colle afin de saturer entièrement la surface du béton, suivie d'une seconde application de la colle, précédant la pose du tissu. Celui-ci est posé manuellement et/ou à l'aide de rouleau, en veillant à son imprégnation totale par la colle, à l'alignement des fibres et à l'évacuation de toute trace de bulles d'air. Enfin, une troisième couche de colle, plus ou moins légère – selon l'appréciation de l'opérateur – est appliquée sur le renfort afin de rendre plus uniforme l'épaisseur de la colle. Dans les endroits où un chevauchement est nécessaire, une longueur additionnelle du renfort est prévue. Sur la figure 40 sont illustrées les principales étapes de la pose du CFRP.

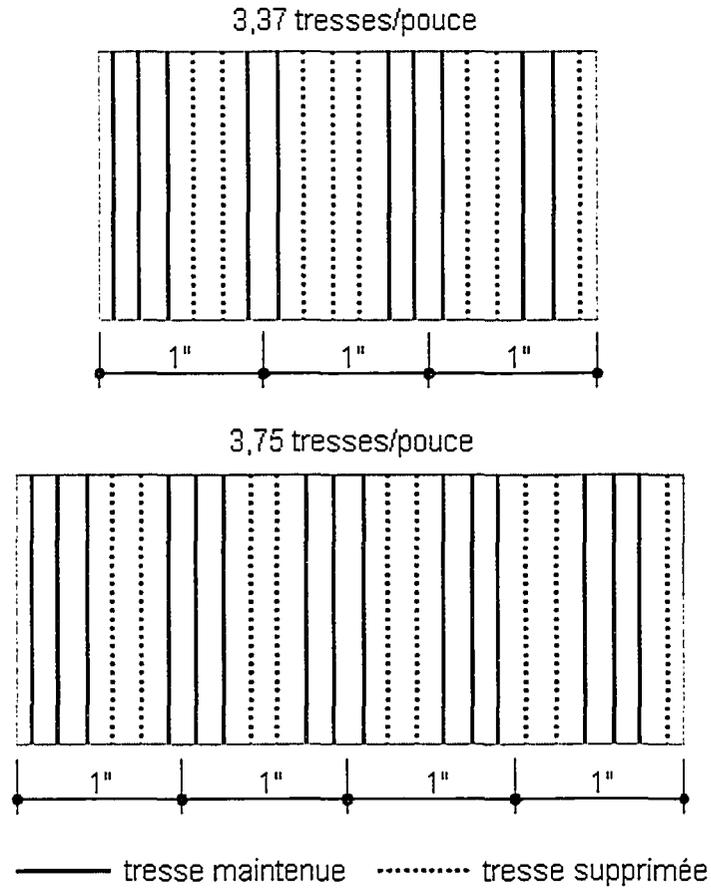


Figure 38 Schéma de la structure modifiée du tissu en CFRP

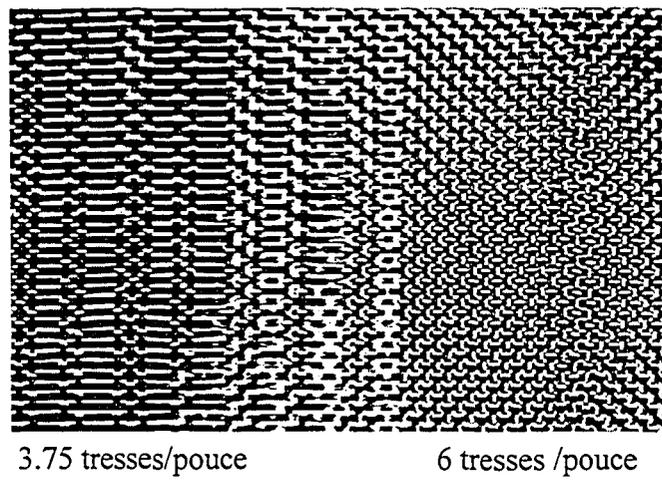


Figure 39 Échantillons de tissu en CFRP ayant des densités de fibres différentes

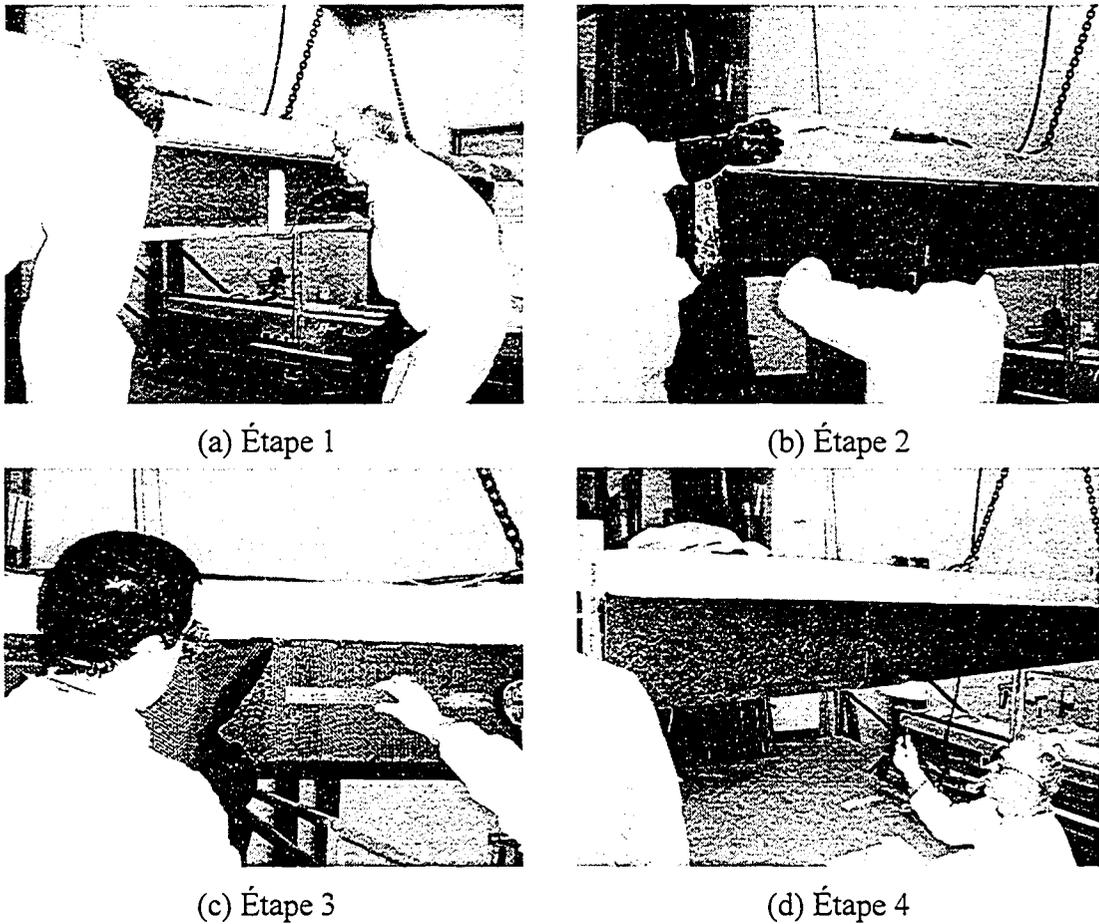


Figure 40 Différentes étapes de pose du renfort en CFRP

### 4.3 Procédure expérimentale

#### 4.3.1 Chargement appliqué

Les poutres sont testées en flexion trois points. Ce mode de chargement permet de réaliser, successivement, deux tests sur une même poutre : (a) on teste d'abord une extrémité de la poutre alors que la seconde est maintenue en porte-à-faux; puis (b) on teste la seconde extrémité, en maintenant, à son tour, en porte-à-faux l'extrémité qui a déjà subi le test. D'où l'avantage de réaliser, sur chacune des poutres, deux tests au lieu d'un. De plus, ce mode de chargement mobilise moins d'instruments de mesure et exige

une capacité de vérin moins importante, comparée à celle qui serait nécessaire dans le cas d'un test en flexion quatre points.

Dans le premier test, la charge du vérin est appliquée à une distance de l'appui  $a = 1.5d$ , ce qui correspond au test sur le spécimen de type profond. Dans le second test, la charge est appliquée à une distance de l'appui  $a = 3d$ , ce qui correspond au test sur le spécimen de type élancé. Les figures 41 et 42 montrent les étapes et mode de chargement appliqué sur les poutres mises à l'essai dans la phase 1. Les poutres correspondant à la phase 2 sont représentées sur les figures 43 et 44. Évidemment, le choix de la séquence de chargement – spécimen profond puis élancé – n'est pas arbitraire. Celui-ci est conditionné par le mode de fonctionnement qui caractérise chacun des deux types de spécimens.

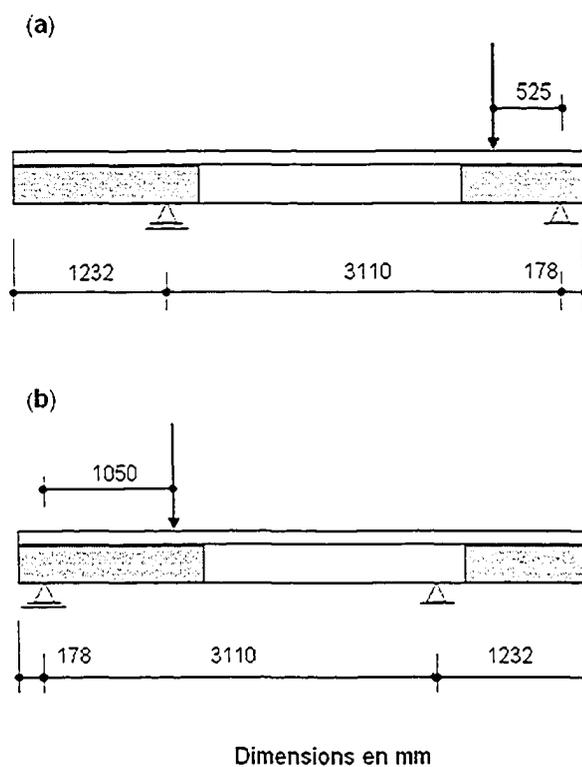
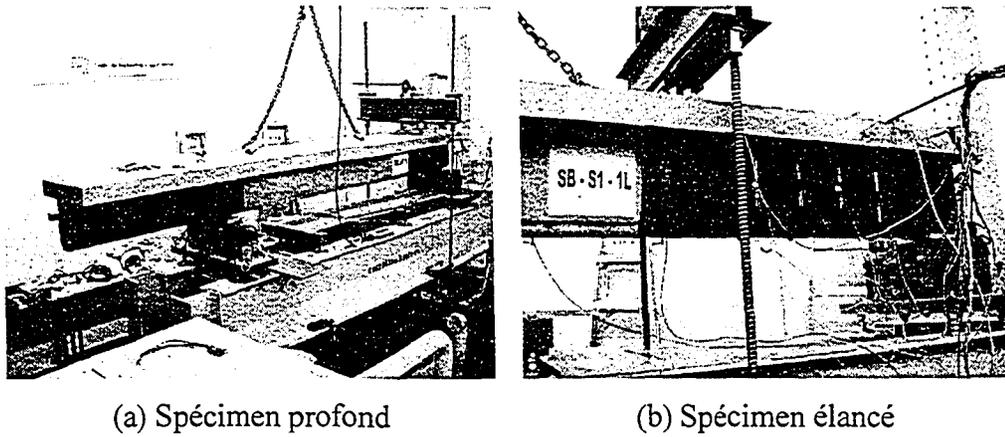


Figure 41 Séquence de chargement des spécimens, phase 1 : (a) profond; (b) élancé



(a) Spécimen profond

(b) Spécimen élancé

Figure 42 Mise à l'essai des spécimens de la phase 1

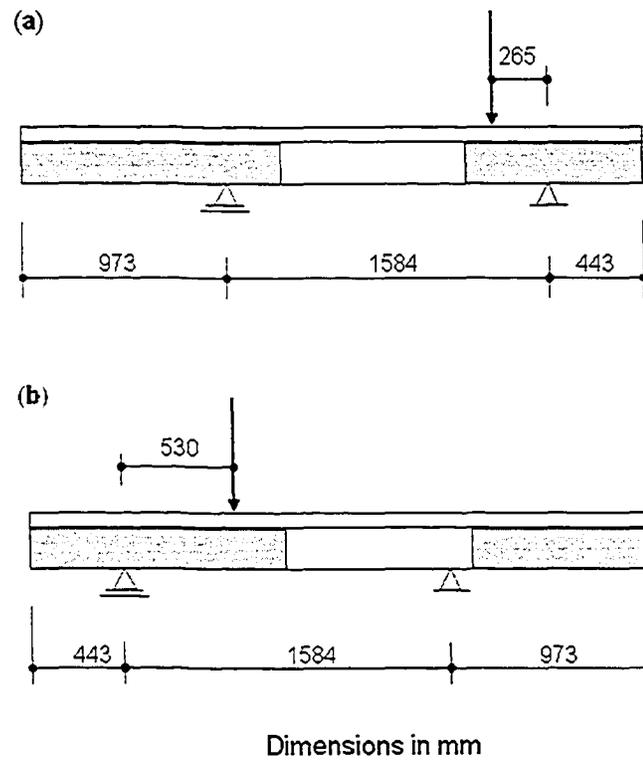


Figure 43 Séquence de chargement des spécimens, phase 2 : (a) profond; (b) élancé

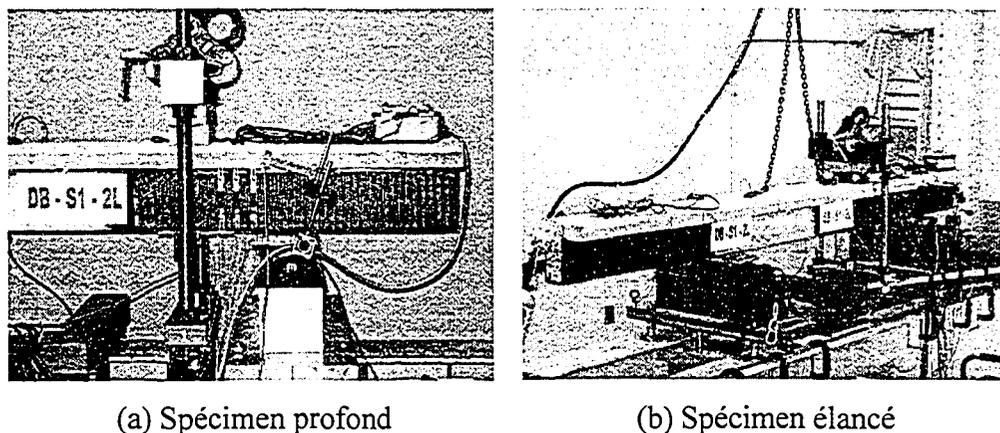


Figure 44 Mise à l'essai des spécimens de la phase 2

### 4.3.2 Instrumentation

Le programme expérimental prévoit un vaste dispositif de mesure, ce qui est une conséquence tout à fait naturelle de l'envergure du programme expérimental entrepris. Chacune des poutres testées, aussi bien dans la phase 1 que dans la phase 2, est instrumentée à l'aide de capteurs de déplacement LVDT (*Linear Strain Conversion Displacement Transducers*), de jauges de déformation et de jauges de déplacement (*Displacement transducer*).

#### 4.3.2.1 Capteurs de déplacement

On mesure la flèche au droit de la charge et à mi-portée à l'aide de capteurs de déplacement, de type HS/HLS (APEK Design & Developments LTD), d'une course de 50 mm. Pour assurer la fiabilité des mesures, le corps du capteur est attaché à un élément fixe (Figure 45). Ces derniers sont également placés, de part et d'autre de la section, perpendiculairement au plan de la table de compression. Ils permettent ainsi de contrôler tout effet parasite susceptible d'affecter la verticalité du chargement.



Figure 45 Disposition des capteurs de déplacement

#### 4.3.2.2 Jauges de déformation

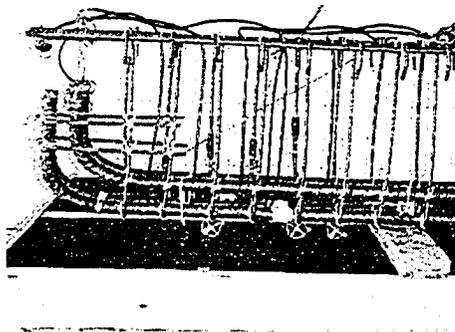
Des jauges d'extensomètre mesurent les déformations dans les barres d'armature transversale, dans les barres longitudinales et dans le béton. Le tableau VII spécifie, entre autres, le type de jauge utilisée et la composante instrumentée. À titre d'exemple, on montre sur la figure 46-a la disposition de jauges internes sur les étriers et sur l'armature longitudinale ainsi que la jauge noyée dans le béton avant le coulage du béton (cas du spécimen DB-S2-2L). Sur la figure 46-b, on montre une jauge collée en surface pour mesurer les déformations dans le béton.

Les jauges collées sur les étriers servent à mesurer les déformations pendant les différentes phases de l'essai et de constater, s'il y a lieu, leur plastification. Elles permettent aussi de comparer entre la réponse de l'acier transversal et celle du CFRP. L'emplacement des jauges sur les étriers suit les plans de rupture présumés (Figure 46-a).

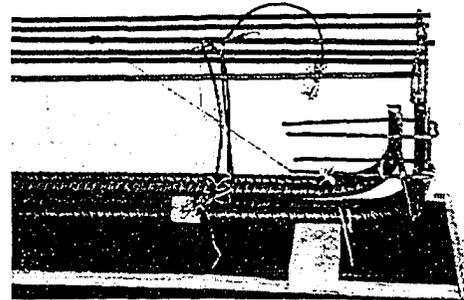
Tableau VII

## Types de jauge utilisée

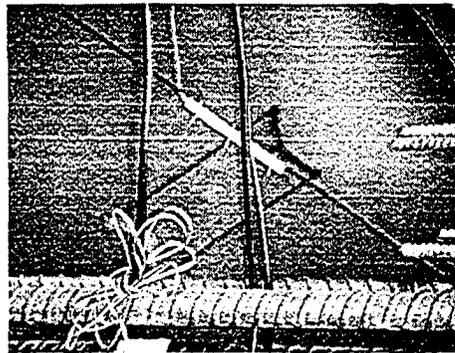
Composante	Phase	Type de jauge	Fournisseur
Acier transversal	1; 2	PL-60-11	Tokyo Sokki Kenkyujo CO., Ltd
Acier longitudinal	1	CEA-13-24OUZ-120	Measurements Group, Inc.
Acier longitudinal	2	PL-60-11	Tokyo Sokki Kenkyujo CO., Ltd
Béton – jauge interne	1; 2	PML-60	Tokyo Sokki Kenkyujo CO., Ltd
Béton – jauge externe	1	PL-90-11	Tokyo Sokki Kenkyujo CO., Ltd



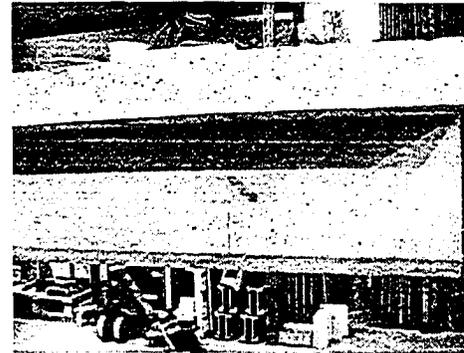
(a) Jauges sur les étriers



(b) Jauge sur l'acier longitudinal



(c) Jauge noyé dans le béton



(d) Jauge collée en surface

Figure 46 Exemples d'installation des jauges de déformation

L'acier longitudinal est instrumenté dans les spécimens profonds à l'aide d'une jauge placée dans la zone d'application de la charge (Figure 46-b). Dans les spécimens élancés, on prévoit deux jauges : l'une est située à proximité de l'appui et l'autre dans la zone d'application de la charge. Ces jauges permettent de suivre l'évolution de la déformation dans l'acier longitudinal pendant les différentes phases du chargement. Elles permettent aussi d'observer l'effet du CFRP dans la zone tendue et ce, en comparant entre les déformations de l'acier longitudinal dans les spécimens témoins et les spécimens renforcés.

L'installation des jauges sur l'acier d'armature est une opération relativement délicate qui doit être accomplie avec beaucoup de soin, et conformément aux prescriptions des fournisseurs. Les étapes suivantes décrivent sommairement la procédure d'installation :

- a. définition de la zone où sera placée la jauge sur la barre et la préparation de la surface de cette zone (élimination de toute trace d'oxydation à l'aide de jet de sable, usinage si nécessaire pour disposer d'une surface plane, nettoyage avec un dégraissant);
- b. collage de la jauge à l'aide d'adhésif, conçu spécialement pour ce genre d'application. Il s'agit du *M-Bond 200 adhesive* kit, produit par la compagnie *Measurements Group, Inc.*;
- c. préchauffage des barres instrumentées en les maintenant sous les projecteurs pendant deux heures à une température d'environ 60° C afin d'éliminer toute trace d'humidité;
- d. application d'une couche de paraffine pour protéger la jauge contre l'oxydation;
- e. application d'une couche de résine caoutchouteuse autour de la jauge pour la protéger pendant l'opération de coulage du béton. Celle-ci est, à son tour, couverte d'un ruban adhésif.

Les jauges à béton sont installées pour mesurer les déformations dans la bielle, durant les différentes phases de chargement. Ces jauges sont de deux types : (a) des jauges internes, noyées dans le béton (Figure 46-c); et (b) des jauges externes collées sur l'âme

de la poutre (Figure 46-d). Le premier type de jauge est utilisé dans les spécimens profonds car il est moins ardu, dans ce cas-ci, de prédire la direction des bielles : le transfert de charge s'effectue par transmission directe à l'appui. La jauge de second type est collée en surface, sur la face latérale de la poutre. Bien entendu, la surface du béton est préalablement préparée à l'endroit du collage. Ces jauges sont utilisées aussi bien dans les spécimens profonds qu'élancés. Quant à l'orientation des jauges externes dans les spécimens élancés, elle a dû être réajustée à la lumière des premiers résultats obtenus concernant les patrons et orientation des fissures.

Pour prévenir tout risque de dysfonctionnement, toutes les jauges internes sont testées deux fois : à l'étape précédant l'application du ruban adhésif, pour le cas particulier des jauges installées sur l'acier d'armature, et avant l'opération de coulage du béton.

#### **4.3.2.3 Jauges de déplacement**

Les jauges de déplacement (Displacement transducer) utilisées proviennent de la compagnie *Sokki Kenkyujo Co., Ltd* et sont de différents types *PI-100*, *PI-150* et *PI-200*, avec 2 ou 5 mm de course. Ces jauges sont collées sur le renfort en CFRP suivant un procédé très simple. Le collage sur le composite peut se faire au moyen d'une colle forte de type *Loctite 454*.

Elles sont utilisées ici pour mesurer les déformations du renfort de CFRP sur les faces latérales de la poutre, suivant la direction verticale. Elles sont également utilisées pour mesurer les déformations dans la face tendue en flexion, suivant l'axe de la poutre. Elles permettent de suivre l'évolution des déformations du renfort en CFRP dans les différentes phases du chargement. Pour pouvoir comparer entre la réponse du renfort en CFRP situé sur les faces latérales de la poutre et celle de l'acier transversal, on a tenu à installer les jauges de déplacement face aux jauges de déformation préalablement collées

sur l'acier d'armature (Figure 47). Il en est de même pour le renfort en CFRP situé sur la face tendue en flexion, relativement à l'acier longitudinal.

#### 4.3.3 Mise à l'essai et acquisition des données

La charge est appliquée au moyen d'un vérin hydraulique de type *MTS ASSY-243.45*, d'une capacité de 500 kN. Considérant comme éventuel le fait de dépasser cette capacité, sans pour autant atteindre la rupture dans les poutres des séries S1 et S2, de la phase 1, il a été jugé plus judicieux de recourir – à titre préventif – à un second vérin, plus puissant pour tester les spécimens appartenant à ces deux séries. Ce dernier, de type *Enerpac RRH-10010* a une capacité de 1000 kN et s'opère manuellement. Tous les essais sont pilotés en déplacement suivant une vitesse de 2mm/min. Les signaux enregistrés par les capteurs de déplacement, les jauges de déformation et les jauges de déplacement sont transmis à un système d'acquisition de données de type *System 5000* de la compagnie *Measurements Group, Inc* (Figure 48).

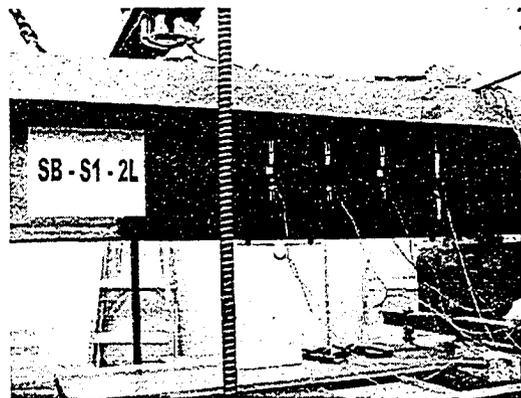


Figure 47 Installation des jauges sur le renfort en CFRP

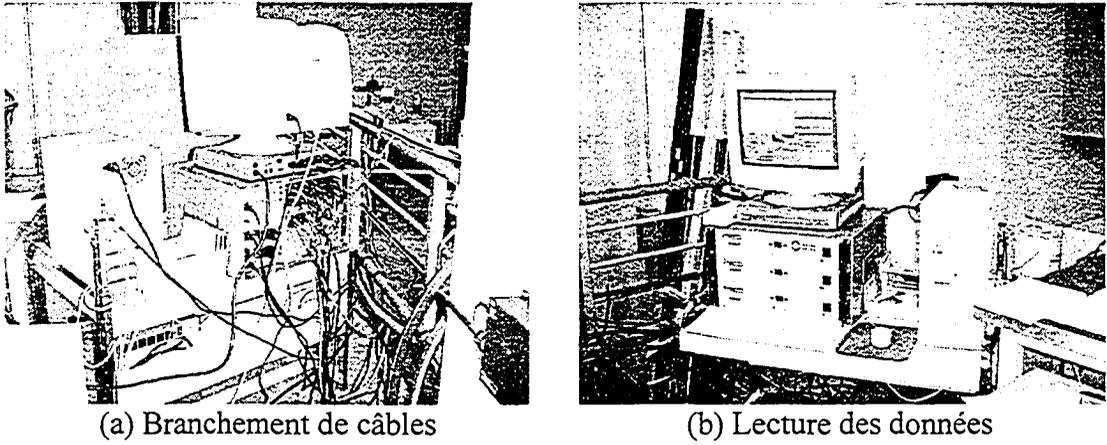


Figure 48 Système d'acquisition des données expérimentales

## CHAPITRE 5

### ANALYSE DES RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PHASE 1

Ce chapitre présente les résultats des tests conduits dans la phase 1 du programme expérimental. Du point de vue comportement global, ces résultats sont exprimés en termes de : (a) les charges de rupture et les gains en charge dus au CFRP; (b) l'évolution de l'effort tranchant en fonction de la flèche et les gains en rigidité dus au CFRP; (c) la fissuration observée et les modes de rupture survenus. En ce qui a trait au comportement local, on étudie, grâce aux données recueillies sur les déformations en divers points instrumentés, la réponse des différents composants; à savoir : le renfort en CFRP, l'armature transversale, l'armature longitudinale et le béton. Mais avant cela, on donne un bref rappel des objectifs spécifiques à cette première phase du programme expérimental et des paramètres qui y sont étudiés.

#### 5.1 Objectifs et paramètres d'étude

Les objectifs spécifiques à la phase 1 consistent à étudier l'influence des paramètres majeurs et leurs interactions éventuelles sur le comportement de poutres, de taille réelle, renforcées en cisaillement à l'aide de CFRP.

Ces paramètres se rapportent à ce qui suit (Tableau VIII) : (a) le taux de renfort en CFRP qui est fonction du nombre de nappes collées; (b) le type de spécimen testé, profond versus élancé, dépendamment du rapport  $a/d$ ; (c) le taux d'acier transversal, défini par l'espacement des étriers dans les spécimens armés, et nul dans les spécimens non armés.

Tableau VIII

Programme expérimental - Phase 1  
Paramètres d'étude et identification des spécimens

		Spécimens profonds – (DB)			Spécimens élancés – (SB)		
		a/d = 1.5			a/d = 3.0		
		Espacement des étriers			Espacement des étriers		
		Sans (S0)	d/2 (S1)	d/4 (S2)	Sans (S0)	d/2 (S1)	d/4 (S2)
Nombre de nappes en FRP	0L	DB-S0-0L	DB-S1-0L	DB-S2-0L	SB-S0-0L	SB-S1-0L	SB-S2-0L
	0.5L	DB-S0-.5L	DB-S1-.5L	–	SB-S0-.5L	SB-S1-.5L	–
	1L	DB-S0-1L	DB-S1-1L	DB-S2-1L	SB-S0-1L	SB-S1-1L	SB-S2-1L
	2L	DB-S0-2L	DB-S1-2L	DB-S2-2L	SB-S0-2L	SB-S1-2L	SB-S2-2L

## 5.2 Charges de rupture

Le tableau IX présente les charges de rupture, les contributions du béton, de l'acier transversal et du CFRP ainsi que le gain en charge obtenu à l'aide du FRP. Il indique également le mode de rupture survenu. À noter que le calcul de ces différentes contributions à la résistance suppose implicitement que : (a) la contribution du béton dans une poutre renforcée est la même que dans une poutre sans renfort en FRP, avec ou sans armature transversale; (b) la contribution de l'armature transversale, dans une poutre renforcée, est la même que dans une poutre sans renfort en FRP.

Les résultats obtenus montrent que la contribution du CFRP, dans la série S0 (sans acier transversal), est plus importante dans les spécimens profonds (gain de 62%), en comparaison aux spécimens élancés (gain maximum 50%). En ajoutant l'armature transversale, ces gains diminuent de façon sensible dans les spécimens profonds (15% en

Tableau IX

## Charges et mode de rupture – Phase 1

Série	nombre de nappes	Spécimen	Charge rupture $P_t$ (kN)	Résist. totale $V_t$ (kN)	Résist. béton $V_c$ (kN)	Résist. acier $V_s$ (kN)	Résist. CFRP $V_{frp}$ (kN)	Gain (%)	Mode de rupture	
Poutres profondes	S0	0L	214,4	178,2	178,2	0,0	0,0	0,0	cisaillement	
		.5L	322,8	268,2	178,2	0,0	90,1	50,6	cisaillement	
		1L	343,6	285,5	178,2	0,0	107,4	60,3	cisaillement	
		2L	347,8	289,0	178,2	0,0	110,9	62,2	cisaillement	
	S1	0L	DB S1 0L	389,3	323,5	178,2	145,3	0,0	0,0	cisaillement
		.5L	DB S1 .5L	373,6	310,5	178,2	145,3	-13,0	0,0	test interrompu
		1L	DB S1 1L	427,8	355,5	178,2	145,3	32,0	9,9	cisaillement
		2L	DB S1 2L	430,5	357,7	178,2	145,3	34,2	10,6	cisaillement
	S2	0L	DB S2 0L	399,2	331,7	178,2	153,6	0,0	0,0	cisaillement
		1L	DB S2 1L	468,9	389,7	178,2	153,6	57,9	17,5	cisaillement
		2L	DB S2 2L	487,1	404,8	178,2	153,6	73,0	22,0	cisaillement
	Poutres élancées	S0	0L	SB S0 0L	122,7	81,2	81,2	0,0	0,0	0,0
.5L			SB S0 .5L	154,7	102,4	81,2	0,0	21,2	26,1	cisaillement
1L			SB S0 1L	181,2	120,0	81,2	0,0	38,7	47,7	cisaillement
2L			SB S0 2L	183,8	121,7	81,2	0,0	40,4	49,8	cisaillement
S1		0L	SB S1 0L	397	262,8	81,2	181,6	0,0	0,0	cisaillement
		.5L	SB S1 .5L	426	282,0	81,2	181,6	19,2	7,3	cisaillement
		1L	SB S1 1L	385,2	255,0	81,2	181,6	-7,8	0,0	cisaillement
		2L	SB S1 2L	403,6	267,2	81,2	181,6	4,4	1,7	cisaillement
S2		0L	SB S2 0L	445,7	295,1	81,2	213,8	0,0	0,0	flexion
		1L	SB S2 1L	467,3	309,4	81,2	213,8	14,3	4,8	flexion
		2L	SB S2 2L	448,9	297,2	81,2	213,8	2,1	0,7	flexion

moyenne), alors que dans les spécimens élancés, aucun gain n'est enregistré. Ce résultat montre que la présence de l'acier transversal influe sur la contribution du FRP. En ce qui concerne l'influence de l'épaisseur du renfort en CFRP sur le gain en résistance, l'ajout d'une seconde nappe de FRP (0.5L à 1L ou 1L à 2L), ce qui revient à doubler l'épaisseur, ne s'accompagne pas d'une hausse proportionnelle de la contribution du renfort. Pour les spécimens de la série SB-S0, par exemple, les gains sont passés de 26.1% (SB-S0-.5L), à 47.7% (SB-S0-1L), à 49.8% (SB-S0-2L). Autrement dit, le gain n'est pas proportionnel à l'épaisseur du renfort, et plus précisément sa rigidité. En effet, celui-ci peut être plafonné soit en raison d'un décollement prématuré du renfort en FRP,

comme l'observe Triantafillou (1998), soit en raison de l'écrasement du béton. Dans le cadre de cette recherche, la rupture s'est produite par écrasement du béton. Par conséquent, le gain en résistance dû au FRP est plafonné relativement à la résistance en béton, et non à la rigidité du renfort.

L'essai sur le spécimen profond DB-S1-0.5L a dû être interrompu en raison d'un léger excentrement du chargement, lequel s'est manifesté à un niveau de chargement assez élevé. Comparant ce niveau aux charges ultimes correspondant aux autres spécimens de la série, on peut penser qu'il n'est pas loin de la charge ultime.

### 5.3 Flèche et gain en rigidité

Les courbes Effort-flèche expriment sous forme graphique les résultats obtenus en termes de charge de rupture, de flèche et de mode de rupture (*ductile* versus *fragile*). Également, elles permettent de suivre le comportement du spécimen pendant les différentes phases de chargement jusqu'à la ruine, notamment en ce qui concerne la perte de rigidité, consécutive à la fissuration. Dans le tableau X, on donne les valeurs des flèches maximales obtenues à la rupture. Ces flèches sont mesurées à mi-portée et au droit du point d'application de la charge. La présentation des courbes Effort-flèche et leur interprétation se fera en considérant, successivement, les séries suivantes : (a) spécimens sans étriers (Série S0); (b) spécimens avec étriers espacés de  $s=d/2$  (Série S1); et enfin (c) les spécimens avec étriers espacés de  $s=d/4$  (Série S2).

#### 5.3.1 Spécimens sans étriers – Série S0

La figure 49 présente les variations de l'effort tranchant en fonction de la flèche mesurée à mi-portée pour les spécimens de la série S0. Sur cette figure, on distingue deux lots de courbes correspondant, chacun, à un type de poutre : profond versus élancé. L'évolution de la flèche, quasi linéaire dans la plupart des cas, est typique d'un essai de cisaillement.

Les gains en charge obtenus grâce au renfort en CFRP, de même que la résistance du spécimen témoin, sont plus élevés dans les spécimens profonds. Ces derniers affichent également une rigidité plus grande. Cependant, ils sont plus fragiles. Les flèches maximales atteintes à la rupture sont légèrement plus élevées dans les spécimens profonds. Toutefois, le rapport entre les flèches maximales obtenues dans les spécimens renforcés et témoins est du même ordre, soit 1.6, dans les deux catégories de spécimens (profond et élancé).

Tableau X

## Flèches maximales – Phase I

		Spécimen	Charge rupture $P_r$ (kN)	Résist. totale $V_r$ (kN)	Flèche maximum au droit de la charge (mm)	Flèche maximum à mi-portée (mm)	
Poutres profondes	S0	0L	DB S0 0L	214,4	178,2	2,8	3,0
		0.5L	DB S0 0.5L	322,8	268,2	5,3	5,0
		1L	DB S0 1L	343,6	285,5	4,9	5,1
		2L	DB S0 2L	347,8	289,0	4,7	4,9
	S1	0L	DB S1 0L	389,3	323,5	5,7	5,9
		0.5L	DB S1 0.5L	373,6	310,5	5,9	5,8
		1L	DB S1 1L	427,8	355,5	7,1	7,5
		2L	DB S1 2L	430,5	357,7	6,0	6,8
	S2	0L	DB S2 0L	399,2	331,7	5,5	6,2
		1L	DB S2 1L	468,9	389,7	6,2	7,2
		2L	DB S2 2L	487,1	404,8	7,3	8,0
		Poutres élancées	S0	0L	SB S0 0L	122,7	81,2
0.5L	SB S0 0.5L			154,7	102,4	3,7	3,5
1L	SB S0 1L			181,2	120,0	4,3	4,1
2L	SB S0 2L			183,8	121,7	4,1	4,0
S1	0L		SB S1 0L	397,0	262,8	16,4	15,0
	0.5L		SB S1 0.5L	426,0	282,0	14,8	13,7
	1L		SB S1 1L	385,2	255,0	16,2	14,4
	2L		SB S1 2L	403,6	267,2	15,7	15,2
S2	0L		SB S2 0L	445,7	295,1	38,2	31,6
	1L		SB S2 1L	467,3	309,4	46,6	42,3
	2L		SB S2 2L	448,9	297,2	38,2	33,6

En ce qui concerne les spécimens profonds, de façon spécifique, on peut distinguer trois phases sur les courbes Effort-flèche (Figure 49) :

- la première phase est élastique linéaire. Elle correspond au béton intact non fissuré. Dans cette phase, on constate que les quatre courbes de la série DB restent quasi confondues jusqu'à un effort d'environ  $90 \text{ kN}$ . On peut donc dire qu'au début du chargement, le renforcement en FRP n'a pas d'effet sur la rigidité du spécimen;
- la seconde phase s'accompagne d'une redistribution des efforts, laquelle amorce la contribution des aciers d'armature, mais aussi celle du CFRP, comme on le verra plus loin. L'apparition des fissures et leur progression entraîne également une perte de la rigidité du spécimen. Celle-ci est plus apparente dans le spécimen témoin (DB-S0-0L), dont la courbe Effort-flèche s'écarte du lot au fur et à mesure que l'effort augmente. Le renfort en CFRP semble, quelque peu, influencer la rigidité du spécimen. Aucun gain en rigidité n'est cependant observé lorsqu'on passe d'une demi-nappe (0.5L) de CFRP à deux nappes (2L);
- la propagation rapide des fissures dans les spécimens caractérise la troisième phase qui s'achève avec la rupture de ces derniers. L'absence de palier explique le comportement fragile des spécimens profonds.

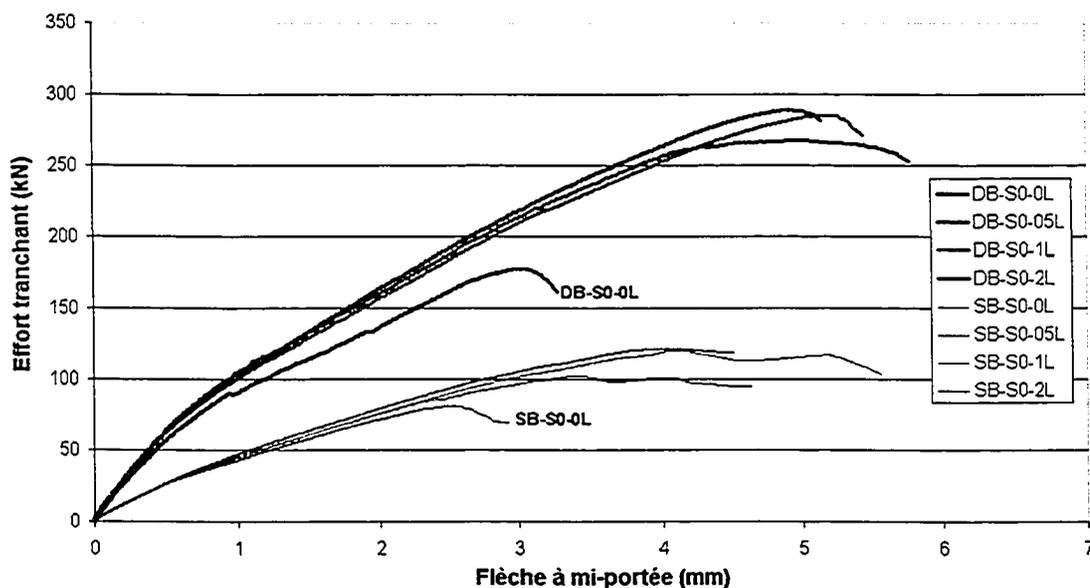


Figure 49 Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S0

Pour les spécimens élancés, l'évolution de la flèche suit les mêmes phases que précédemment (Figure 49) :

- a. la phase élastique linéaire où les courbes quasiment confondues indiquent qu'au début du chargement, la présence du CFRP est sans effet sur la rigidité;
- b. la phase correspondant à la fissuration du béton, et à la mise à contribution de l'acier d'armature et du CFRP dans la reprise des efforts. À  $70 \text{ kN}$ , la courbe correspondant au spécimen témoin s'écarte légèrement du lot pour entamer la troisième phase. Dans les spécimens renforcés, la flèche continue d'augmenter sous charge croissante mais aucun gain en rigidité, relié à la présence du CFRP, n'est cependant observé;
- c. la troisième phase est caractérisée par la propagation rapide des fissures et se termine avec la rupture des spécimens. Les spécimens renforcés y affichent tout de même une certaine déformabilité qui leur assure une rupture moins fragile, comparativement au témoin SB-S0-0L.

### 5.3.2 Spécimens avec étriers – Série S1

La figure 50 rassemble les courbes Effort-flèche correspondant aux différents spécimens de la série S1. Ces courbes, quasi linéaires, se répartissent en deux lots distincts : les courbes correspondant aux spécimens profonds (Série DB) d'un côté et de l'autre, celles qui correspondent aux spécimens élancés (Série SB). Sur ces courbes, on constate ce qui suit :

- a. les spécimens élancés n'enregistrent pas de gain en charge dû à la présence du CFRP. Contrairement aux spécimens profonds où les gains, certes plus modestes comparativement à ceux obtenus dans la série S0, atteignent une moyenne de 10%;
- b. en ce qui concerne la rigidité, celle-ci est nettement plus élevée dans les spécimens profonds. Cependant, l'ajout du renfort en CFRP ne semble pas produire de gain additionnel en rigidité et ce, aussi bien dans la série DB que dans la série SB. En effet, dans chacun des deux lots, les courbes demeurent confondues et ce, jusqu'à des niveaux de chargement relativement élevés. Bien sûr, lorsqu'on examine de près

la courbe correspondant au spécimen SB-S1-0L par exemple, on voit que celle-ci s'écarte du lot à 75 kN, ce qui marque le passage du spécimen à l'état de fissuration. Cet écart est toutefois à peine perceptible;

- c. en ce qui concerne les flèches atteintes à la rupture, elles sont plus élevées dans les spécimens élancés où la moyenne est de l'ordre de 14.6 mm. Dans les spécimens profonds, cette moyenne est de 6.5 mm seulement.

### 5.3.3 Spécimens avec étriers – Série S2

Pour les spécimens de la série S2, les courbes représentant les variations de l'effort en fonction de la flèche sont données à la figure 51. On y retrouve les deux lots distincts, caractérisant chacun une catégorie de poutre : profond versus élancé. Dans le premier lot, les spécimens ont subi une rupture en cisaillement alors que dans le second, la rupture, caractérisée par un long plateau, est en flexion.

Dans les spécimens profonds, le gain en charge dû au FRP est de 17.5% et 22%, pour 1 et 2 couches de CFRP, respectivement. En revanche, on ne constate pas de gain en rigidité. En effet, on peut voir que dans la phase élastique, la courbe de DB-S2-0L se mêle totalement aux courbes correspondant aux spécimens renforcés. Ceci confirme, encore une fois, le fait que le renfort n'a pas d'effet sur la rigidité au début du chargement. À partir de 85 kN, la courbe en question s'écarte très légèrement des deux autres, mais ceci ne peut, pour autant, être considéré comme gain en rigidité. Comme dans la série S1, celui-ci reste négligeable.

Les spécimens élancés de cette série ont subi une rupture en flexion. D'autre part, aucun gain en charge n'est enregistré. Par contre, l'ajout de couches de CFRP semble influencer la rigidité des spécimens. Sur la figure 51, on peut noter un certain écart entre la courbe de SB-S2-0L et celles correspondant aux spécimens renforcés SB S2 1L et SB-

S2-2L. Mais, on peut penser aussi que ce gain est plutôt dû au CFRP situé dans la zone tendue en flexion et non à la partie du renfort collé sur les faces latérales de la poutre.

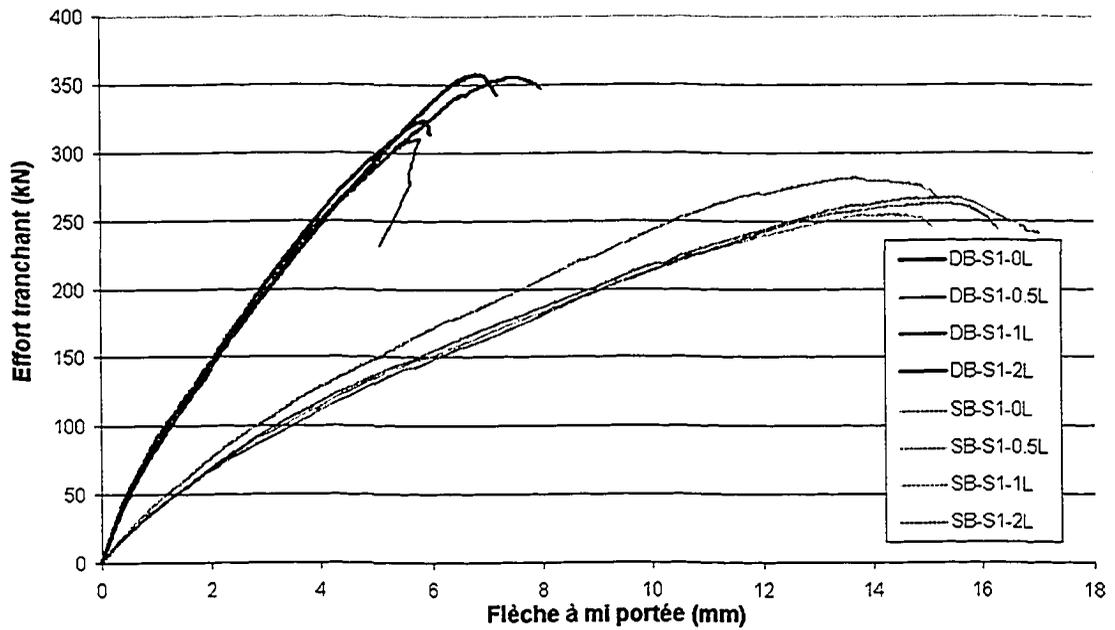


Figure 50 Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S1

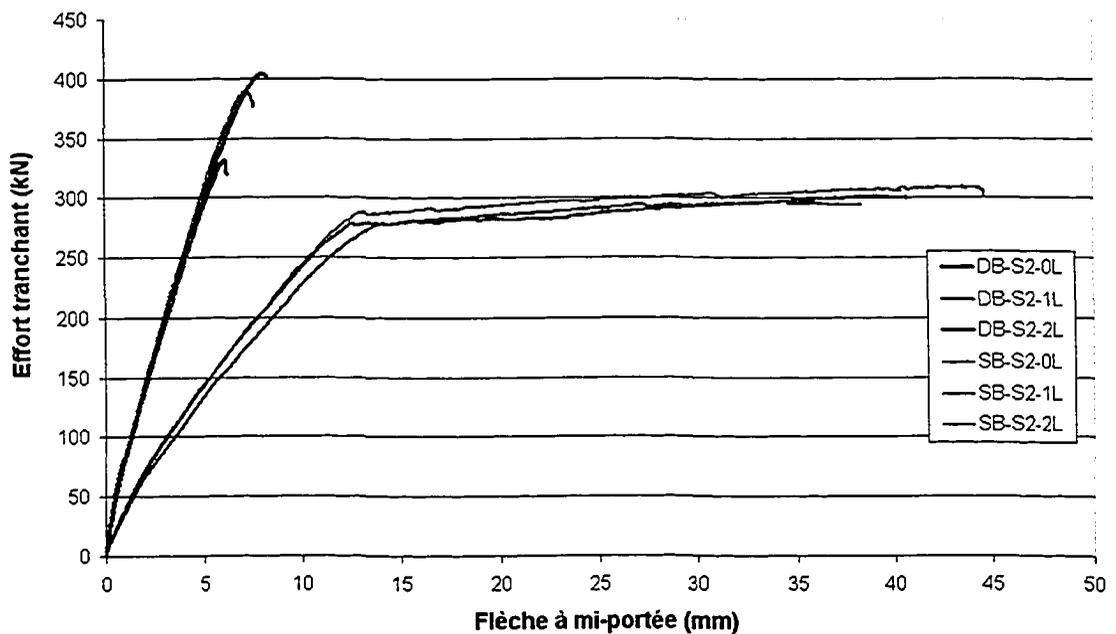


Figure 51 Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S2

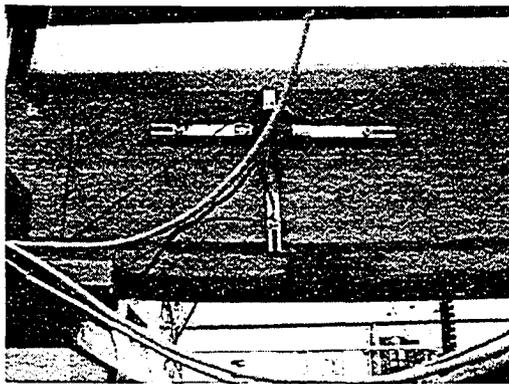
## 5.4 Fissuration et modes de rupture

Ce paragraphe décrit de façon concise la réponse *visible* des spécimens pendant le déroulement des essais, depuis l'apparition des premières fissures jusqu'à la rupture. La description des modes de rupture survenus est faite en bloc. En revanche, et dans un souci de clarté, la fissuration observée est décrite en considérant, successivement, les spécimens profonds, avec et sans renfort en CFRP, puis les spécimens élancés, avec et sans renfort en CFRP, respectivement.

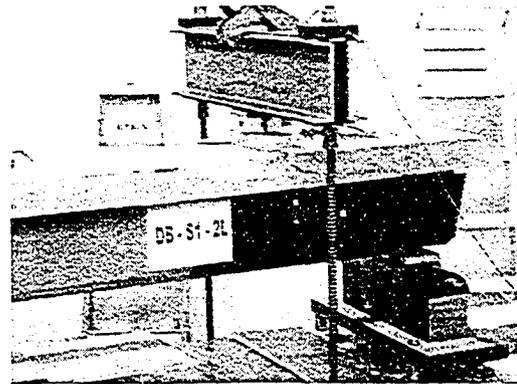
### 5.4.1 Modes de rupture

Les spécimens testés ont tous rompu en cisaillement, à l'exception de ceux appartenant à la série SB-S2 qui ont subi une rupture en flexion (Tableau IX). Aucun décollement ou délamination prématurés ou encore fracture du renfort en CFRP n'ont été observés pendant les essais. La rupture en cisaillement, survenue par écrasement du béton, se manifestait par la progression d'une large fissure dans la table de compression. Concernant la rupture en flexion, on a assisté à la formation d'une rotule plastique dans la zone du moment maximum, suivie, à un niveau élevé de déformabilité, de l'écrasement du béton dans la table de compression (Figure 52).

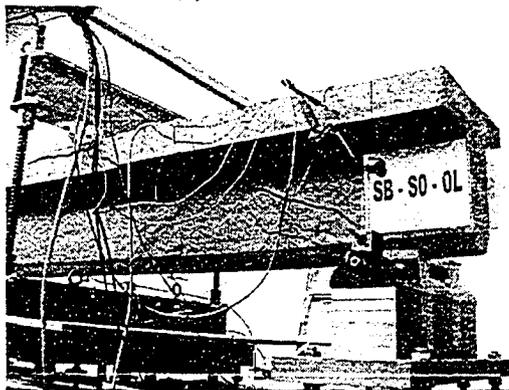
Après le déchargement des spécimens, des modes de rupture secondaires se sont parfois produits. Dans les spécimens témoins, par exemple, la rupture s'est poursuivie avec l'apparition soudaine de fissures oblique dans la zone d'ancrage (Figure 53). Cette apparition s'accompagnait, dans certains cas, d'une ruine particulièrement spectaculaire, intervenant par séparation d'une partie du béton de la zone d'ancrage. Dans les spécimens renforcés, l'on a assisté à un décollement ou à une délamination du CFRP, localisés toutefois dans la zone d'ancrage de l'armature longitudinale. Le type d'ancrage choisi, un ancrage par crochet renforcé d'épingles, pourrait expliquer ces séquences post rupture. En effet, un ancrage de longueur au moins équivalente, mais droit, aurait permis



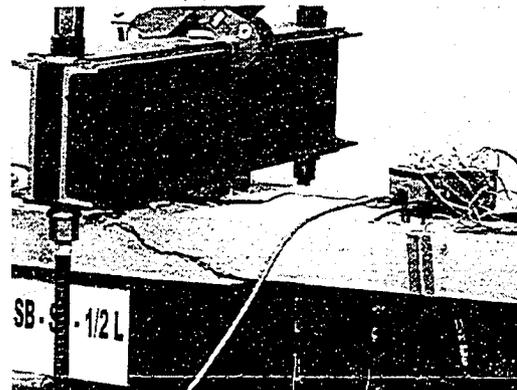
(a) DB-S1-0L



(b) DB-S1-2L



(c) SB-S0-0L



(d) SB-S0-2L



(e) SB-S2-0L



(f) SB-S2-1L

Figure 52 Modes de rupture

d'absorber, de manière moins brutale, la quantité d'énergie transmise par la bielle de béton à l'acier longitudinal au moment de la rupture. Les tests conduits dans la phase 2 du programme expérimental confirment cette explication (voir chapitre 6). Dans le cas particulier de SB-S1-0.5L, sur l'une des faces latérales, près de l'appui, le renfort en CFRP a subi, après la rupture, une déchirure droite qui s'étend verticalement sur une dizaine de centimètres. Elle est accompagnée de délamination. Sur l'autre face, on constate une distorsion du CFRP. Ceci dénote de l'intensité d'énergie dégagée par le béton, confiné alors par le renfort en CFRP. Une autre déchirure du CFRP, localisée celle-ci autour du chanfrein, à mi-portée entre l'appui et la charge, est également constatée. Elle est certainement due à des concentrations de contraintes développées à cet endroit. Notons enfin qu'il s'agit d'un spécimen dont la rigidité du CFRP est relativement faible (0.5 L), ayant atteint un niveau de charge assez élevé, soit 282 kN.

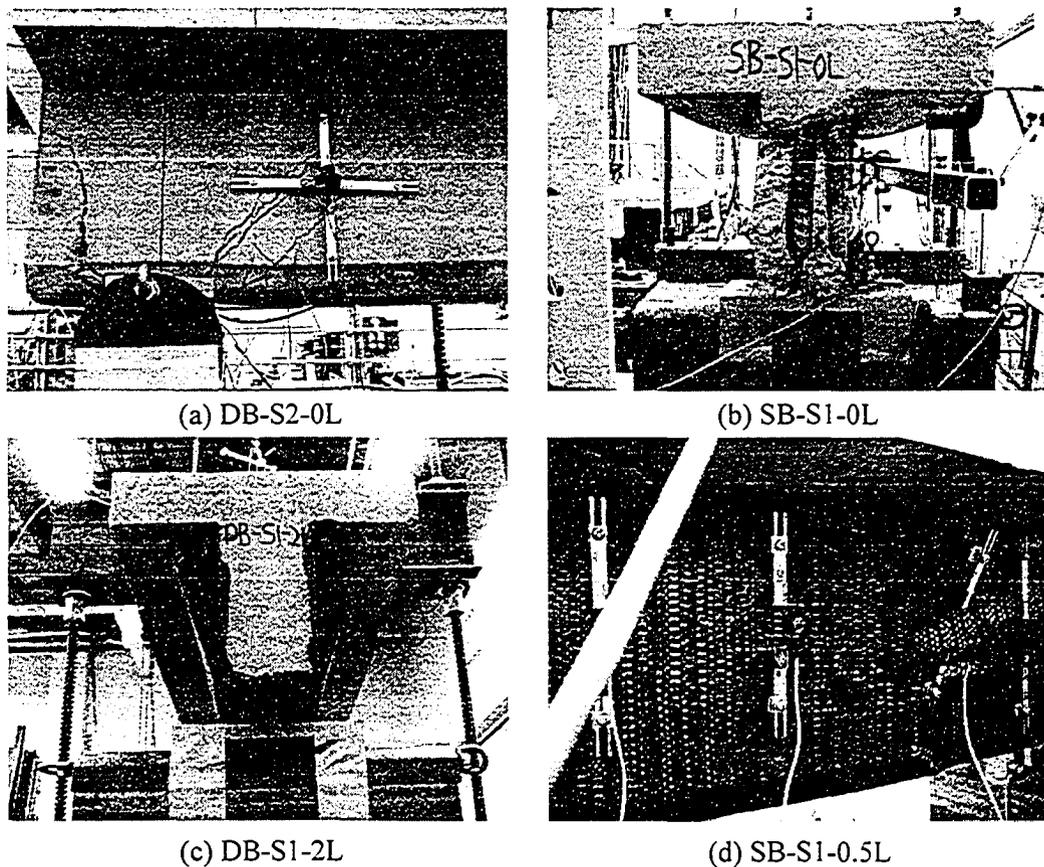


Figure 53 Modes de rupture secondaires

Dans les spécimens où le renfort est relativement plus rigide (1L et 2L), ce phénomène s'est manifesté par une expansion du béton situé dans le champ des fissures diagonales. En procédant au retrait du renfort, nous avons alors pu constater que le béton situé dans cette zone-là était totalement pulvérisé (Figure 54).

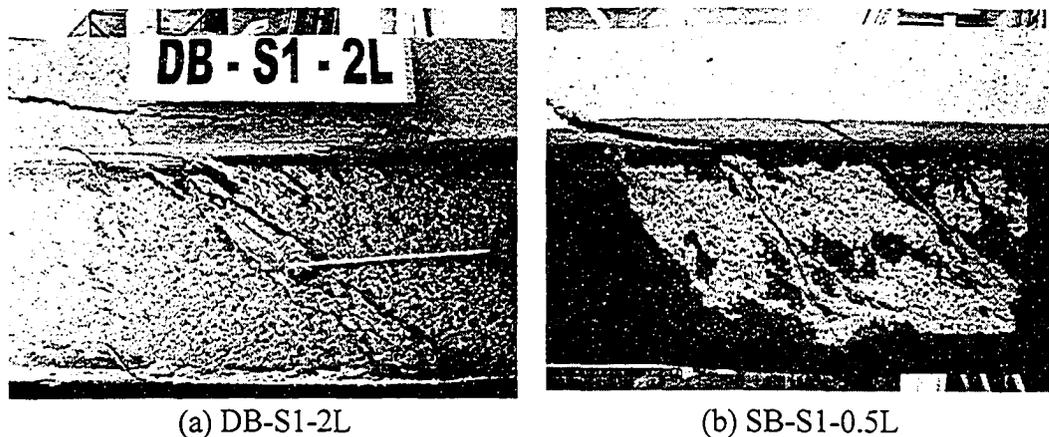


Figure 54 État du béton après rupture

## 5.4.2 Fissuration

### 5.4.2.1 Poutres profondes sans renfort en CFRP

Cette série regroupe les spécimens suivants : DB-S0-0L, DB-S1-0L et DB-S2-0L. Dans DB-S0-0L, la fissuration est constatée sous un effort de 85 kN environ. Il s'agit d'une fissure unique, inclinée suivant la direction qui relie l'appui à la zone de chargement (Figure 55-a); ce qui est typique d'un comportement de poutre profonde. Aucune fissure de flexion précédant son apparition n'est constatée. Au fur et à mesure que la charge augmente, la fissure se développe, simultanément, vers l'appui et vers la table de compression et s'élargit. Dans les spécimens contenant des étriers (DB-S1-0L et DB-S2-0L), la première fissure diagonale est constatée entre 75 kN et 80 kN, respectivement. Mais contrairement à DB-S0-0L, on constate que pour cette catégorie de spécimens,

d'autres fissures obliques, moins importantes, apparaissent parallèlement à la fissure principale (Figure 55-b). La charge ultime est atteinte avec la propagation de la fissure principale dans la table de compression. L'angle d'inclinaison de la fissure est en moyenne de  $36^\circ$  pour tous les spécimens de cette série, ce qui permet de dire que la présence de l'acier transversal n'influe pas sur l'angle d'inclinaison des fissures dans les spécimens profonds.

#### **5.4.2.2 Poutres profondes avec renfort en CFRP**

Il s'agit des spécimens profonds (Série DB), avec ou sans acier transversal (S0, S1, S2), renforcés à l'aide de CFRP, suivant différentes épaisseurs (0.5L, 1L et 2L). La configuration du renfort en CFRP utilisé – une configuration en U, continue – empêche, hélas, de suivre de visu l'évolution de la fissuration pendant l'essai, excepté dans la phase finale, où les fissures se manifestent dans la table de compression. Cependant, on peut, grâce au système d'acquisition des données, suivre en temps réel les changements subis par les spécimens. Ces changements, qui touchent aussi bien leur comportement global (exemple, perte de rigidité) que celui de leurs constituants (exemple, plastification de l'acier), sont bien sûr reliés au développement de la fissuration pendant les différentes phases du chargement. Également, certains de ces changements, l'inflexion observée sur la courbe Effort-flèche par exemple, sont, parfois, suivis de craquements dans le renfort en CFRP, difficiles cependant à localiser sur le spécimen mis à l'essai. Ces craquements sont un indicateur de la progression des fissures et de la participation du renfort en CFRP à la reprise des efforts. Pour DB-S1-2L, par exemple, les premiers craquements sont entendus à 250 kN. Lorsque la fissuration apparaît dans la table de compression, la charge appliquée dépasse déjà 95% de sa valeur ultime. Son apparition dans la table vient, d'une certaine façon, annoncer la rupture du spécimen. Les fissures progressent ensuite très vite jusqu'à la rupture.

L'examen des spécimens après l'essai permet de constater une expansion du béton situé dans le champ des fissures. Pour apprécier, de visu, l'état du béton et faire un relevé du patron de fissures résultant, nous avons procédé, non sans difficultés, au retrait du renfort en CFRP collé dans cette zone (Figures 55-c et 55-d). On a alors constaté ce qui suit : (a) le béton est totalement pulvérisé. Confiné par le renfort en CFRP, il est sujet à un état de contraintes de forte intensité; (b) une fissure oblique principale relie la zone d'appui à la zone de chargement. Cette fissure n'est pas toujours unique. Des fissures obliques, de moindre importance, sont parfois constatées aussi; (c) l'angle d'inclinaison de la fissure est d'environ  $36^\circ$ . Cet angle n'a donc pas changé après l'ajout du renfort en CFRP.

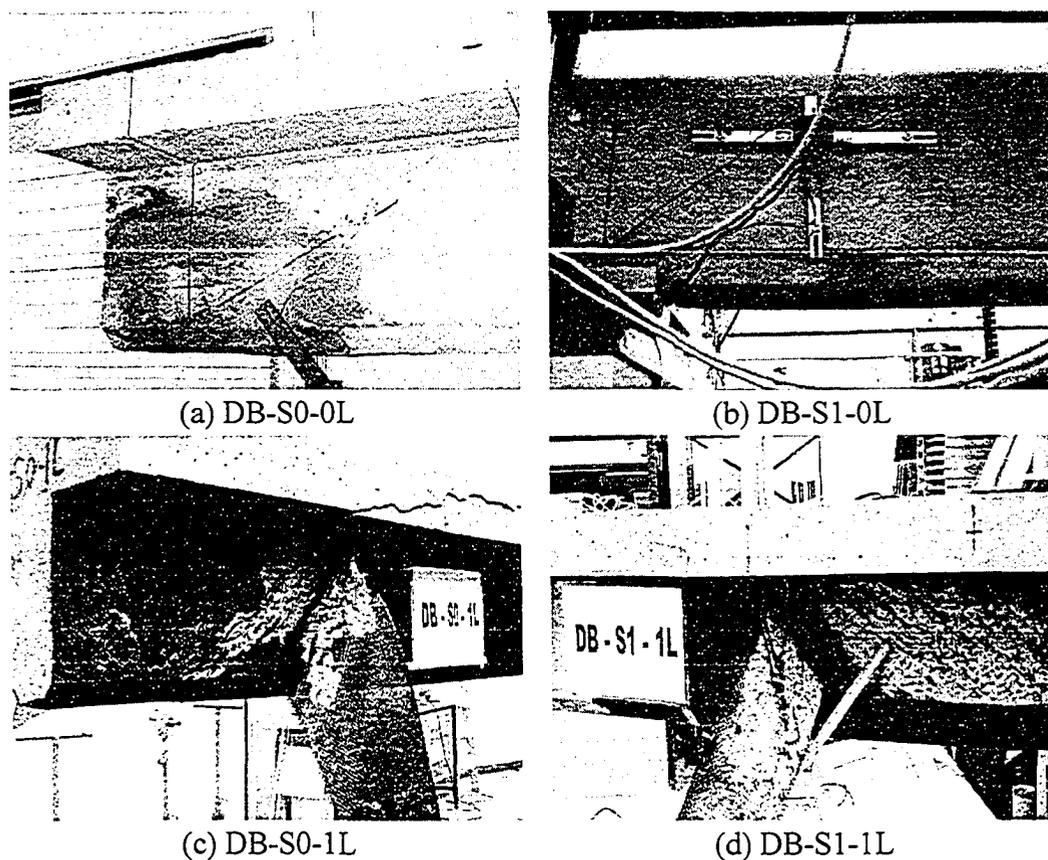


Figure 55 Fissuration dans les spécimens profonds

### 5.4.2.3 Poutres élancées sans renfort en CFRP

Cette série se rapporte aux spécimens élancés SB-S0-0L, SB-S1-0L et SB-S2-0L. Ils sont traités individuellement vu que le faciès de la fissuration obtenue après rupture diffère d'un spécimen à autre.

Dans SB-S0-0L, une première fissure oblique, relativement fine, apparaît subitement à 71 kN environ. Elle est située dans l'âme de la poutre, à mi-distance de l'appui et de la zone de chargement. Très vite, cette première fissure progresse simultanément en direction de la table de compression et de l'appui. La trajectoire empruntée en direction de l'appui est toutefois plus aplatie. Une seconde fissure, initiée près de l'appui sous un effort de 76 kN, prend ensuite le relais (Figure 56-a). Plus large que la première, elle progresse, à son tour, rapidement en direction de la table de compression. À la rupture, on la voit clairement progresser dans la table. Il s'agit, de toute évidence, de la fissure principale ayant entraîné la rupture du spécimen. Elle fait un angle de  $24^\circ$  par rapport à l'horizontale. Aucune fissure de flexion n'a pu être constatée durant l'essai.

Dans SB-S1-0L, les premières fissures apparaissent autour de 40 kN. Il s'agit de fissures de flexion, situées dans la zone du moment maximum. Indépendamment, les fissures diagonales font leur apparition à l'extrémité de la poutre, à partir de 75 kN. Mais au lieu que ce soit une fissure principale unique, comme dans SB S0 0L, la fissuration, dans ce cas, est diffuse et répartie (Figure 56-b). Ce changement dans le patron de fissures s'explique par la présence des étriers. De plus, dans SB-S0-0L, l'effort correspondant à l'apparition des fissures diagonales représente plus de 85% de l'effort de rupture. Dans SB-S1-0L, cet effort est d'à peine 30%. Ceci montre qu'en présence de l'armature transversale, la résistance en cisaillement augmente – et de beaucoup – même après l'apparition des fissures diagonales. Mais, en même temps, on note aussi que cette présence n'a pas retardé l'apparition des fissures diagonales. À mesure que la charge augmente, les fissures obliques déjà en place s'élargissent. D'autres fissures obliques

apparaissent dans le prolongement des fissures de flexion, notamment dans la zone du moment maximum. Lorsque la fissuration apparaît dans la table de compression, l'effort a presque atteint sa valeur ultime, qui est de 263 kN. L'angle d'inclinaison a sensiblement augmenté, comparativement à SB-S0-0L. Il est passé de 24° à 38°.

Le spécimen SB-S2-0L a subi une rupture en flexion. Contrairement aux deux précédents. Les premières fissures apparaissent dans la zone du moment maximum, autour de 42 kN. Il s'agit, bien entendu, de fissures de flexion qui, à mesure que la charge augmente, vont se propager en direction de l'appui. Autour de 95 kN, des fissures diagonales font leur apparition dans le prolongement des fissures de flexion. Comme dans SB-S1-0L, la fissuration est très diffuse et répartie. Plus la charge augmente et plus larges sont les fissures. On constate aussi que d'autres fissures, surtout de flexion, font également leur apparition. Les fissures diagonales se stabilisent autour de 275 kN, alors que les fissures de flexion se concentrent davantage dans la zone du moment maximum (Figure 56-c). De plus en plus larges, ces fissures progressent droit vers la table. La rupture étant ductile, les fissures s'élargissent encore davantage et leur progression en direction de la table est rapide. Un début d'écrasement du béton y est constaté à 295 kN. L'angle des fissures diagonales est d'environ 40°.

#### **5.4.2.4 Poutres élancées avec renfort en CFRP**

On commence d'abord par traiter le cas des spécimens SB-S0 (0.5L, 1L et 2L) et SB-S1 (0.5L, 1L et 2L), en mentionnant – lorsqu'il y a lieu – les particularités caractérisant le faciès de la fissuration dans chacun d'eux. On passera ensuite aux cas des spécimens SB-S2-1L et SB-S2-2L. Ces deux derniers, comme le spécimen témoin SB-S2-0L, ayant rompu en flexion, sont traités à part.

Les efforts correspondant aux premiers craquements dans le CFRP dépassent ceux à partir desquels les premières fissures apparaissent dans les spécimens témoins. Pour SB-

S1-0.5L, SB-S1-1L, SB-S1-2L, par exemple, elles sont de l'ordre de 115 kN, 125 kN et 140 kN, respectivement. À mesure que la charge augmente, les craquements deviennent plus fréquents. Aucun signe de décollement, même mineur, n'est cependant décelé. La fissuration de la table indique que la rupture est proche. Il s'agit d'une fissure unique qui progresse suivant l'horizontale et s'élargit très vite à l'approche de la rupture. Comme dans les spécimens profonds renforcés de FRP, on observe autour du champ de fissures, notamment dans l'âme de la poutre, une expansion remarquable du béton.

En procédant au retrait du renfort en CFRP, on constate que le béton situé dans le champ des fissures est totalement pulvérisé. Dans les spécimens sans étriers (SB-S0-0.5L, SB-S0-1L, SB-S0-2L), une fissure principale unique apparaît (Figure 56-d). Cette dernière fait un angle d'environ  $22^\circ$ , ce qui est du même ordre que l'angle relevé dans le spécimen témoin SB-S0-0L. En revanche, dans les spécimens contenant des étriers (SB-S1-0.5L, SB-S1-1L, SB-S1-2L), la fissuration, comme dans le spécimen SB-S1-0L, est diffuse (Figure 56-e), avec un angle moyen de la fissure principale d'environ  $38^\circ$ . Par conséquent, on peut dire que, dans les spécimens élancés aussi, l'ajout du renfort en CFRP ne modifie ni le patron des fissures ni l'angle d'inclinaison de la fissure.

Concernant les spécimens SB-S2-1L et SB-S2-2L, c'est dans la partie de la poutre qui n'est pas renforcée, et qui reste accessible à l'observation visuelle pendant le déroulement de l'essai, que nous constatons l'apparition des premières diagonales. Le chargement indique alors 240 kN, ce qui correspond dans cette zone à un effort tranchant d'environ 80 kN. Un effort du même ordre que celui pour lequel sont apparues, dans les autres spécimens, les fissures diagonales en zone de test. Sous charge croissante, d'autres fissures diagonales apparaissent dans le prolongement des fissures de flexion. À mesure que la charge augmente, les fissures en place s'élargissent alors que d'autres, notamment de flexion, prennent naissance. À partir de 280 kN environ, la fissuration se concentre davantage dans la zone du moment maximum. Les fissures de flexion, de plus en plus larges, progressent droit vers la table, provoquant au niveau du

chanfrein une déchirure du renfort de plusieurs centimètres (Figure 56-f). La nature de la rupture permet aux fissures de flexion de progresser et de s'élargir davantage en direction de la table, où l'on constate un début d'écrasement du béton autour de 307 kN dans SB-S2-1L et autour de 297 kN dans SB-S2-2L.

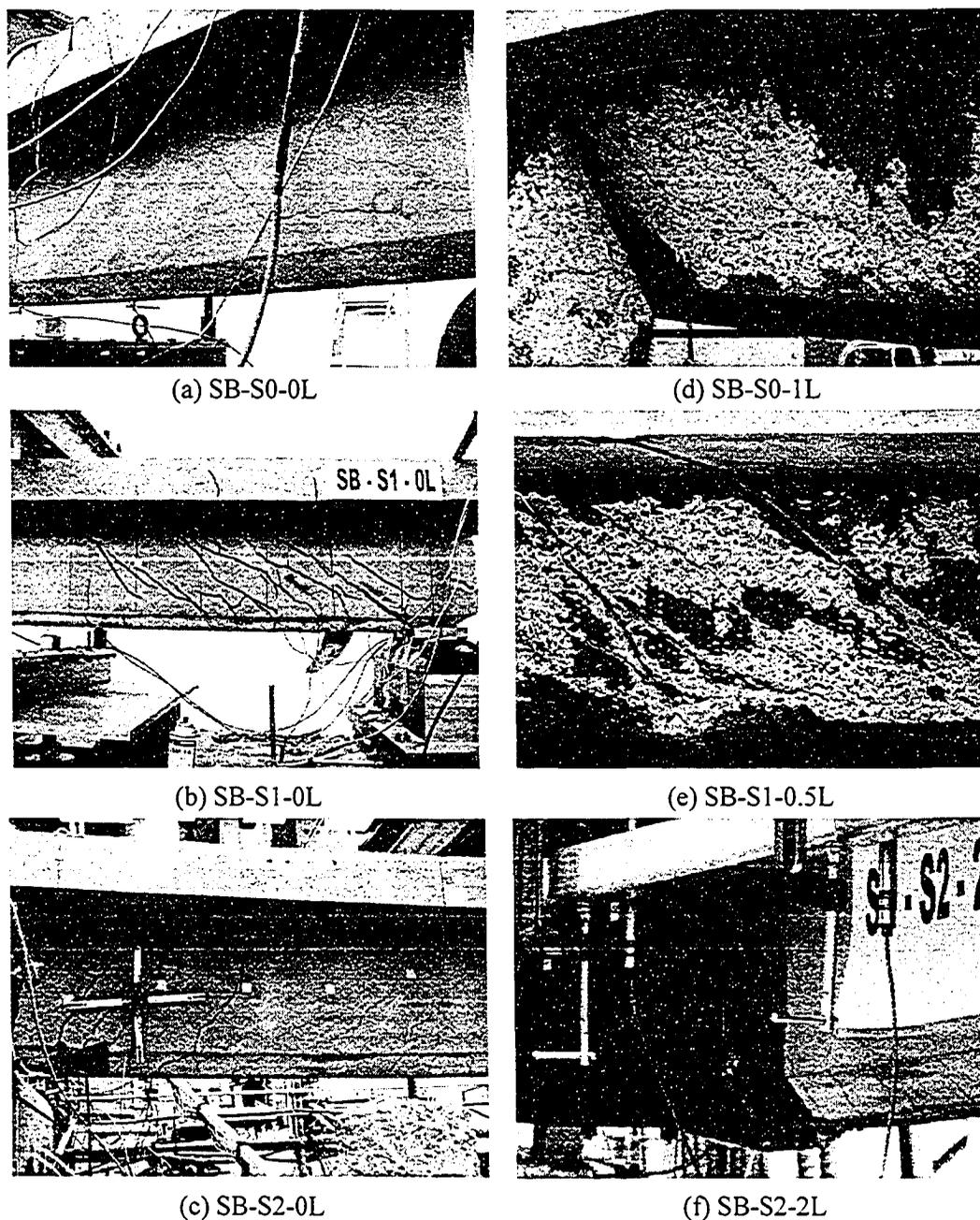


Figure 56 Fissuration dans les spécimens élancés

## 5.5 Analyse des déformations

Cette section est consacrée à l'analyse du comportement du renfort en CFRP, de l'armature transversale, de l'armature longitudinale et du béton, respectivement. Cette analyse repose sur les données recueillies sur les déformations, enregistrées dans les différents constituants. On s'attend à ce que les résultats de cette analyse apportent des éléments de réponse aux nombreuses interrogations posées au chapitre 4. Comment varie la déformation du CFRP en fonction de sa rigidité? Quel lien y a-t-il entre l'acier transversal et le renfort en FRP, en terme de déformation? Comment se traduit l'effet du rapport  $a/d$  sur la déformation du FRP? Ce paragraphe vient aussi compléter les résultats présentés dans les sections précédentes, et qui relèvent plutôt du comportement global des spécimens testés.

Par conséquent, il importait dans cette recherche de consacrer à l'*aspect déformations* une attention toute particulière, tant sur le plan de la qualité des travaux, requise lors de l'installation des instruments de mesure, que sur le plan de la quantité de mesures – pertinentes – à effectuer et ce, en divers points et dans différents constituants (FRP, acier transversal, acier longitudinal et béton). Pour ce qui est de l'installation des instruments, aucune défaillance dans le fonctionnement n'a été relevée pendant le déroulement des essais. En ce qui concerne la quantité de données récoltées, celle-ci est – comme on peut s'y attendre – considérable.

Toutes ces données ont fait l'objet d'analyses et de comparaisons. Malheureusement, il ne sera ni pratique ni pertinent de présenter – dans le cadre de cette thèse – les résultats de ces analyses et comparaisons, dans leur intégralité. Nous en avons donc sélectionné ceux qui – selon nous – sont les plus représentatifs, qui décrivent clairement les phénomènes observés et qui expriment, de façon tangible, les liens qui en découlent.

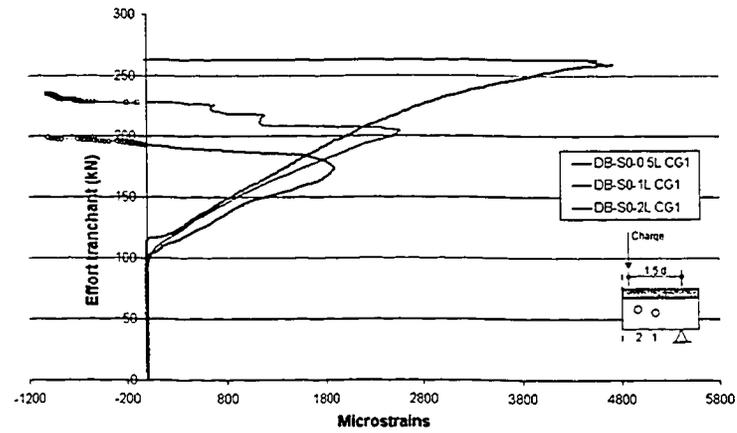
### 5.5.1 Comportement du CFRP

Les déformations enregistrées dans le renfort en CFRP sont analysées en fonction de : (a) l'épaisseur du renfort; (b) le taux d'armature transversale; et (c) le type de spécimen selon qu'il s'agit d'un profond ou d'un élancé.

#### 5.5.1.1 Influence de l'épaisseur du renfort en CFRP

La figure 57 rassemble les courbes Effort-déformation correspondant aux spécimens profonds sans étriers (Figure 57-a), avec étriers espacés de  $s=d/2$  (Figure 57-b) et étriers espacés de  $s=d/4$  (Figure 57-c). Toutes ces courbes affichent, globalement, la même allure et indiquent que le renfort en CFRP passe par trois phases :

- a. dans la première phase, la déformation du CFRP reste nulle au début du chargement. Ceci confirme l'observation faite sur les courbes Effort-flèche; à savoir que la participation du CFRP à la reprise des efforts est nulle au début du chargement;
- b. la déformation est amorcée sous un effort moyen 105 kN environ et augmente sous charge croissante jusqu'à un certain seuil. Ce dernier diffère d'un spécimen à un autre, dépendamment de l'épaisseur du FRP. Dans la série S0 par exemple (Figure 57-a), la déformation est de 4720  $\mu$ strains dans DB S0 .5L, de 2580  $\mu$ strains dans DB S0 1L et de 1900  $\mu$ strains dans DB S0 2L. La déformation du CFRP varie donc de façon inversement proportionnelle à l'épaisseur du renfort;
- c. la déformation commence ensuite à diminuer, parfois de façon brusque. Aucun décollement ou délamination du renfort, même localisé, n'est pourtant décelé. La contribution du CFRP à la résistance continue même d'augmenter puisque la charge augmente. Nous pensons que cette diminution est plutôt reliée à un décollement localisé du renfort en CFRP.



(a) Spécimens sans étriers

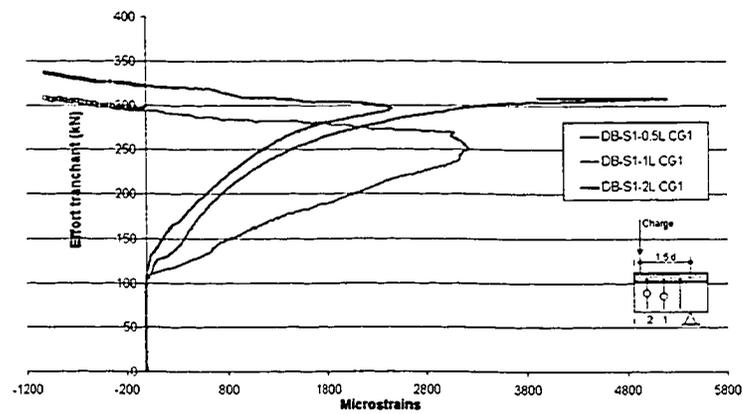
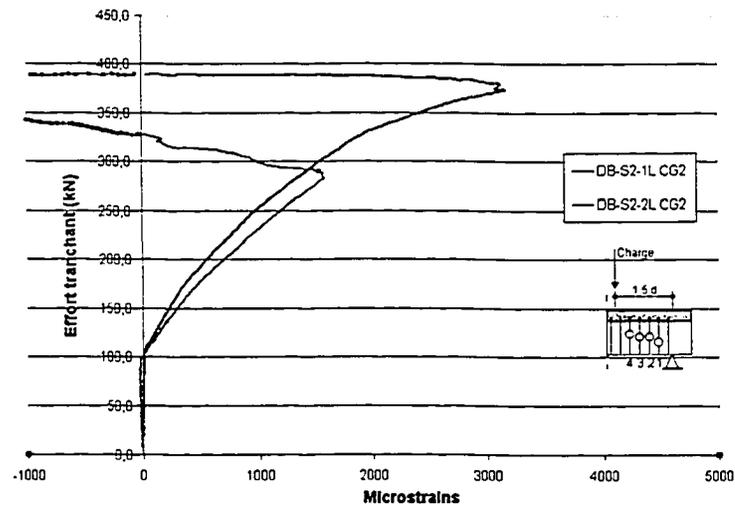
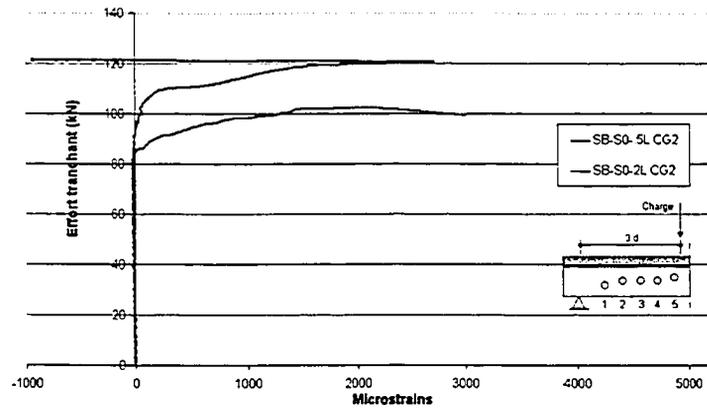
(b) Spécimens avec étriers espacés de  $s=d/2$ (c) Spécimens avec étriers espacés de  $s=d/4$ 

Figure 57 Déformations du CFRP dans les spécimens profonds



(a) Spécimens sans étriers

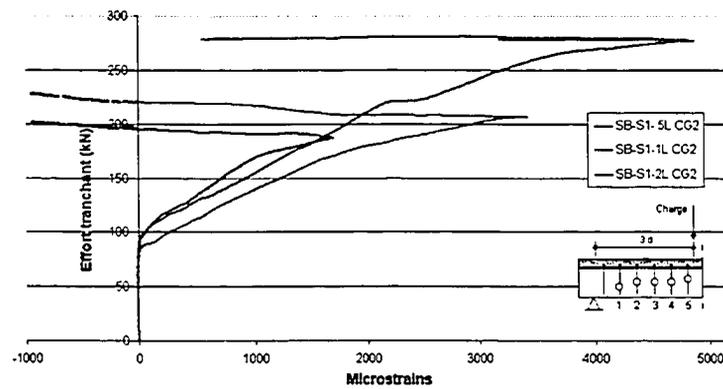
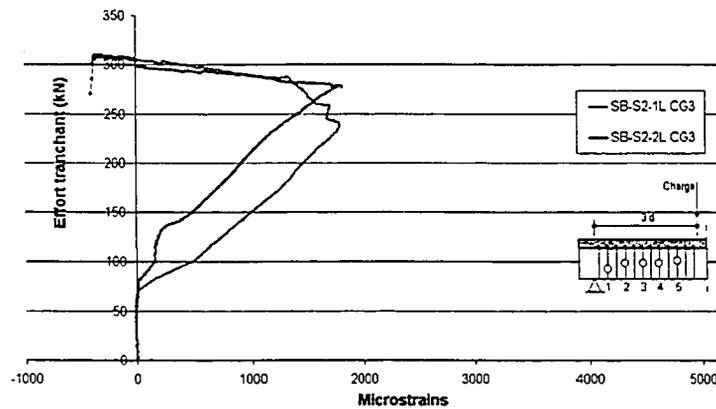
(b) Spécimens avec étriers espacés de  $s=d/2$ (c) Spécimens avec étriers espacés de  $s=d/4$ 

Figure 58 Déformations du CFRP dans les spécimens élancés

Concernant les spécimens élancés, les variations Effort-déformation du CFRP sont représentées par les courbes données à la figure 58. L'allure de ces courbes est identique à celle des courbes correspondant aux spécimens profonds. On y distingue trois phases :

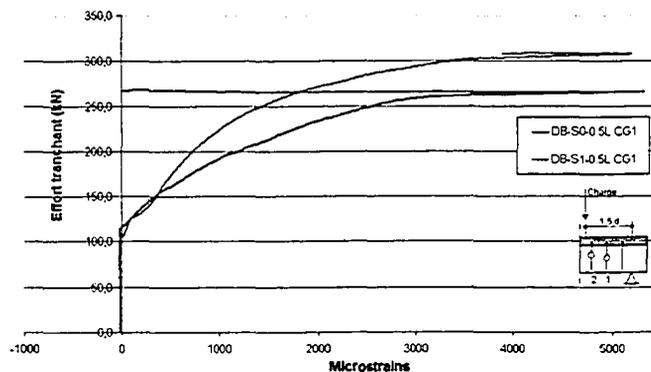
- a. dans la première phase, le renfort en CFRP ne participe pas à la reprise des efforts, au début du chargement. Cette phase se prolonge jusqu'à un effort de 85 kN environ;
- b. la seconde phase est caractérisée par une hausse remarquable de la déformation. Celle-ci atteint des niveaux qui sont, en général, plus élevés lorsque le renfort est de faible épaisseur. Pour la série S1 par exemple (Figure 58-b), la déformation est de 4860  $\mu$ strains dans SB-S1-.5L, de 3420  $\mu$ strains dans SB-S1-1L et de 1690  $\mu$ strains, seulement, dans SB-S1-2L;
- c. puis la déformation mesurée commence à diminuer.

#### **5.5.1.2 Influence du taux d'armature transversal**

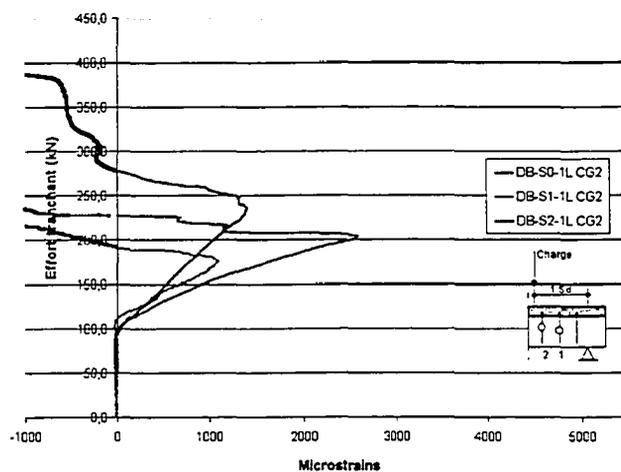
Il s'agit ici de montrer l'influence de l'acier transversal sur le renfort en CFRP en terme de déformation. Pour cela, on compare les courbes Effort-déformation du CFRP correspondant à des spécimens de même catégorie (profond ou élancé), renforcés par le même nombre de couches de CFRP mais ayant des taux d'acier transversal différents (S0 versus S1 versus S2). La figure 59 représente le cas des spécimens profonds. Celui des spécimens élancés est donné dans la figure 60.

Sur les différentes courbes Effort-déformation représentées, aussi bien en ce qui concerne les spécimens profonds qu'élancés, on constate que :

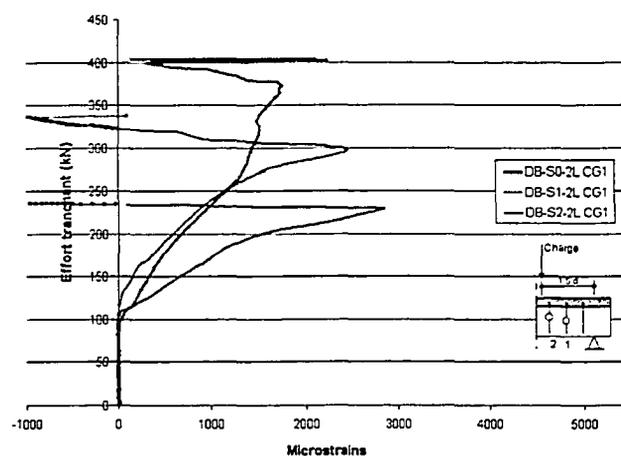
- a. les déformations du FRP varient suivant des taux plus élevés dans les spécimens sans acier transversal;
- b. aucune différence n'apparaît lorsqu'on passe de S1 à S2. Il est vrai, aussi, qu'il s'agit de taux d'acier relativement élevé, ce qui pourrait constituer un plafond à l'influence en question; s'agissant des spécimens de la série SB-S2 (ayant rompu par flexion), les données recueillies à leur sujet doivent être exploitées avec précaution.



(a) Spécimens renforcés avec une demi couche de CFRP



(b) Spécimens renforcés avec une couche de CFRP



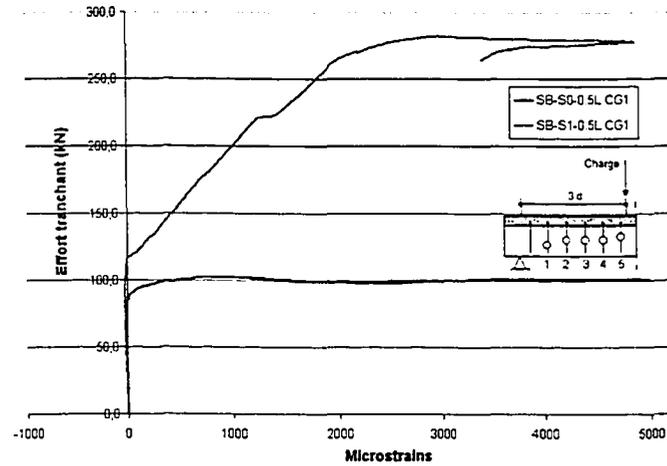
(c) Spécimens renforcés avec deux couches de CFRP

Figure 59 Influence de l'acier transversal sur les déformations du CFRP dans les spécimens profonds

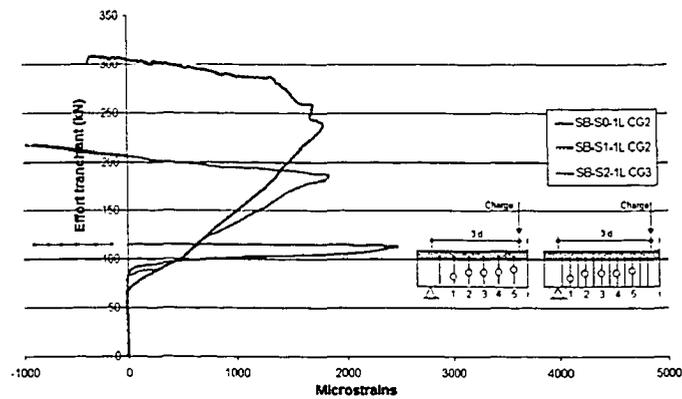
### 5.5.1.3 Influence du rapport $a/d$

L'influence du rapport  $a/d$  sur les déformations du CFRP peut être examinée en comparant les courbes Effort-déformation dans les spécimens profonds et élancés (Figure 61). On fixe, pour cela, les autres variables (nombre de couches de CFRP, taux d'armature transversale). L'examen de ces courbes permet d'observer ce qui suit :

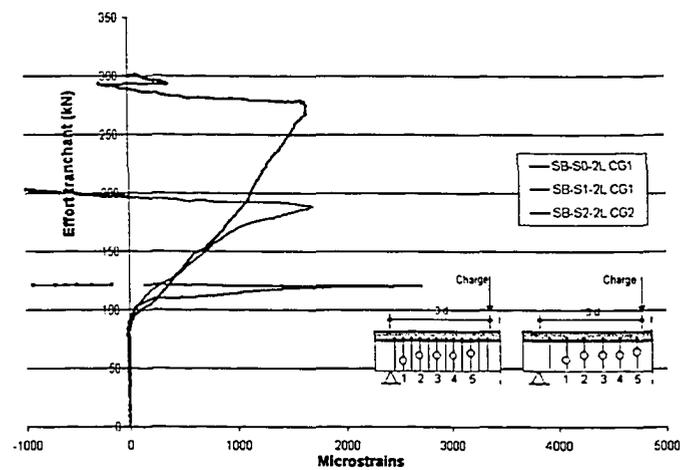
- a. les déformations ont tendance à être plus élevées dans les spécimens élancés, comparativement aux profonds;
- b. dans les spécimens de la série (S0), on constate aussi que les déformations, même si elles sont amorcées à des niveaux de charges de même ordre, augmentent plus vite dans la série SB que dans la série DB;
- c. dans les spécimens de la série S1, les déformations varient sous charge croissante suivant un taux sensiblement identique;
- d. dans les spécimens de la série S2, les déformations enregistrées sont, en général, plus élevées dans les spécimens profonds. Le fait que les spécimens élancés de cette série aient tous subi une rupture en flexion pourrait expliquer ce résultat.



(a) Spécimens renforcés avec une demi couche de CFRP

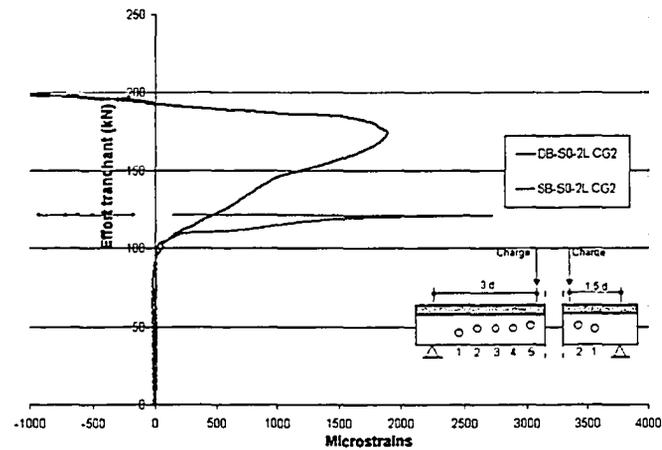


(b) Spécimens renforcés avec une couche de CFRP

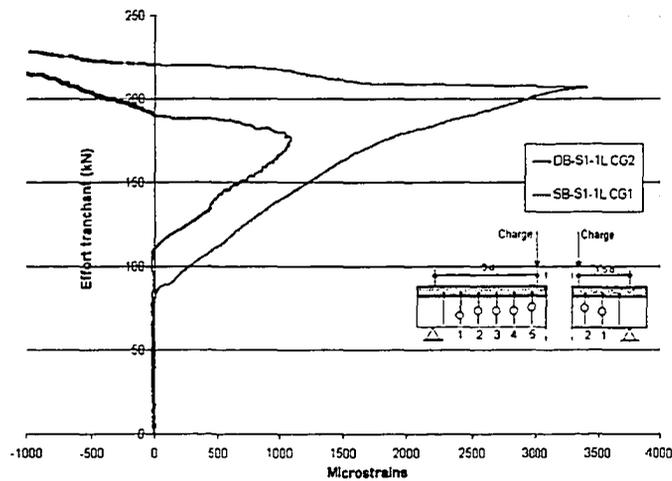
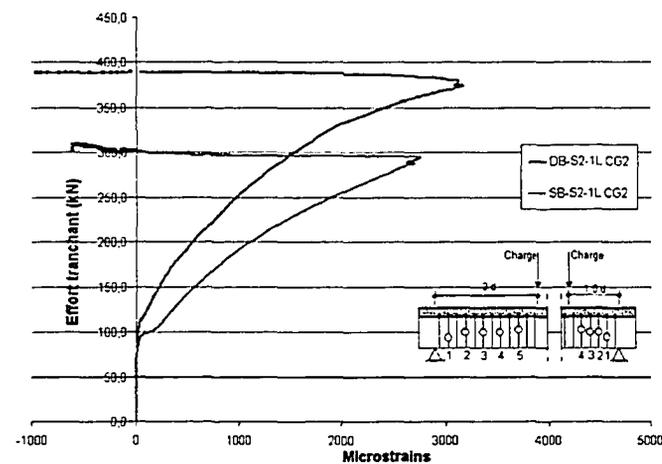


(c) Spécimens renforcés avec deux couches de CFRP

Figure 60 Influence de l'acier transversal sur les déformations du CFRP dans les spécimens élancés



(a) Spécimens sans étriers, renforcés avec deux couches de CFRP

(b) Spécimens avec étriers espacés de  $s=d/2$ , renforcés avec une couche de CFRP(c) Spécimens avec étriers espacés de  $s=d/4$ , renforcés avec une couche de CFRPFigure 61 Influence du rapport  $a/d$  sur les déformations du CFRP

## 5.5.2 Déformations de l'acier transversal

Au paragraphe précédent, nous avons analysé les déformations enregistrées dans le renfort en CFRP. Analysons à présent les déformations enregistrées dans l'acier transversal lorsque varie, successivement : (a) l'épaisseur du renfort en CFRP; (b) le taux d'armature transversale; ou encore (c) le rapport  $a/d$ .

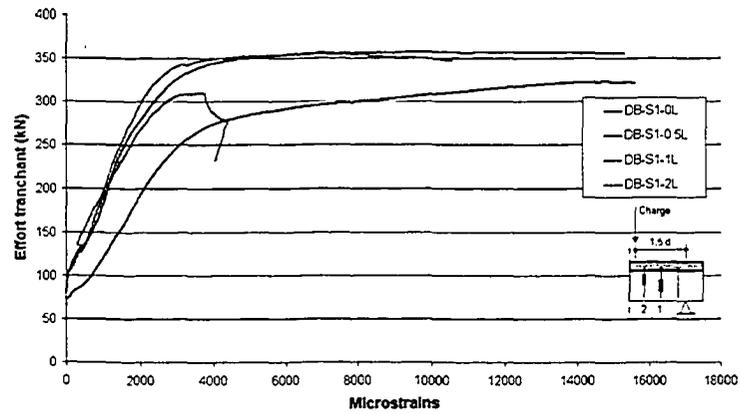
### 5.5.2.1 Influence du renfort en CFRP

La figure 62 rassemble les courbes représentant les variations des déformations de l'acier transversal sous charge croissante pour les spécimens profonds, renforcés avec différentes épaisseurs de CFRP. Sur ces courbes, on peut distinguer trois phases :

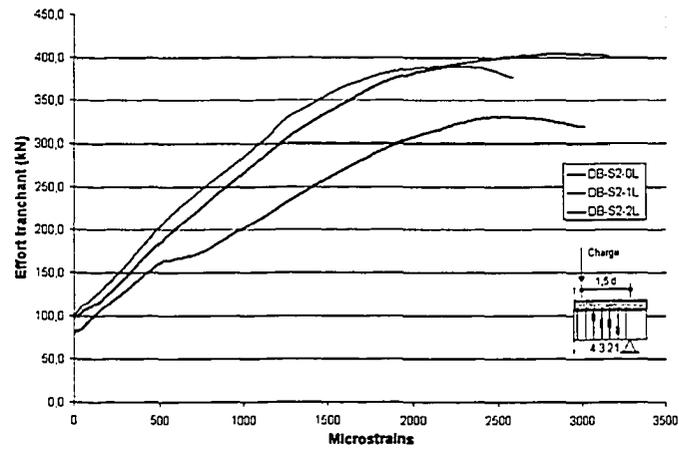
- a. dans la première phase, aucune déformation n'est enregistrée. Ceci signifie que l'acier transversal n'a aucune contribution à la reprise des efforts au début du chargement;
- b. les déformations sont amorcées autour d'un effort de 75 kN pour les spécimens témoins et de 100 kN pour les spécimens renforcés. Elles continuent d'augmenter sous charge croissante jusqu'à atteindre la plastification (Figure 62-a) ou la rupture (Figure 62-c);
- c. la troisième étape concerne les étriers qui ont atteint la plastification. Elle est caractérisée par un palier où les déformations continuent d'augmenter, au-delà de la limite élastique, alors que l'effort reste quasiment constant.

Concernant l'effet du FRP sur les déformations dans l'acier transversal, les courbes présentées montrent que :

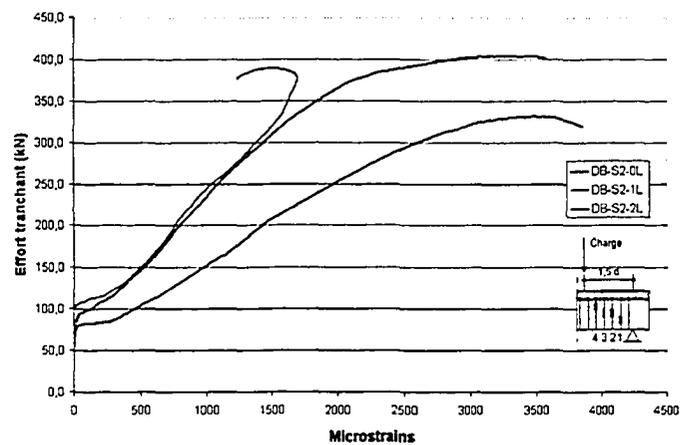
- a. la déformation est amorcée un peu plus tard dans les spécimens renforcés;
- b. à charge égale, les déformations de l'acier transversal sont nettement plus élevées dans les spécimens sans renfort en CFRP, ce qui indique que la présence du FRP soulage sensiblement l'acier transversal;



(a) Spécimens avec acier transversal : série S1, jauge 1



(b) Spécimens avec acier transversal : série S2, jauge 1



(c) Spécimens avec acier transversal : série S2, jauge 2

Figure 62 Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal dans les spécimens profonds

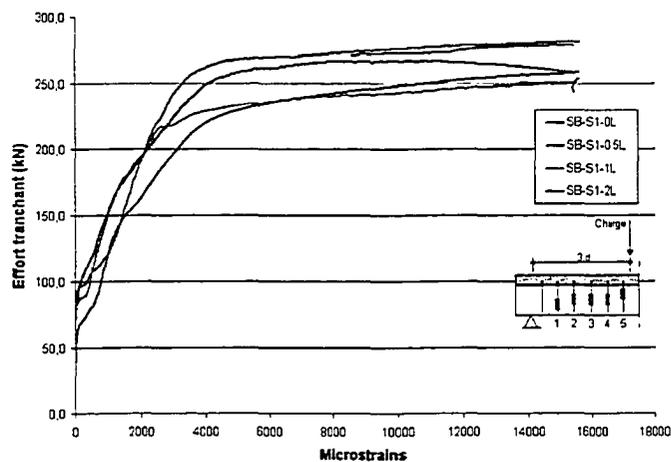
- c. on peut noter aussi que la plastification se produit en premier dans les spécimens sans renfort en CFRP. Cependant, aucun effet *additionnel* de l'épaisseur du CFRP sur les déformations de l'acier transversal n'apparaît sur les courbes lorsqu'on passe d'une demi couche à une ou encore deux couches.

Les spécimens élancés, représentés par les courbes de la figure 63, présentent les mêmes allures. Là aussi, l'acier transversal est plus sollicité dans les spécimens sans CFRP. Des écarts entre les déformations, pouvant atteindre jusqu'à 1000  $\mu$ strains, peuvent être relevés. La plastification y est d'ailleurs atteinte plus tôt. Cet effet est observé même dans la série SB-S2 (Figure 63-c) où une rupture en flexion s'est pourtant produite.

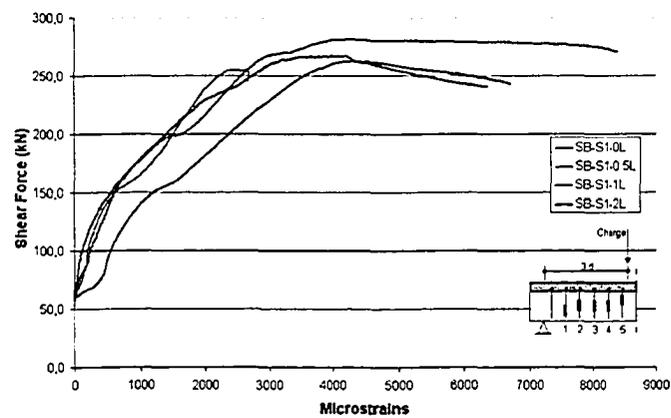
#### 5.5.2.2 Effet de l'espacement (S1 versus S2)

L'espacement des étriers a forcément une influence sur les déformations de l'acier transversal. On peut le voir sur la figure 64, où l'on note, en effet, que les déformations dans l'acier transversal sont plus élevées dans la série S1.

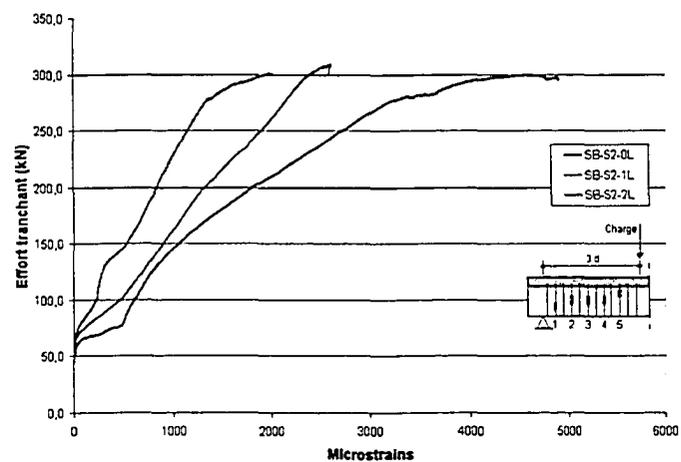
Par ailleurs, les courbes représentées confirment, et à une échelle plus large, que la présence du CFRP influence l'intensité des déformations dans l'acier transversal. Également, l'on constate que la déformation dans l'acier transversal est amorcée en même temps pour les spécimens témoins, indépendamment de leurs taux d'acier transversal respectifs. Il en est de même pour les spécimens renforcés. Dans le cas des spécimens profonds (Figure 64-a), on peut voir que les écarts entre les déformations dans les spécimens témoins et les spécimens renforcés diminuent lorsqu'on passe de la série S1 à S2. Par conséquent, en présence du CFRP, les étriers seraient davantage sollicités lorsque leur espacement diminue. Rappelons à ce propos que le gain en charge dû au CFRP augmente dans la série DB lorsqu'on passe de S1 à S2 et de 1L à 2L.



(a) Spécimens avec acier transversal – Série S1 – Jauge 2



(b) Spécimens avec acier transversal – Série S1 – Jauge 3

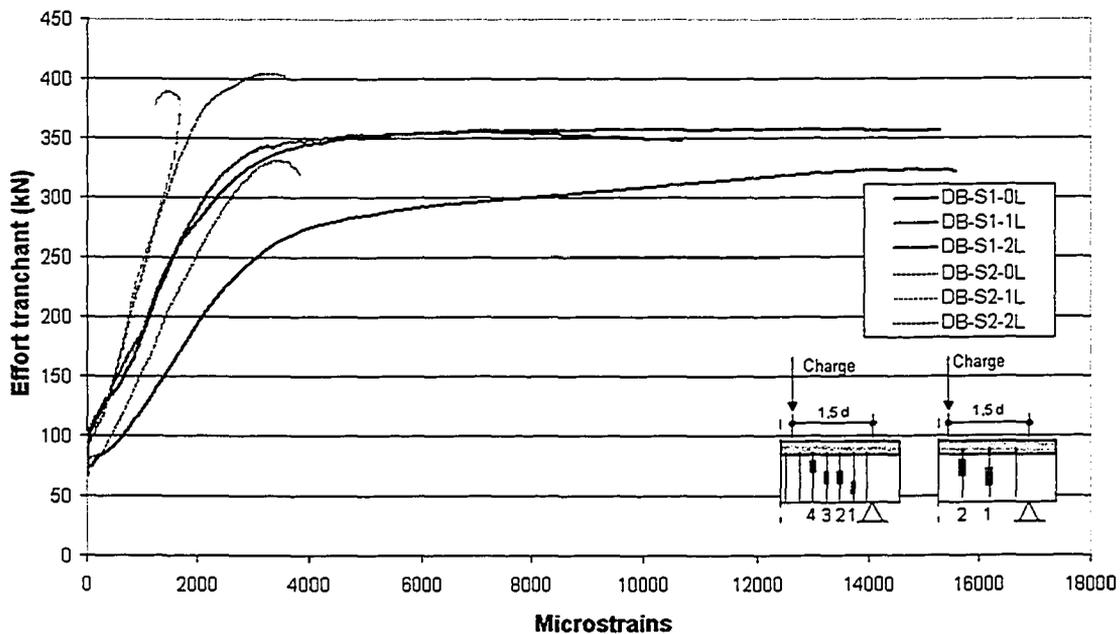


(c) Spécimens avec acier transversal – Série S2 – Jauge 3

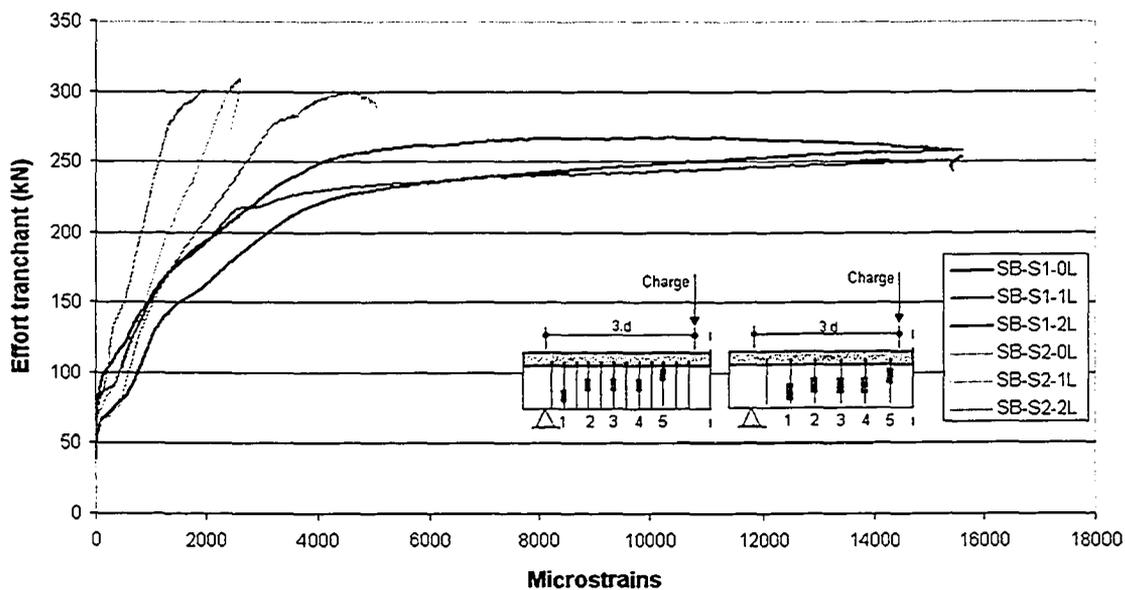
Figure 63 Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal dans les spécimens élancés

### 5.5.2.3 Effet du rapport $a/d$

La figure 65 compare les déformations de l'acier transversal entre les spécimens profonds et élancés. Sur la figure 65-a, on constate que les étriers dans les spécimens élancés sont, en général, plus sollicités. D'autre part, l'écart entre les déformations dans le spécimen témoin et les spécimens renforcés semble plus élevé dans les profonds. Ceci laisse penser que l'influence du CFRP sur l'acier transversal semble plus importante dans les spécimens profonds. En ce qui concerne la série S2, la comparaison conduit à des observations, plus ou moins, identiques. Soulignons le fait que les spécimens élancés de la série S1 n'ont enregistré aucun gain en charge dû au CFRP alors que ceux de la série S2 ont tous rompu en flexion. Il importe donc de confirmer cette observation sur des spécimens élancés à faible taux d'acier transversal, comparativement aux séries S1 et S2.

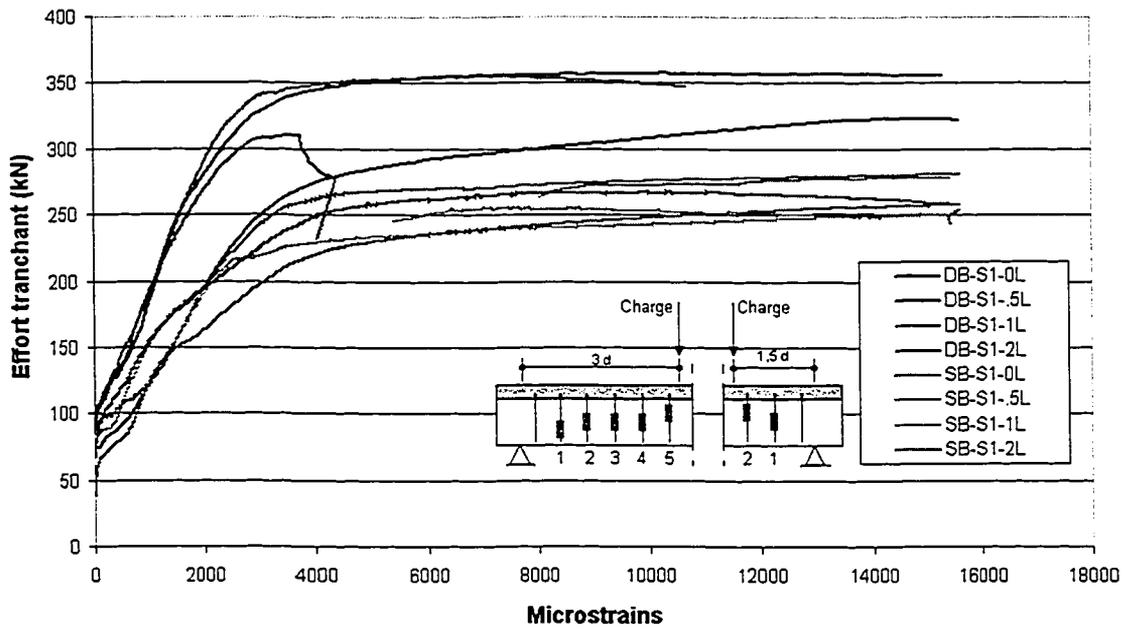


(a) Spécimens profonds : série S1, jauge 1 versus série S2, jauge 2

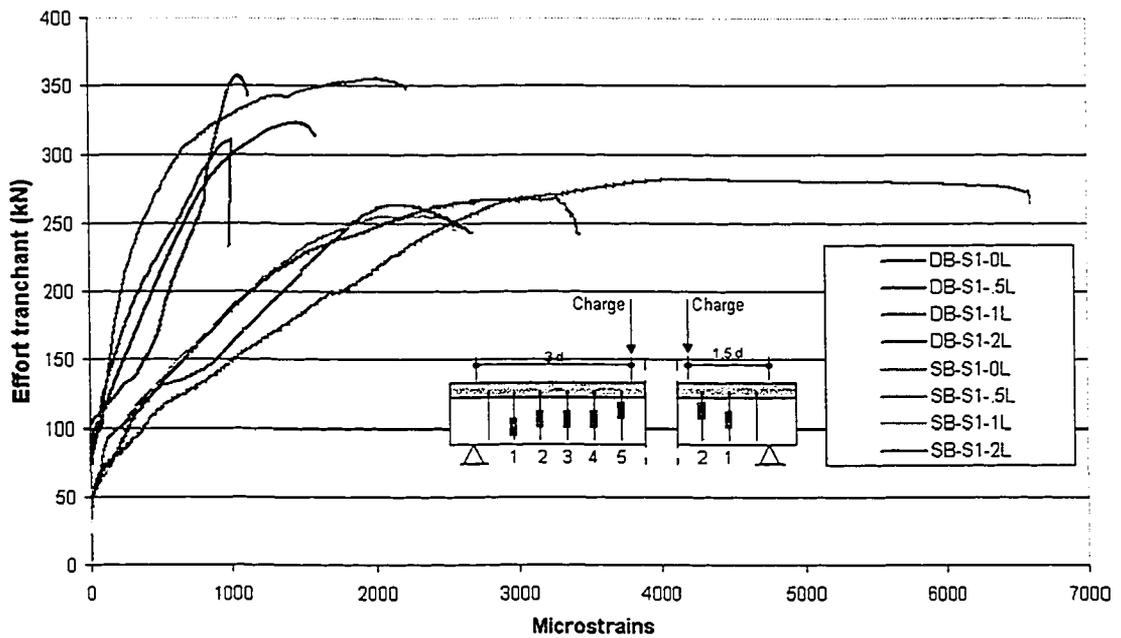


(b) Spécimens élancés : série S1, jauge 2 versus série S2, jauge 3

Figure 64 Influence de l'espacement des étriers sur les déformations de l'acier transversal



(a) Spécimens de la série S1: profonds, jauge 1 versus élancés jauge 2



(b) Spécimens de la série S1: profonds, jauge 2 versus élancés, jauge 4

Figure 65 Influence du rapport  $a/d$  sur les déformations de l'acier transversal

### 5.5.3 Déformations de l'acier longitudinal

Dans ce paragraphe, on s'intéresse au comportement de l'acier longitudinal dans la zone d'application de la charge. Les déformations enregistrées sont analysées en termes d'épaisseur du renfort en CFRP (0L versus 2L) et de type de spécimen (DB versus SB). Est également analysé le comportement de l'acier longitudinal dans la zone d'appui, pour le cas des spécimens élancés. L'analyse est complétée en étudiant le comportement du renfort en CFRP situé dans la face tendue en flexion.

#### 5.5.3.1 Comportement dans la zone d'application de la charge

Les courbes Effort-déformation de l'acier longitudinal sont représentées sur la figure 66. Pour les spécimens profonds (Figure 66-a), on constate que les courbes sont constituées des phases suivantes :

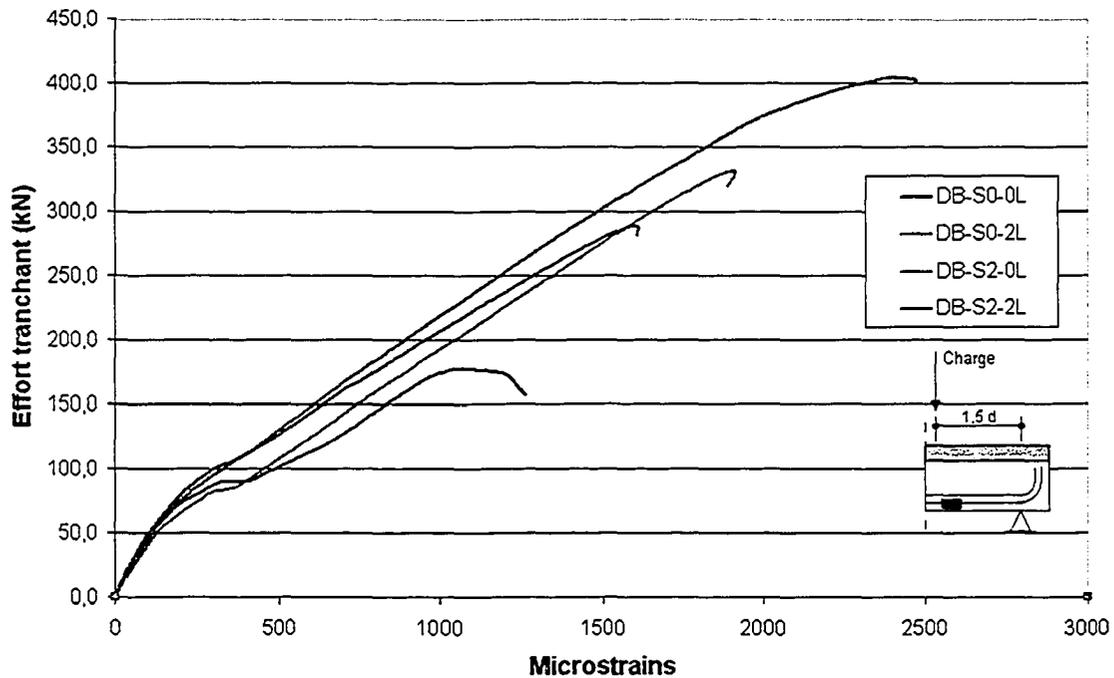
- a. au début du chargement, l'acier longitudinal travaille peu. Confondues au début, les courbes se démêlent au fur et à mesure que la charge augmente. Dans les spécimens sans renfort en CFRP, cette phase s'étend jusqu'à environ 60 kN. Dans les spécimens renforcés, elle est légèrement prolongée. Pour DB-S2-2L par exemple, elle s'étend jusqu'à 70 kN;
- b. le changement de pente qui caractérise les courbes indique le début de la seconde phase. Celle-ci commence avec une augmentation remarquable des déformations alors que l'effort lui varie très peu. Cette étape de transition correspond à une propagation rapide des fissures dans le béton tendu, avant que l'acier n'amorce sa participation effective à la résistance. Puis, on constate que la charge reprend de nouveau sa croissance, suivant une réponse linéaire jusqu'à la rupture. L'acier n'atteint la plastification dans aucun des spécimens instrumentés. Nous pensons qu'il en est de même des autres spécimens puisque leurs propriétés, en ce qui concerne l'épaisseur du renfort en CFRP (0.5L et 1L) et à l'espacement des étriers (S1), sont comprises entre celles des spécimens instrumentés (0L et 2L, S0 et S2).

Concernant l'effet du renfort en CFRP, la présence de ce dernier semble soulager l'acier longitudinal (Figure 66-a). À charge égale, celui-ci paraît plus sollicité dans les spécimens témoins. Un léger écart est également perceptible entre les spécimens des séries S0 et S2. Dans cette dernière (Série S2), l'acier longitudinal paraît en effet un peu moins sollicité.

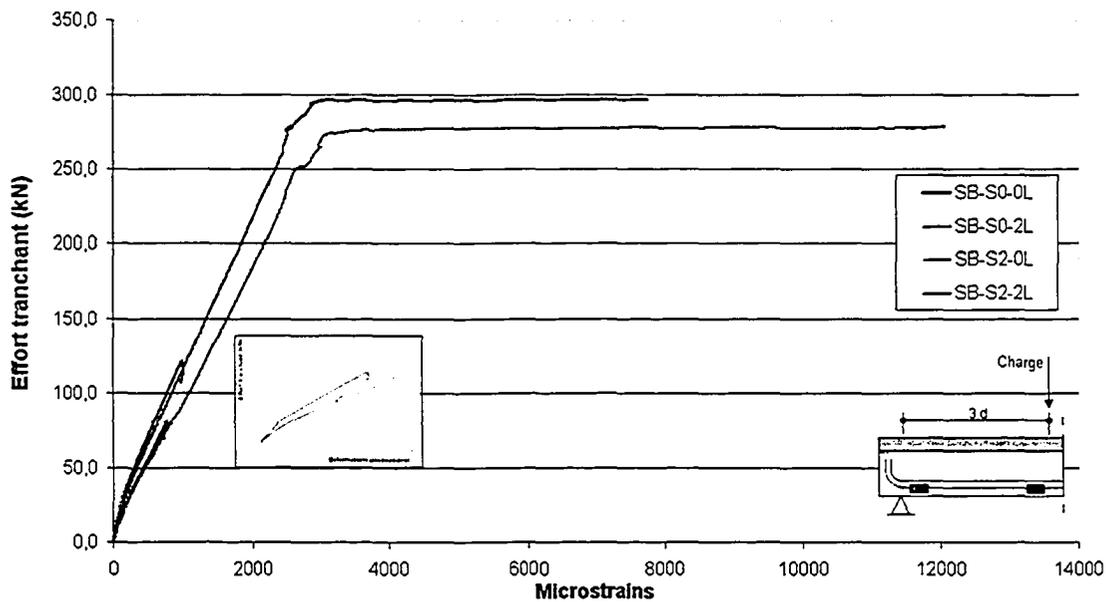
Dans la série des spécimens élancés sans acier transversal (Série S0), l'acier longitudinal affiche un comportement comparable à celui de l'acier longitudinal dans les spécimens profonds (Figure 66-b). À l'inverse, dans la série S2, où les spécimens ont rompu en flexion, la réponse de l'acier fait apparaître, comme on pouvait s'y attendre, une troisième phase. Cette dernière, caractérisée par un long plateau, correspond à la plastification de l'acier longitudinal. Sur la figure 66-b, on peut constater que, là aussi, la présence du renfort en CFRP influe sur le comportement de l'acier longitudinal.

Enfin, la comparaison entre les spécimens profonds et élancés (Figure 67) montre que :

- a. les déformations sont amorcées dans les spécimens élancés d'abord;
- b. dans les poutres sans acier transversal, l'acier longitudinal atteint des niveaux de déformation plus élevés dans les spécimens profonds (Figure 67-a). À l'inverse, dans les poutres contenant de l'acier transversal (Figure 67-b), c'est dans les spécimens élancés que l'acier tendu travaille le plus. Rappelons que dans ce dernier cas, la présence des étriers, suivant un taux relativement élevé, a accru la capacité en cisaillement au dépend de la capacité en flexion. Ce qui a conduit à une rupture en flexion, sollicitant plus intensément l'acier longitudinal;
- c. enfin, dans les poutres sans acier transversal, l'influence du CFRP semble être légèrement plus importante dans les spécimens profonds.

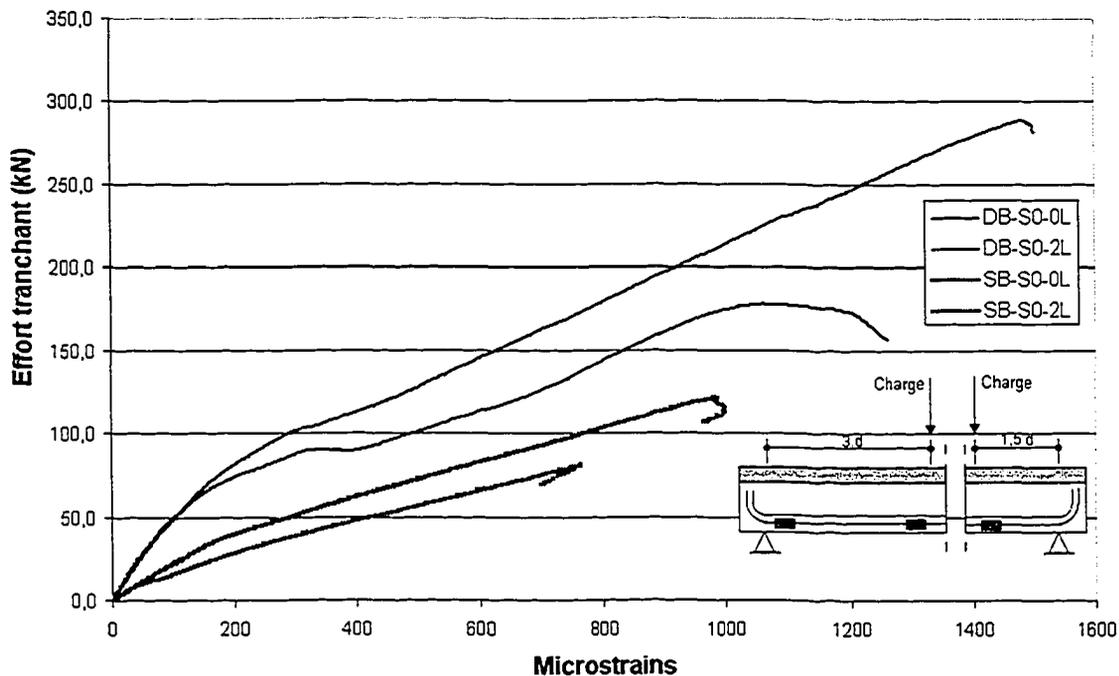


(a) Spécimens profonds avec et sans renfort en CFRP

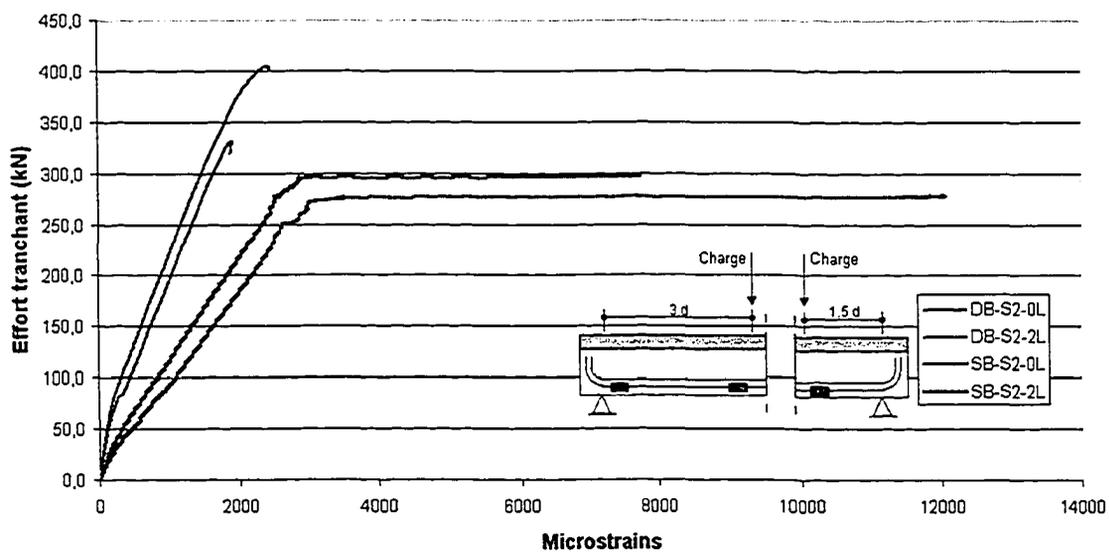


(b) Spécimens élancés avec et sans renfort en CFRP

Figure 66 Influence du CFRP sur les déformations de l'acier longitudinal dans le zone d'application de la charge



(a) Spécimens de la série S0 : profonds versus élancés



(b) Spécimens de la série S2 : profonds versus élancés

Figure 67 Influence du rapport  $a/d$  sur les déformations de l'acier longitudinal

### 5.5.3.2 Comportement dans la zone d'appui

L'analyse du comportement de l'acier longitudinal dans la zone d'appui concerne les spécimens élancés de la série S0 (Figure 68) et ceux de la série S1 (Figure 69). Les courbes représentées sur la figure 68 montrent que les déformations restent modestes même à la rupture, ce qui est lié à l'intensité modérée des sollicitations dans cette zone. Mais on constate surtout que les déformations, très faibles au début du chargement, s'amorcent sous un effort compris entre 60 et 80 kN. Or, c'est dans cet intervalle que les fissures diagonales sont apparues dans les spécimens élancés. Les premières fissures, apparues d'abord dans la zone de chargement par suite du dépassement de la résistance en traction du béton, continuent de se développer vers la zone d'appui. La réponse consécutive de l'acier longitudinal, d'abord dans la zone de moment maximum, puis dans la zone d'appui, met en évidence cette séquence. Il suit alors l'apparition des fissures diagonales qui vont, à leur tour, amorcer la participation de l'acier transversal et du renfort en CFRP à la résistance en cisaillement. On peut remarquer à ce propos que les efforts qui correspondent à l'apparition des fissures diagonales sont nettement supérieurs à ceux pour lesquelles apparaissent les premières fissures de flexion.

### 5.5.3.3 Influence du CFRP situé dans la zone tendue en flexion

La réponse de l'acier longitudinal ne peut être dissociée de celle du renfort en CFRP, lorsque celui-ci couvre également la zone tendue en flexion de la poutre. Ce qui est le cas ici. Il était donc essentiel pour nous de compléter l'analyse du comportement de l'acier longitudinal en étudiant, également, le comportement du renfort en CFRP situé dans la face tendue en flexion (Figure 70-a). Sur cette figure, on peut constater que le CFRP développe un comportement – globalement – similaire à celui qui est développé par l'acier longitudinal (Figure 66). Les différentes phases caractérisant l'évolution du comportement de l'acier – telles que décrites plus haut – y sont clairement identifiées.

Pour déterminer l'origine de l'influence du CFRP, constatée sur les déformations de l'acier longitudinal (renfort en cisaillement proprement dit ou CFRP situé sur la face tendue seulement), on se propose de comparer les efforts de tension développés dans un spécimen non renforcé à ceux correspondant à un spécimen renforcé. On choisit, à titre d'exemple, les spécimens DB-S2-0L et DB-S2-2L. Dans DB-S2-0L, l'effort de tension provient de l'acier longitudinal seulement. Cet effort peut être déterminé en faisant le produit de l'aire totale de la section d'armature ( $A_s$ ), du module de déformation ( $E_s$ ), et de la déformation enregistrée dans l'acier pendant le test ( $\varepsilon_{s(DB-S2-0L)}$ ), celle-ci étant mesurée par la jauge située dans la zone de chargement. Dans (DB-S2-2L), l'effort de tension provient de l'acier longitudinal et du CFRP. La composante correspondant à l'acier est déterminée de la même manière que pour DB-S2-0L. La composante correspondant au CFRP est déterminée à partir du produit de l'aire totale du renfort ( $A_f$ ), de son module ( $E_f$ ), et de la déformation enregistrée pendant le test ( $\varepsilon_{f(DB-S2-2L)}$ ), celle-ci étant mesurée sur la face tendue de la poutre, dans la zone de chargement. La figure 70-b compare ces deux efforts. Il en ressort des valeurs presque égales, ce qui permet de dire que l'influence du CFRP sur les déformations de l'acier longitudinal, telle que constatée dans la présente étude, doit être attribuée, non pas au renforcement en cisaillement proprement dit, mais au CFRP situé sur la face tendue de la poutre. Ceci étant, la question, quant à l'influence du taux d'acier longitudinal sur le gain en charge dû au renforcement en cisaillement à l'aide de FRP (voir § 3.3.3.4), reste entièrement posée.

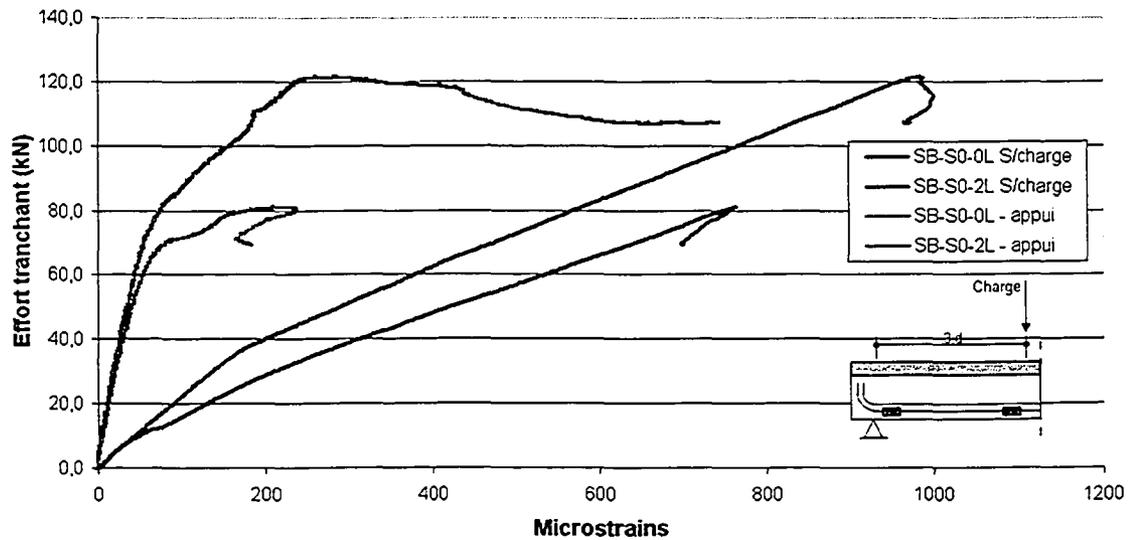


Figure 68 Déformations de l'acier longitudinal dans la zone d'appui versus dans la zone d'application de la charge : série SB-S0

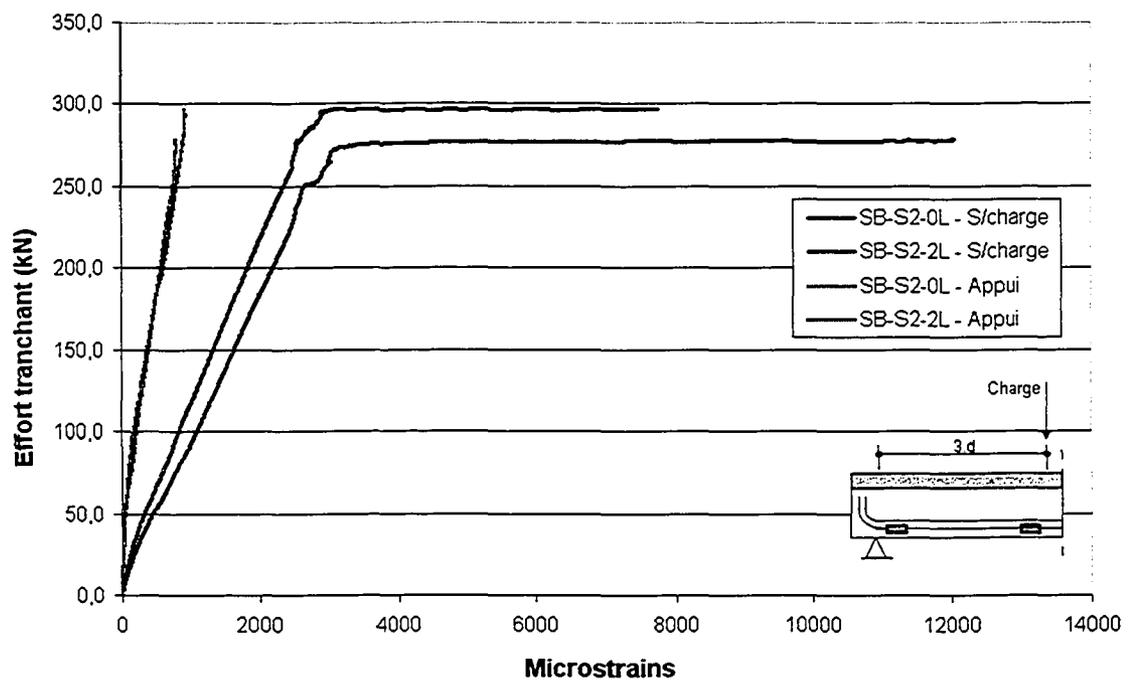
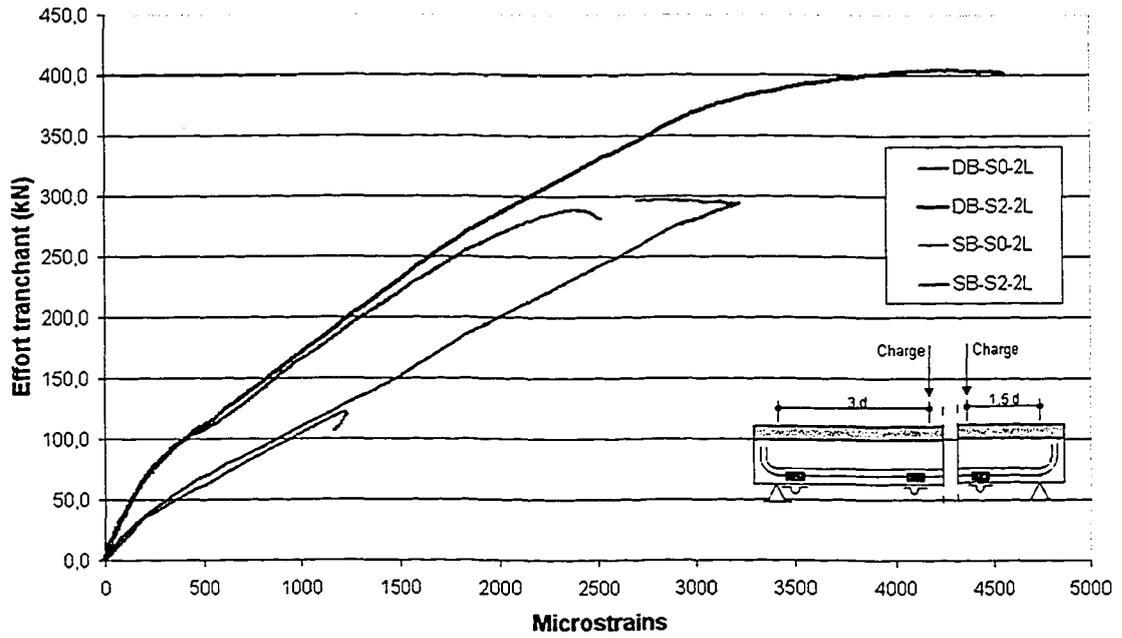
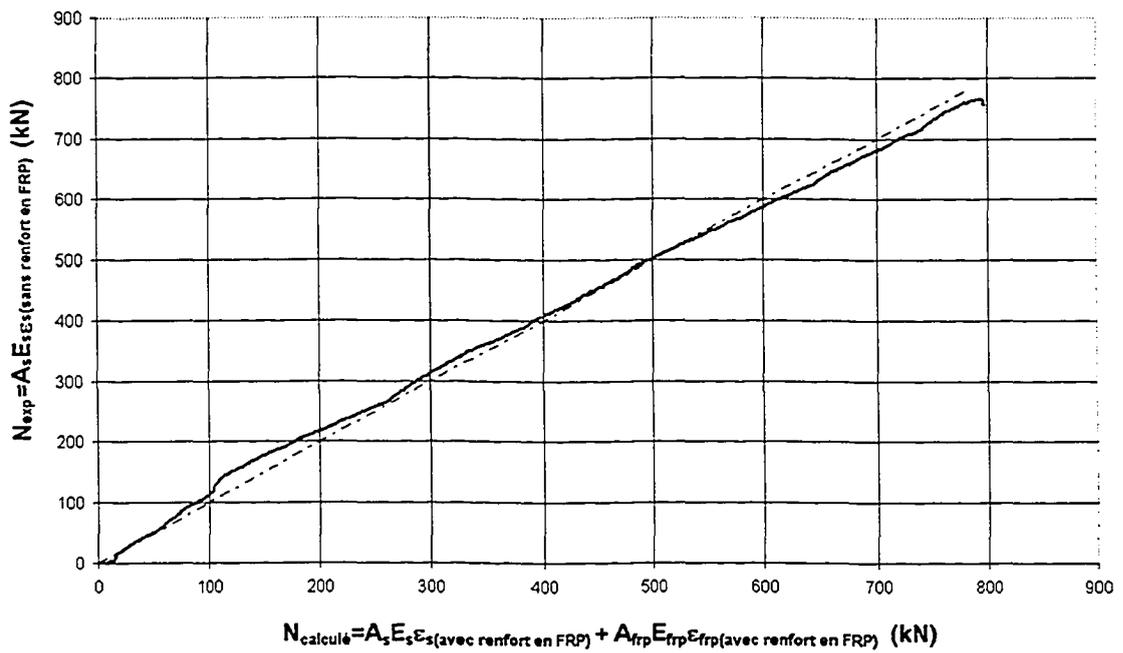


Figure 69 Déformations de l'acier longitudinal dans la zone d'appui versus dans la zone d'application de la charge : série SB-S2



(a) Spécimens profonds versus élancés



(b) Effort calculé versus effort expérimental

Figure 70 Déformations dans le CFRP situé dans la zone tendue

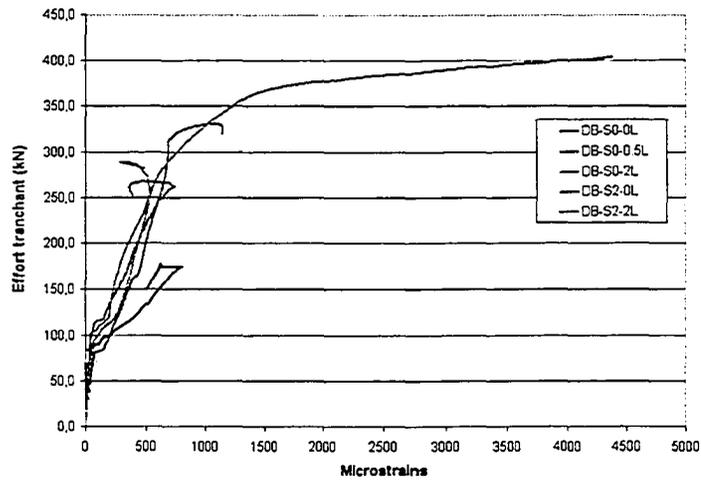
### 5.5.4 Déformations du béton

Des jauges de déformation, noyées dans le béton ou collées en surface sur la face latérale des poutres, sont installées dans le but de mesurer les déformations atteintes dans les bielles de béton. Les résultats de ces mesures sont examinés en fonction de l'épaisseur du renfort en CFRP. On compare aussi les comportements du béton selon le taux d'acier transversal et le rapport  $a/d$ .

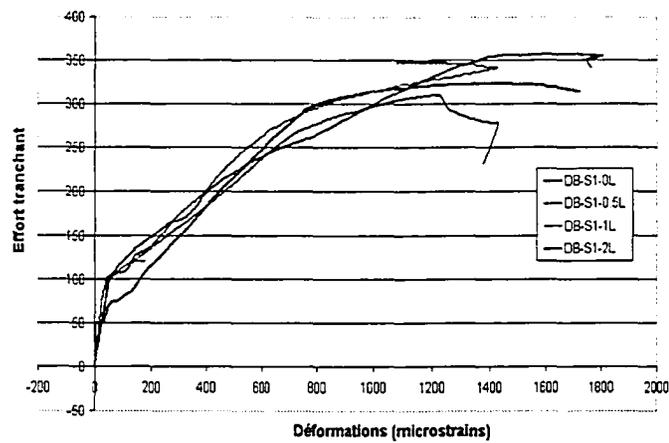
#### 5.5.4.1 Déformation du béton par rapport au CFRP et armature transversale

La figure 71 rassemble les courbes Effort-déformation dans le béton, selon l'épaisseur du renfort en CFRP. Les courbes représentées affichent une allure sensiblement identique et constituée des phases suivantes :

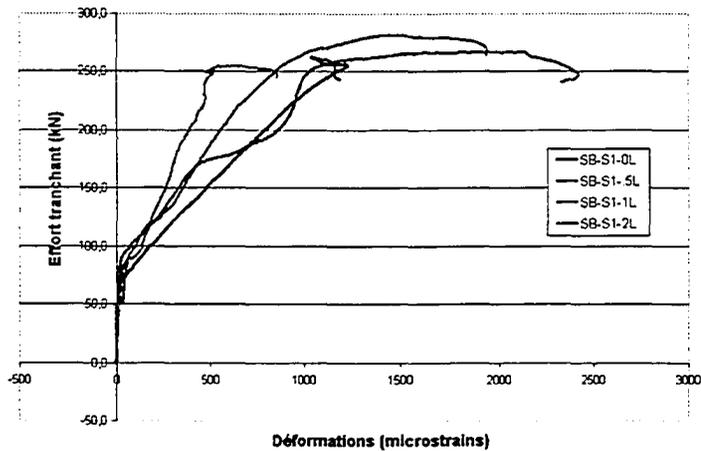
- a. au début du chargement, les déformations du béton dans la direction des bielles sont très faibles. Cette phase se prolonge jusqu'à 80 kN environ pour les spécimens sans CFRP et 100 kN pour les spécimens renforcés à l'aide de CFRP;
- b. la seconde phase est caractérisée par la propagation de la fissuration dans le spécimen. Dans cette phase, les déformations augmentent sous charge croissante suivant une allure, plus ou moins, linéaire jusqu'à une moyenne de 1000  $\mu$ strains. Dans certains cas, la rupture survient avant d'atteindre ce seuil;
- c. au-delà de ce seuil, la courbe Effort-déformation affiche un plateau où la déformation affiche un accroissement remarquable alors que l'effort augmente très peu. Les déformations atteintes dans les bielles se situent, en moyenne, entre 1200 et 1800  $\mu$ strains.



(a) Spécimens profonds : séries S0 et S2, jauges internes



(b) Spécimens profonds : séries S1, jauges externes



(c) Spécimens élancés : séries S1, jauges externes

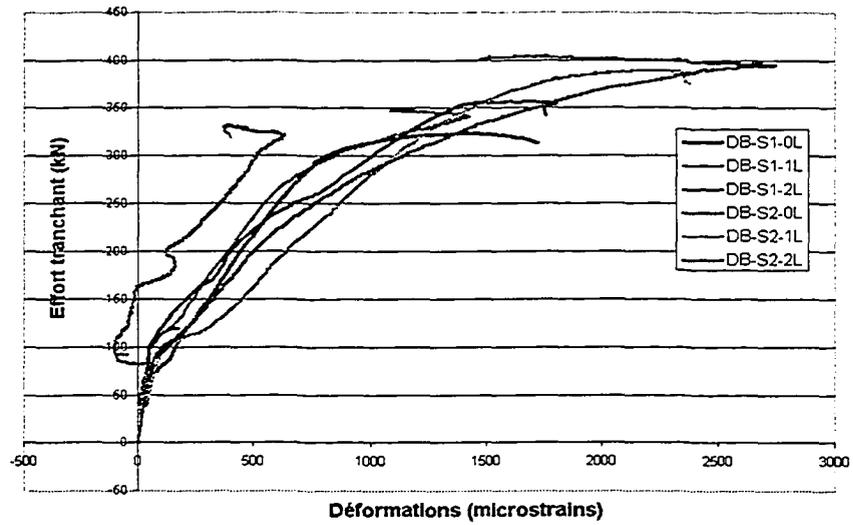
Figure 71 Déformations du béton selon différentes épaisseurs du CFRP

Sur la figure 71-a, on peut aussi constater que les déformations, dans le spécimen profond, sans étriers et sans CFRP (DB-S0-0L), varient très rapidement, en comparaison aux autres spécimens. L'absence de renforcement transversal, qu'il soit constitué d'étriers ou de CFRP, semble influencer sur le comportement de la bielle de béton.

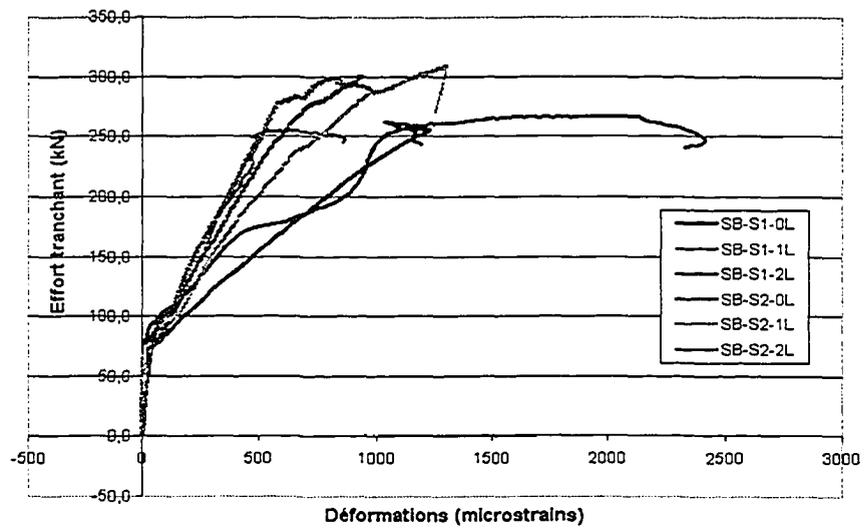
Les courbes Effort-déformation de la figure 72 comparent entre les déformations du béton dans des spécimens ayant des taux d'acier transversal différents. Les courbes obtenues sont, en général, trop mêlées pour pouvoir dégager des éléments de comparaison suffisamment précis, à l'exception des spécimens témoins SB-S1-0L et SB-S2-0L. Les déformations enregistrées, dans ce cas-ci, sont plus importantes dans SB-S1-0L. Cette différence pourrait être due au mode de rupture observé dans chacun des deux spécimens (cisaillement versus flexion).

En ce qui concerne l'influence du rapport  $a/d$  sur des déformations dans les bielles de béton, la figure 73 donne les courbes Effort-déformation correspondant aux spécimens des séries DB-S1 et SB-S1 puis DB-S2 et SB-S2, respectivement. Sur la figure 73-a, on constate que les déformations sont amorcées en même temps dans les spécimens témoins DB-S1-0L et SB-S1-0L. Elles semblent cependant augmenter plus vite dans les spécimens élancés. Concernant les spécimens de la série S2 (Figure 73-b), c'est dans les spécimens profonds que les déformations semblent être plus importantes. La rupture en flexion observée dans les spécimens élancés pourrait expliquer cette observation.

Enfin, il convient de préciser que les valeurs des déformations enregistrées, lorsqu'elles sont faibles, ne reflètent nullement l'état de déformations auquel le spécimen est réellement parvenu au moment de la rupture. Le mode de rupture observé – une rupture par écrasement des bielles –, comme l'état structural des spécimens, constaté à la fin des essais (voir § 5.4.1), indiquent en effet que le béton a subi des contraintes intenses, ce qui sous-entend des déformations bien plus élevées que celles qui ont été enregistrées dans certains cas.

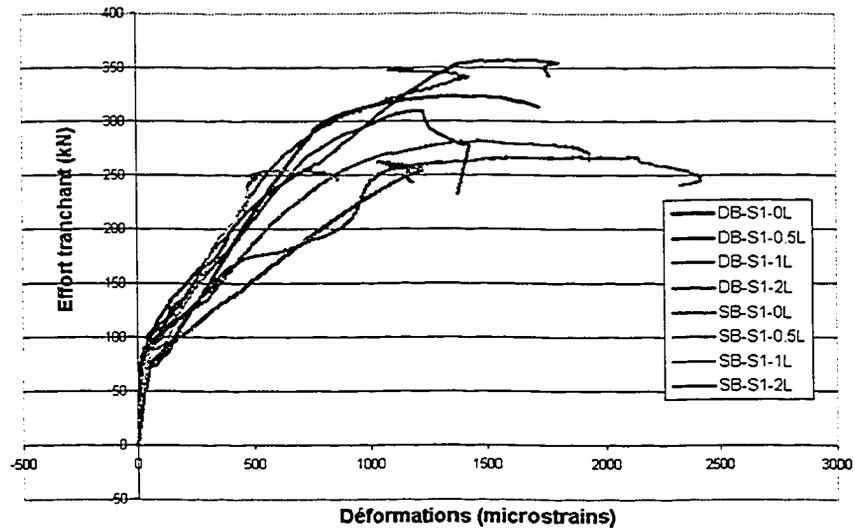


(a) Spécimens profonds : série S1 versus série S2

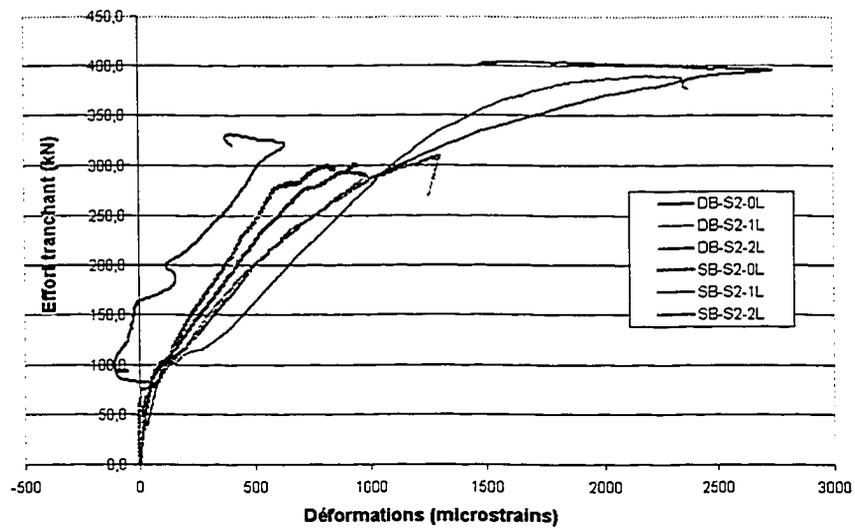


(b) Spécimens élancés : série S1 versus série S2

Figure 72 Déformations du béton selon différents taux d'acier transversal



(a) Spécimens de la série S1



(b) Spécimens de la série S2

Figure 73 Déformations du béton: spécimens profonds versus élancés

### 5.5.5 Résumé sommaire des résultats

Les gains en charge dus au CFRP sont plus importants dans les spécimens profonds, en comparaison aux élancés. Avec l'ajout d'armature transversale, ces gains diminuent. Pour sa part, l'augmentation de l'épaisseur du CFRP ne conduit pas à une hausse proportionnelle du gain.

Sous charge croissante, les spécimens profonds affichent une plus grande rigidité mais sont plus fragiles. L'ajout de CFRP ne semble pas influencer la rigidité des spécimens, sauf dans les profonds sans acier transversal. À la rupture, les flèches maximales enregistrées à mi-portée sont légèrement plus élevées dans les spécimens profonds lorsqu'ils ne contiennent pas d'étriers. En revanche, en présence d'acier transversal, les flèches sont nettement plus élevées dans les spécimens élancés.

Les spécimens testés ont tous rompu en cisaillement, à l'exception de ceux appartenant à la série SB-S2, qui ont subi une rupture en flexion. Aucun décollement ou délamination prématurés ou encore fracture du renfort en CFRP n'ont été observés pendant les essais. La rupture en cisaillement, survenue par écrasement de l'âme, se manifestait par la progression d'une large fissure dans la table de compression. Dans les spécimens renforcés, une expansion du béton situé dans le champ des fissures diagonales était visible. Le retrait du renfort en CFRP a permis de constater que le béton situé dans cette zone-là était totalement pulvérisé. Pour ce qui est de la fissuration, l'ajout de renfort en CFRP ne modifie pas son faciès. Par contre, l'on a constaté que l'ajout d'armature transversale modifie les patrons de fissures des spécimens élancés, mais pas celui des profonds.

Les déformations du CFRP sont d'autant plus élevées que l'épaisseur du renfort est faible. Ces déformations semblent augmenter plus vite dans les spécimens sans acier transversal. Également, elles semblent être plus élevées dans les spécimens élancés, comparativement aux spécimens profonds.

À charge égale, les déformations de l'acier transversal sont nettement plus élevées dans les spécimens sans renfort en CFRP. Toutefois, il convient de noter que la plastification de l'acier, telle que supposée dans les règles de calcul, est en général atteinte. D'un autre côté, l'ajout de nappes additionnelles de CFRP (0.5L à 1L ou 2L) ne réduit pas davantage les déformations dans les étriers.

Concernant l'armature longitudinale, celle-ci paraît être soulagée par la présence du renfort en CFRP. Mais cette influence est due, non pas au renforcement en cisaillement proprement dit, mais au CFRP situé sur la face tendue de la poutre. Toutefois, ceci n'exclut aucunement la question de savoir si l'acier longitudinal influe sur la contribution en cisaillement due au FRP.

Enfin, en ce qui a trait aux déformations du béton, celles-ci augmentent plus vite dans le cas du spécimen profond, sans étriers et sans renfort en CFRP. La présence de renforcement transversal, qu'il soit constitué d'étriers ou de CFRP collé en surface, semble soulager le béton. Les courbes Effort-déformation du béton en fonction de l'épaisseur du CFRP, le taux d'acier transversal ou encore le rapport  $a/d$ , en raison des actions couplées de ces paramètres sur la composante béton, ne dégagent pas d'observations saillantes permettant des conclusions sûres.

## CHAPITRE 6

### ANALYSE DES RÉSULTATS DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL – PHASE 2

La phase 2 du programme expérimental consiste en une série de tests réalisés sur des poutres similaires aux poutres testées dans la phase 1, mais de taille relativement réduite. Les taux d'armature en acier, longitudinal et transversal, le taux de renfort en CFRP ou encore le rapport  $a/d$  sont identiques. La comparaison des résultats obtenus à l'issue de cette phase à ceux obtenus dans la phase 1 permettra d'étudier l'influence de la taille sur la performance des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. Cette comparaison, et les conclusions qui en découlent, seront présentées dans les chapitres suivants.

Dans le présent chapitre, on présente les résultats des tests conduits dans la phase 2 du programme expérimental. L'analyse de ces résultats adopte l'approche utilisée pour l'analyse des résultats obtenus dans la phase 1. On traite d'abord le comportement global, en examinant successivement : (a) les charges de rupture obtenues et les gains en charge dus au CFRP; (b) l'évolution de l'effort tranchant en fonction de la flèche et les gains en rigidité obtenus à l'aide du CFRP; (c) la fissuration observée et les modes de rupture survenus. Puis, on étudie, à travers les données recueillies sur les déformations, la réponse du renfort en CFRP, de l'acier transversal, de l'acier longitudinal et du béton, successivement, lorsque varie l'épaisseur du CFRP, le taux d'acier transversal ou encore le rapport  $a/d$ .

#### 6.1 Objectifs et paramètres d'étude

Les objectifs spécifiques à cette phase consistent à étudier l'influence des paramètres majeurs sur le comportement en cisaillement des poutres renforcées à l'aide de FRP et

leurs interactions éventuelles dans les poutres de taille réduite (comparativement à celle des poutres de la phase 1).

Ces paramètres se rapportent à ce qui suit (Tableau XI) : (a) le taux de renfort en CFRP qui est fonction du nombre de nappes collées; (b) le type de spécimen testé, profond versus élancé, dépendamment du rapport  $a/d$ ; (c) le taux d'acier transversal, selon que le spécimen contienne de l'armature transversale ou pas.

Tableau XI

Programme expérimental - Phase 2  
Paramètres d'étude et identification des spécimens

		Spécimens profonds – (DB)		Spécimens élancés – (SB)	
		$a/d = 1.5$		$a/d = 3.0$	
		Armature transversale		Armature transversale	
		Sans (S0)	Avec (S1)	Sans (S0)	Avec (S1)
Nombre de nappes en FRP	0L	DB-S0-0L	DB-S1-0L	SB-S0-0L	SB-S1-0L
	1L	DB-S0-1L	DB-S1-1L	SB-S0-1L	SB-S1-1L
	2L	DB-S0-2L	DB-S1-2L	SB-S0-2L	SB-S1-2L

## 6.2 Charges de rupture

Le Tableau XII donne les charges de rupture, les contributions du béton, de l'acier transversal et du CFRP ainsi que le gain en charge obtenu à l'aide du FRP. Il indique également le mode de rupture survenu.

Dans les spécimens profonds, les gains en charge dus au CFRP sont en moyenne de 10 %. L'ajout d'une nappe supplémentaire en CFRP (1L à 2L) n'a pas de conséquence sur

le gain obtenu. Il en est de même de l'acier transversal dont la présence n'engendre aucune influence sur ces gains. On peut d'ailleurs noter que l'ajout de l'acier transversal est quasiment sans conséquence sur la résistance en cisaillement.

Dans les spécimens élancés sans acier transversal, les contributions dues au CFRP sont très significatives. Dans SB-S0-2L, le gain en charge dû au CFRP atteint 90 %. L'ajout de l'acier transversal conduit à une diminution notable des gains. Dans SB-S1-2L par exemple, le gain obtenu est d'à peine 13 %. Ceci montre que la présence de l'acier transversal influence les gains dus au CFRP; du moins en ce qui concerne les spécimens élancés. Concernant l'influence de l'épaisseur du renfort en CFRP sur le gain, on constate que l'ajout d'une seconde nappe permet une augmentation de la contribution due au CFRP. Dans les spécimens élancés sans acier transversal (série SB-S0), par exemple, cette augmentation atteint environ 40 %.

Tableau XII

## Charges et modes de rupture – Phase 2

	Série	nombre de nappes	Spécimen	Charge rupture $P_r$ (kN)	Résist. totale $V_r$ (kN)	Résist. béton $V_c$ (kN)	Résist. acier $V_s$ (kN)	Résist. CFRP $V_{frp}$ (kN)	Gain (%)	Mode de rupture
Poutres profondes	S0	0L	DB S0 0L	176,2	146,4	146,4	0,0	0,0	0,0	cisaillement
		1L	DB S0 1L	194,7	161,8	146,4	0,0	15,4	10,5	cisaillement
		2L	DB S0 2L	192,8	160,2	146,4	0,0	13,8	9,4	cisaillement
	S1	0L	DB S1 0L	179,8	149,4	146,4	3,0	0,0	0,0	cisaillement
		1L	DB S1 1L	195,1	162,1	146,4	3,0	12,7	8,5	cisaillement
		2L	DB S1 2L	200,2	166,4	146,4	3,0	17,0	11,3	cisaillement
Poutres élancées	S0	0L	SB S0 0L	54,3	35,9	35,9	0,0	0,0	0,0	cisaillement
		1L	SB S0 1L	89,2	59,1	35,9	0,0	23,1	64,3	cisaillement
		2L	SB S0 2L	103	68,2	35,9	0,0	32,2	89,7	cisaillement
	S1	0L	SB S1 0L	139,7	92,5	35,9	56,5	0,0	0,0	cisaillement
		1L	SB S1 1L	143,9	95,3	35,9	56,5	2,8	3,0	cisaillement
		2L	SB S1 2L	158	104,6	35,9	56,5	12,1	13,1	cisaillement

### 6.3 Flèche et gain en rigidité

Le tableau XIII donne les valeurs des flèches maximales obtenues à la rupture. Ces flèches sont mesurées à mi-portée et au droit du point d'application de la charge. La présentation des courbes Effort-flèche et leur interprétation se fera en considérant les spécimens sans étriers (S0), puis les spécimens avec étriers (S1).

Tableau XIII

#### Flèches maximales – Phase 2

			Spécimen	Charge rupture $P_1$ (kN)	Résist. totale $V_1$ (kN)	Flèche maximum au droit de la charge (mm)	Flèche maximum à mi-portée (mm)
Poutres profondes	S0	0L	DB S0 0L	176,2	146,8	3,8	4,0
		1L	DB S0 1L	194,7	162,2	4,5	4,5
		2L	DB S0 2L	192,8	160,6	3,7	4,5
	S1	0L	DB S1 0L	179,8	149,8	4,1	4,4
		1L	DB S1 1L	195,1	162,5	4,5	4,6
		2L	DB S1 2L	200,2	166,8	4,5	4,7
Poutres élancées	S0	0L	SB S0 0L	54,3	36,1	1,8	1,8
		1L	SB S0 1L	89,2	59,3	5,5	4,7
		2L	SB S0 2L	103	68,5	4,9	4,7
	S1	0L	SB S1 0L	139,7	92,9	9,0	8,1
		1L	SB S1 1L	143,9	95,7	8,4	7,9
		2L	SB S1 2L	158	105,1	9,1	8,6

#### 6.3.1 Spécimens sans étriers – Série S0

La figure 74 présente les variations de l'effort tranchant en fonction de la flèche, mesurée à mi-portée, pour les spécimens de la série S0. La figure 74 fait apparaître deux lots de courbes parfaitement distincts. Chaque lot regroupe les courbes correspondant à une catégorie de spécimens : profond versus élancé.

Les courbes représentées sont typiques d'un essai de cisaillement. Au début du chargement, ces courbes sont quasiment confondues. L'apparition des fissures et leur

progression entraîne cependant une perte de rigidité du spécimen, reconnaissable au changement de pente qui caractérise l'évolution des courbes Effort-flèche. Ceci s'accompagne d'une redistribution des efforts amorçant la contribution des armatures mais aussi celle du CFRP. Sous charge croissante, les courbes correspondant aux spécimens témoins (DB-S0-0L et SB-S0-0L) s'écartent légèrement de leurs lots respectifs. Mais, on n'observe pas de gain notable en rigidité dû à la présence du CFRP, en particulier dans les spécimens profonds.

En ce qui concerne la résistance totale en cisaillement, celle-ci est nettement plus élevée dans les spécimens profonds. Cependant, les gains en charge dus au CFRP sont très modestes, comparativement aux spécimens élancés. Les spécimens profonds affichent également une plus grande rigidité et sont plus fragiles à la rupture. Par ailleurs, le rapport entre les flèches maximales dans les spécimens renforcés et témoins est plus élevé dans les spécimens élancés. Ce rapport est de 2.6 dans la série SB et de 1.1 seulement dans la série DB.

### 6.3.2 Spécimens avec étriers – Série S1

La figure 75 rassemble les courbes Effort-flèche correspondant aux différents spécimens de la série S1. Ces courbes, quasi linéaires jusqu'à la rupture, se répartissent en deux lots distincts : les courbes correspondant aux spécimens profonds (DB) d'un côté et de l'autre, celles qui correspondent aux spécimens élancés (SB).

Les spécimens profonds affichent, de tout point de vue, un comportement identique à celui de la série S0 (sans acier transversal). En revanche, on constate que pour les spécimens élancés, les charges de rupture sont plus élevées, comparativement à celles obtenues dans la série S0 (Figure 74). Par ailleurs, les gains en charge dus à la présence du CFRP sont beaucoup plus faibles.

En ce qui concerne la rigidité, l'ajout d'une seconde couche de CFRP ne semble pas produire de gain additionnel en rigidité et ce, aussi bien dans les spécimens profonds qu'élançés. Les écarts entre les courbes correspondant aux spécimens témoins et les spécimens renforcés demeurent, en effet, très faibles. Par ailleurs, les flèches atteintes à la rupture sont plus élevées dans les spécimens élançés, où la moyenne est de l'ordre de  $8.4 \text{ mm}$ . Dans les spécimens profonds, la flèche moyenne est de  $4.5 \text{ mm}$  seulement. Toutefois, cette différence est à mettre sur le compte de l'acier transversal et non celui du renfort en CFRP (Tableau XIII).

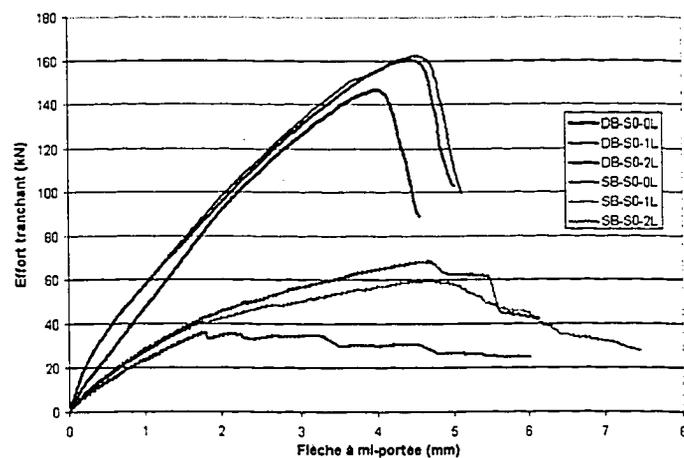


Figure 74 Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S0

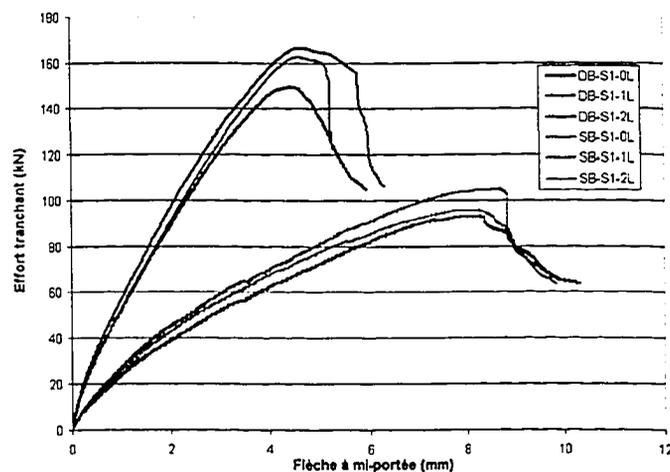


Figure 75 Courbes Effort-flèche à mi-portée - Série S1

## 6.4 Fissuration et modes de rupture

### 6.4.1 Modes de rupture

Les spécimens testés ont tous rompu en cisaillement (Tableau XII). Aucun décollement ou délamination prématurés ou encore fracture du renfort en CFRP n'ont été observés pendant les essais. Comme dans la phase 1, la rupture en cisaillement, survenue par écrasement des bielles de béton, se manifestait par la progression d'une large fissure dans la table de compression (Figures 76-a à 76-d). Mais la séquence de rupture était moins brutale, comparativement à celle qui a, souvent, caractérisé la rupture des spécimens testés dans la phase 1.

Aussi, rappelons-nous, dans la phase 1, des modes de rupture secondaires s'étaient parfois produits, et même de façon spectaculaire, après avoir procédé au déchargement (apparition brusque de fissures obliques dans la zone d'ancrage, séparation d'une partie du béton,...). Aucun phénomène de ce genre n'a été observé dans la phase 2. On peut penser que ces phénomènes ont un lien avec le type d'ancrage utilisé : un ancrage droit au lieu d'un crochet à 90°. La taille des spécimens, entendu par là l'énergie dégagée à la rupture, pourrait être également mise en cause dans ces séquences post rupture.

Par contre, nous avons constaté dans les spécimens renforcés, comme dans la phase 1, une expansion nette du béton situé dans le champ des fissures diagonales. Le retrait du renfort situé dans cette zone a permis de constater que le béton était totalement pulvérisé (Figure 76-e). Dans le cas particulier du spécimen SB-S1-1L, sur l'une des faces latérales, située près de l'appui, le renfort en CFRP a subi à la rupture une déchirure verticale d'environ dix centimètres. Dans le spécimen SB-S1-2L, une délamination du renfort en CFRP s'est produite au moment de la rupture. Celle-ci est localisée sur l'une des faces du spécimen, à mi-distance de l'appui et de la zone d'application de la charge (Figure 76-f).

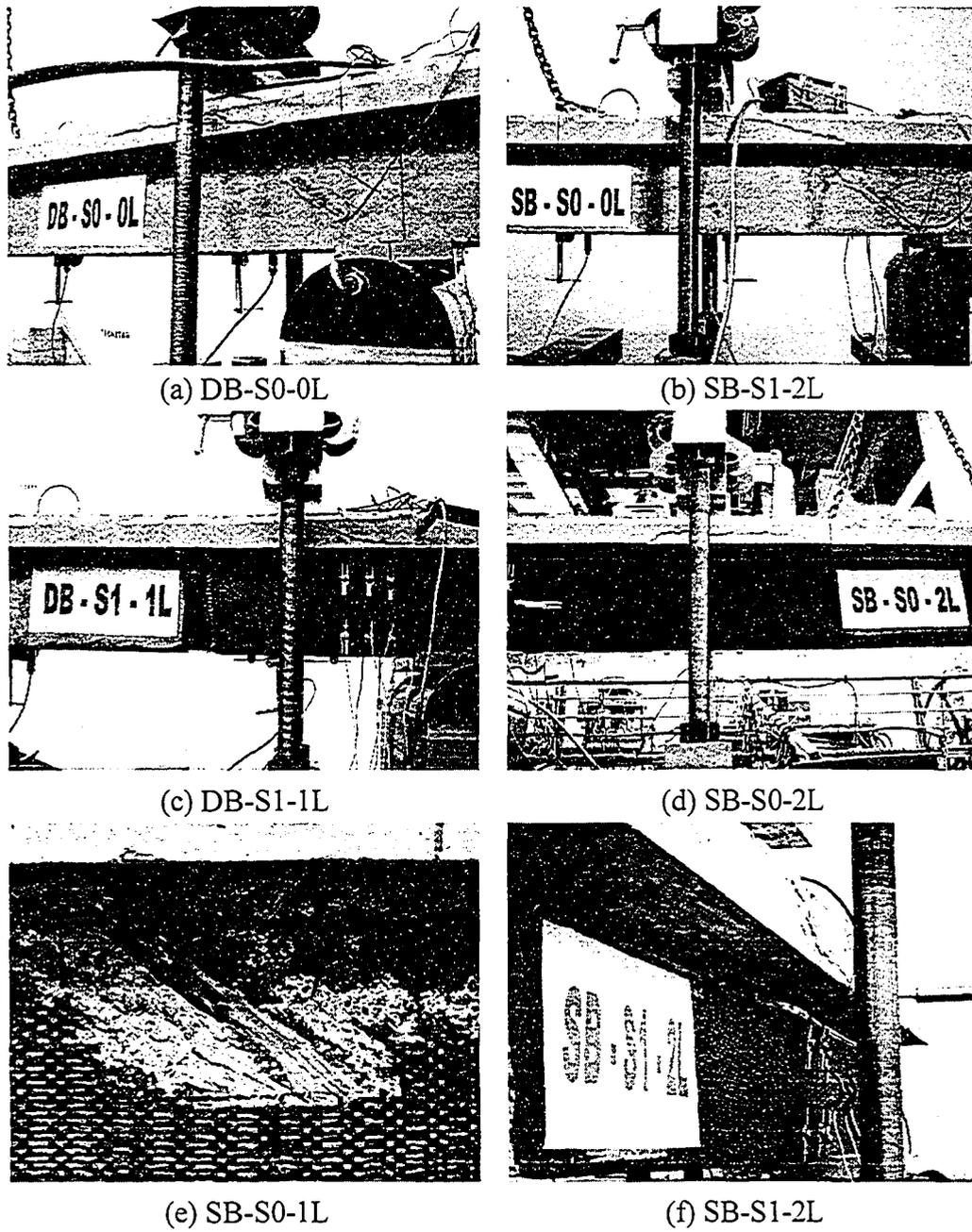


Figure 76 Modes de rupture

## 6.4.2 Fissuration

### 6.4.2.1 Spécimens témoins

Dans le cas du spécimen profond DB-S0-0L, deux fissures obliques et parallèles, reliant la zone d'appui à la table, sont apparues sous un effort d'environ 20 kN. Ces deux fissures se développent au fur et à mesure que la charge augmente. À l'approche de la charge ultime, on constate l'apparition d'une fissure horizontale dans la table de compression, prenant ainsi le relais des deux fissures précédentes (Figure 77-a). Elle s'élargit vite à l'approche de la rupture et s'étend même d'une dizaine de centimètres au-delà de la zone de chargement. L'angle développé par ces deux fissures est d'environ  $38^\circ$ . La fissuration dans le spécimen DB-S1-0L suit le même développement sauf que la fissure est unique (Figure 77-b). Elle relie la zone d'appui à la zone de chargement suivant un angle d'environ  $51^\circ$ .

Concernant le spécimen SB-S0-0L, le faciès consiste en une fissure unique. Cette dernière apparaît dans l'âme de la poutre, à mi-distance de l'appui et de la zone de chargement. Très vite, cette fissure progresse simultanément en direction de la table de compression et de l'appui, suivant des trajectoires qui tendent de plus en plus vers l'horizontale. La fissuration de la table de compression vient annoncer la rupture du spécimen (Figure 77-c). Aucune fissure de flexion précédant leur apparition n'est observée. L'angle de la fissure est d'environ  $42^\circ$ . Dans le spécimen SB-S1-0L, le faciès de la fissuration est, en raison de la présence de l'acier transversal, différent de celui de SB-S0-0L. La fissuration est en effet diffuse (Figure 77-d), avec un angle légèrement différent, soit  $39^\circ$ .

### 6.4.2.2 Spécimens renforcés

Cette série regroupe, respectivement, les spécimens profonds (DB) et les spécimens élancés (SB), avec ou sans acier transversal (S0 et S1), renforcés à l'aide de CFRP (1L et 2L). S'agissant de spécimens renforcés – utilisant un renfort en U continu sur toute la zone de test –, les fissures ne peuvent être observées que dans la phase finale où elles se manifestent dans la table de compression. À ce stade-ci, la charge appliquée dépasse déjà 90% de sa valeur ultime. Les fissures progressent ensuite très vite jusqu'à la rupture. Le retrait du renfort en CFRP des spécimens après le déroulement des essais permet de constater que le béton situé dans la zone de test est totalement pulvérisé, ce qui rend très difficile la description du patron de fissures résultant.

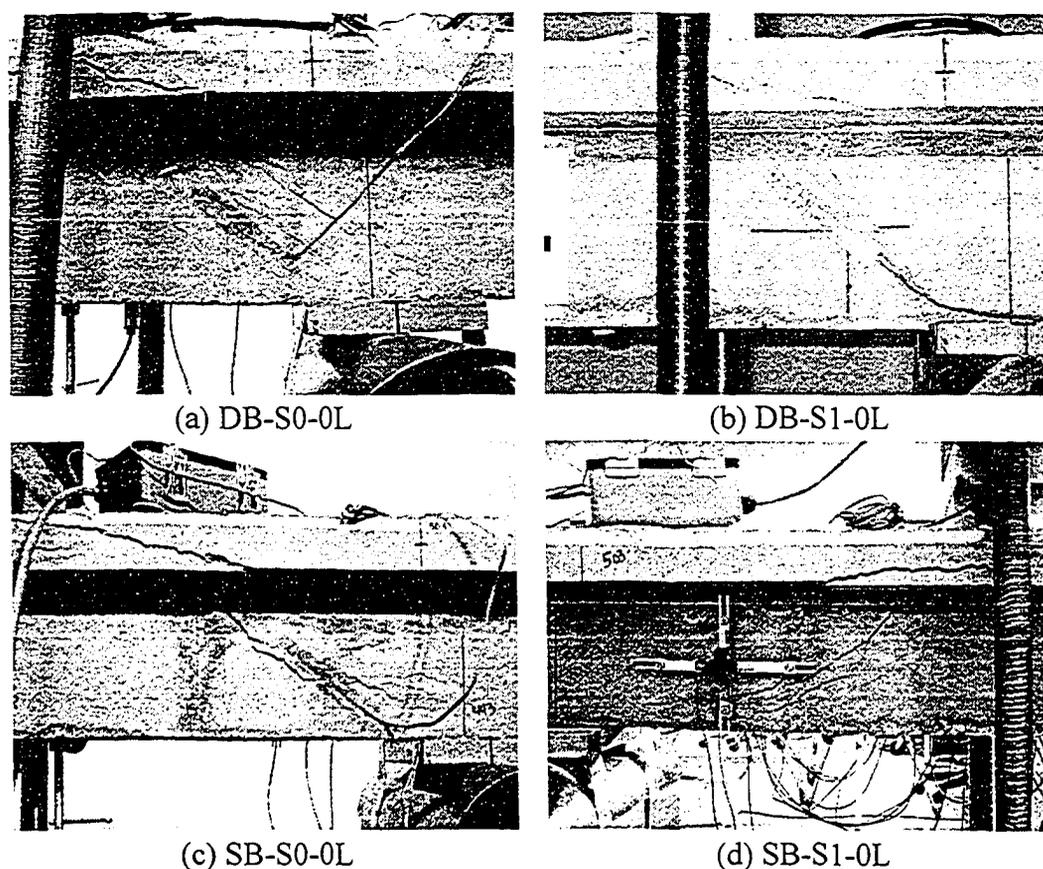


Figure 77 Fissuration dans les spécimens témoins

## 6.5 Analyse des déformations

### 6.5.1 Déformations du CFRP

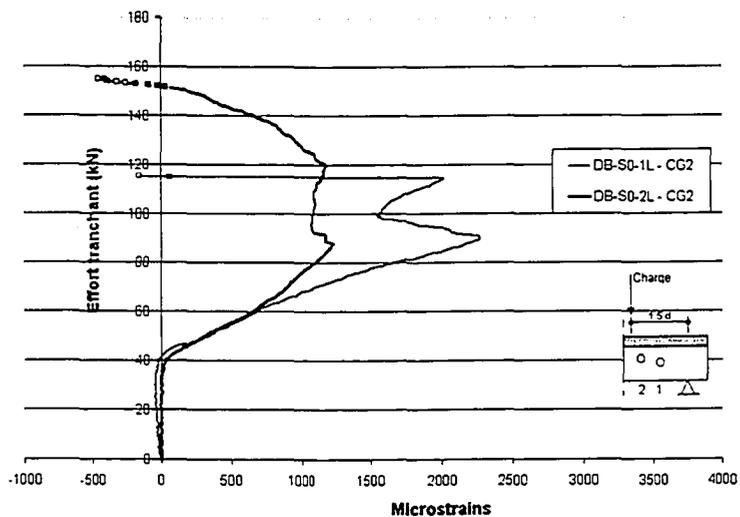
Les déformations du CFRP sont analysées en fonction de : (a) l'épaisseur du renfort (1L versus 2L); (b) le taux d'acier transversal (S0 versus S1); et (c) le rapport  $a/d$  (spécimen profond versus élancé).

#### 6.5.1.1 Influence de l'épaisseur du renfort en CFRP

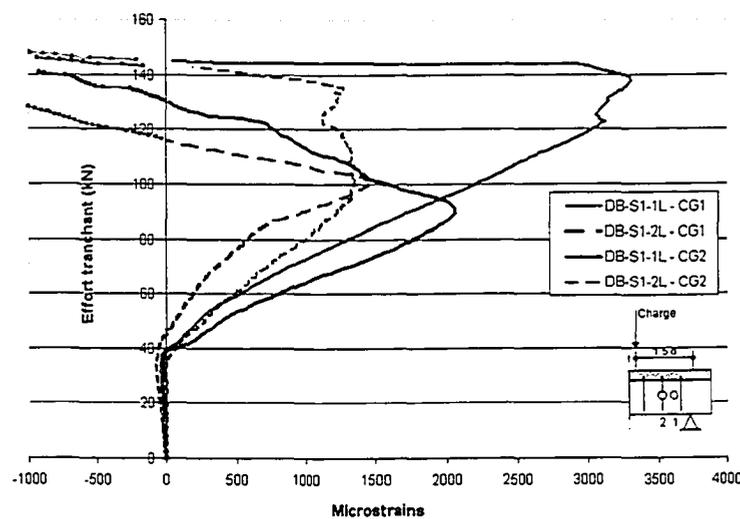
La figure 78 rassemble les courbes Effort-déformation correspondant aux spécimens profonds, sans acier transversal (Figure 78-a), et avec acier transversal (Figure 78-b). L'ensemble des courbes représentées affiche la même allure. Cette dernière indique que le renfort en CFRP passe par trois phases :

- a. une première phase, correspondant au début du chargement, où la contribution du CFRP à la résistance est nulle;
- b. les déformations sont amorcées sous un effort moyen de 40 kN environ et augmentent sous charge croissante jusqu'à un certain niveau. Ce dernier est principalement lié à l'épaisseur du CFRP. Dans la série S0 par exemple (Figure 78-a), la déformation atteint 2270  $\mu$ strains dans DB-S0-1L et 1230  $\mu$ strains seulement dans DB-S0-2L. Ceci confirme, encore une fois, que la déformation maximale du renfort en CFRP varie de façon inversement proportionnelle à son épaisseur;
- c. la déformation subit ensuite une chute, parfois brusque, par suite de décollement local du renfort.

En ce qui concerne les spécimens élancés, les courbes Effort-déformation sont données à la figure 79-a pour la série S0 et à la figure 79-b pour la série S1. Les courbes représentées ont une allure comparable à celle affichée par les spécimens profonds. On peut y distinguer trois phases :



(a) Spécimens profonds sans acier transversal



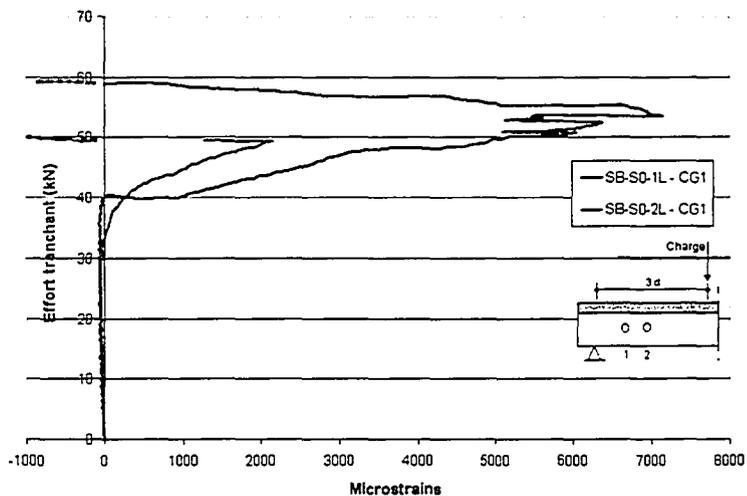
(b) Spécimens profonds avec acier transversal

Figure 78 Déformations du CFRP dans les spécimens profonds

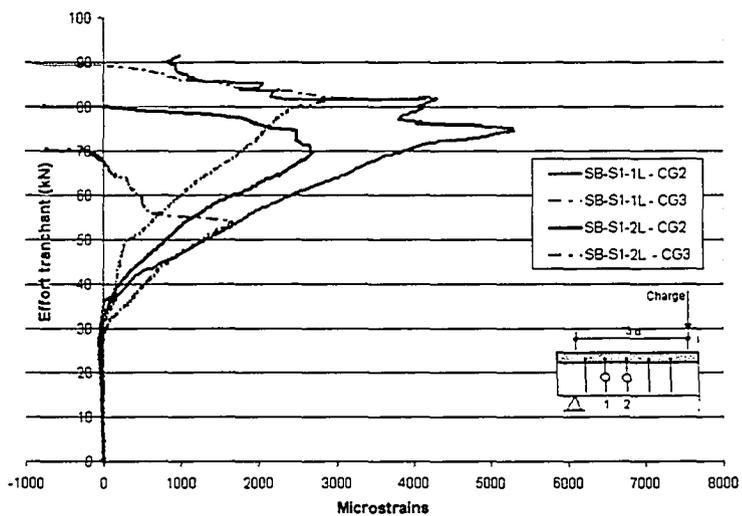
- la première phase, indiquant que les déformations du CFRP sont nulles, se prolonge jusqu'à un effort dépassant 30 kN;
- la seconde phase est caractérisée par une hausse remarquable de la déformation, notamment dans la série des spécimens sans acier transversal. Les déformations maximales atteintes sont nettement plus élevées lorsque le renfort est constitué d'une

couche de CFRP. Pour la série S1 par exemple (Figure 79-b), la déformation atteint 5306  $\mu$ strains dans SB-S1-1L et seulement 2694  $\mu$ strains dans SB-S1-2L;

c. la déformation mesurée subit ensuite une chute.



(a) Spécimens sans acier transversal



(b) Spécimens avec acier transversal

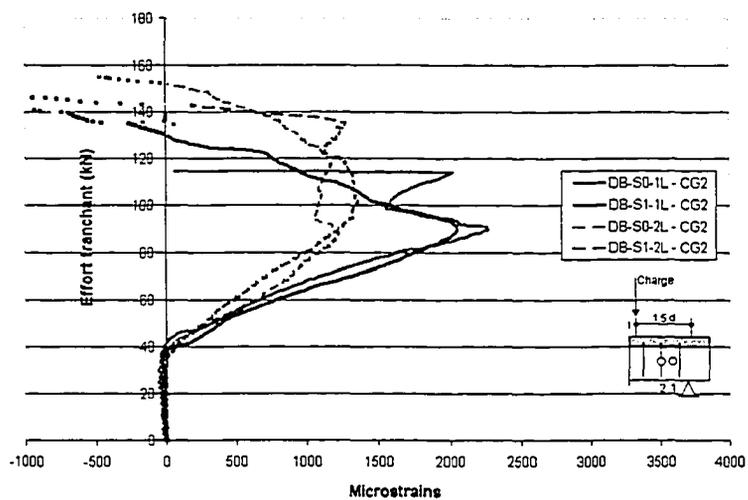
Figure 79 Déformations du CFRP dans les spécimens élancés

### 6.5.1.2 Influence de l'acier transversal

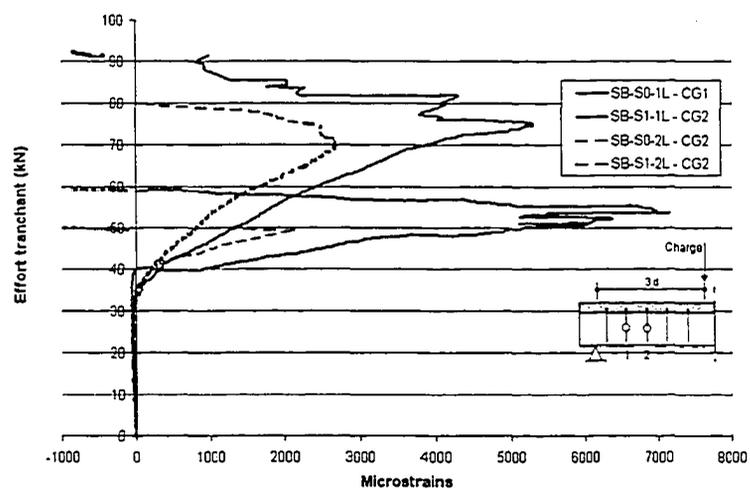
La comparaison des courbes Effort-déformation du CFRP, lorsque varie le taux d'acier transversal seulement, permet d'observer l'influence éventuelle de ce dernier sur le comportement du CFRP. Sur la figure 70-a, on représente le cas des spécimens profonds; celui des spécimens élancés est donné à la figure 70-b.

Les courbes représentées sur la figure 70-a ne montrent pas, de façon saillante, que la présence de l'acier transversal influence le comportement du CFRP. En effet, on constate que le CFRP se déforme suivant un taux qui est sensiblement le même pour tous les spécimens. D'autre part, les déformations maximales atteintes par le CFRP dans les spécimens des séries S0 et S1 sont, en moyenne, du même ordre. À titre indicatif, la déformation atteint 2272  $\mu$ strains dans DB-S0-1L et 2056  $\mu$ strains dans DB-S1-1L. Autre exemple, dans DB-S0-2L et DB-S1-2L, elle atteint 1230  $\mu$ strains et 1367  $\mu$ strains, respectivement.

En ce qui concerne les spécimens élancés, les courbes représentées à la figure 70-b montrent que les déformations du CFRP augmentent nettement plus vite dans les spécimens sans acier transversal. En revanche, les déformations atteintes par le CFRP dans les spécimens élancés des séries S0 et S1 restent, en moyenne, du même ordre. À titre d'exemple, la déformation atteint 7142  $\mu$ strains dans SB-S0-1L et 5306  $\mu$ strains dans SB-S1-1L. Alors que dans SB-S0-2L et SB-S1-2L, elle atteint 2155  $\mu$ strains et 2694  $\mu$ strains, respectivement.



(a) Spécimens profonds



(b) Spécimens élancés

Figure 80 Influence de l'acier transversal sur les déformations du CFRP

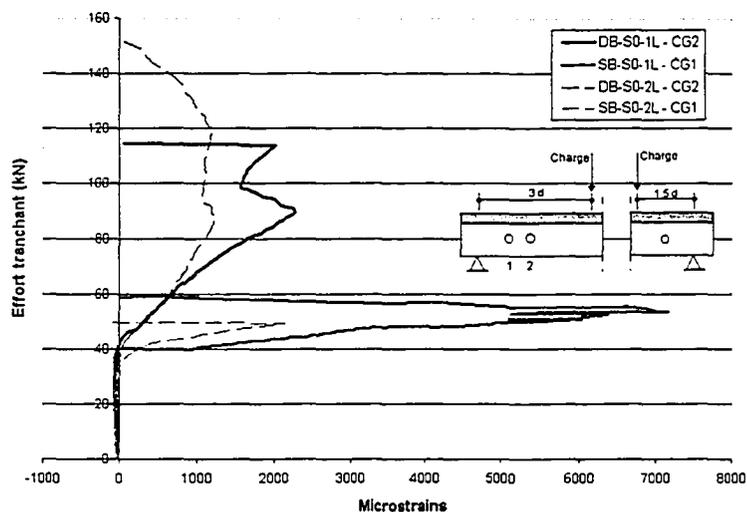
### 6.5.1.3 Influence du rapport $a/d$

L'influence du rapport  $a/d$  sur les déformations du CFRP peut être observée en comparant les courbes Effort-déformation dans les spécimens profonds et élancés ayant les mêmes épaisseurs de CFRP (1L versus 2L) et les mêmes taux d'acier transversal (S0 ou S1). Sur la figure 81-a, on représente les spécimens de la série S0; les spécimens de la série S1 sont donnés à la figure 81-b. L'examen de ces courbes permet de constater ce qui suit :

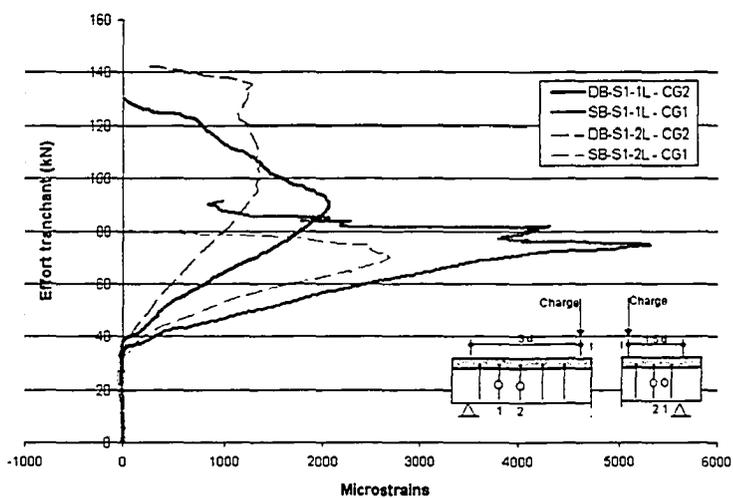
- a. les déformations sont nettement plus élevées dans les spécimens élancés, comparativement aux profonds. Cette tendance est encore plus saillante dans le cas des spécimens sans acier transversal. À titre d'exemple, la déformation atteint 7142  $\mu$ strains dans SB-S0-1L et seulement 2270  $\mu$ strains dans DB-S0-1L. Autre exemple, dans SB-S1-1L, la déformation atteint 5306  $\mu$ strains alors que dans DB-S1-1L, elle atteint 2056  $\mu$ strains;
- b. dans les spécimens sans acier transversal (série S0), les déformations, même si elles sont amorcées à des niveaux de charges de même ordre, augmentent plus vite dans les spécimens élancés, comparativement aux profonds;
- c. en revanche, dans les spécimens avec acier transversal (série S1), les déformations varient sous charge croissante suivant un même taux.

### 6.5.2 Déformations de l'acier transversal

Les déformations de l'acier transversal sont analysées lorsque varie : (a) l'épaisseur du renfort en CFRP (1L versus 2L); et (b) le rapport  $a/d$  (spécimen profond versus élancé).



(a) Spécimens sans acier transversal



(b) Spécimens avec acier transversal

Figure 81 Influence du rapport  $a/d$  sur les déformations du CFRP

### 6.5.2.1 Influence du renfort en CFRP

La figure 82 rassemble les courbes représentant les variations des déformations de l'acier transversal sous charge croissante pour les spécimens profonds. Les courbes représentées sur cette figure indiquent trois phases :

- dans la première phase, correspondant au début du chargement, l'acier transversal – comme le CFRP – n'a aucune contribution à la reprise des efforts;
- les déformations, amorcées autour d'un effort de 20 kN pour le spécimen témoin et 38 kN pour les spécimens renforcés, continuent d'augmenter sous charge croissante jusqu'à la rupture. Elles atteignent alors les 3000  $\mu$ strains, ce qui est proche du seuil de plastification, qui est de l'ordre de 3300  $\mu$ strains.

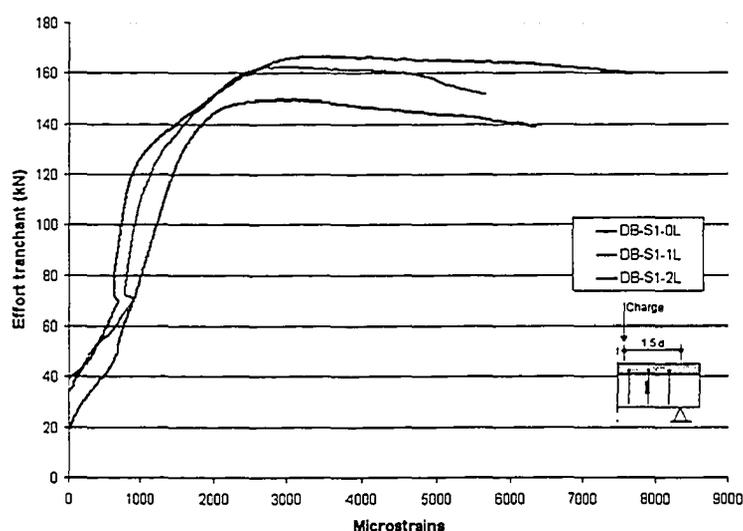


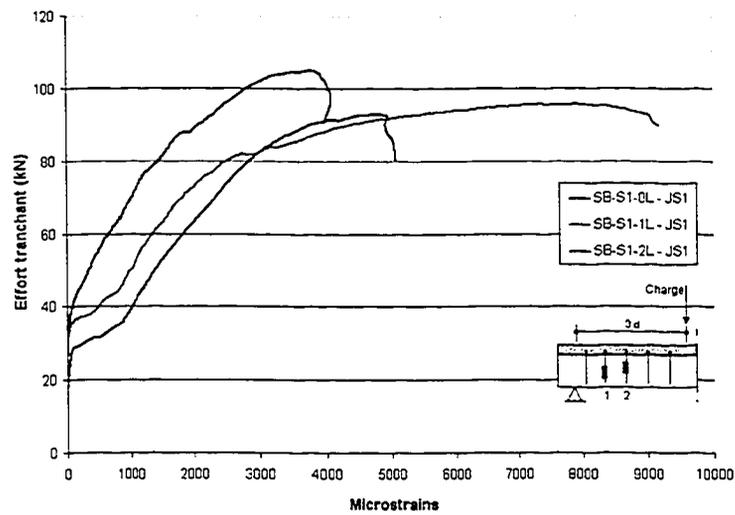
Figure 82 Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal : spécimens profonds

En ce qui a trait à l'influence du FRP sur les déformations de l'acier transversal, les courbes présentées montrent que :

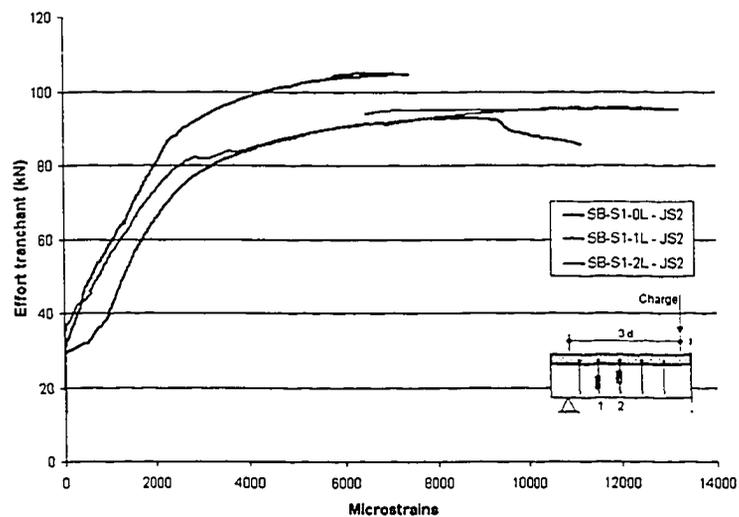
- la déformation est amorcée un peu plus tôt dans le spécimen témoin (DB-S0-0L);
- la présence du FRP soulage, mais très légèrement, les étriers.

Concernant les spécimens élancés (Figure 83), les courbes représentées affichent une allure semblable à celle correspondant aux spécimens profonds. Notons toutefois que l'acier transversal atteint, dans ce cas, la plastification bien avant la rupture. Pour ce qui est de l'influence du CFRP sur les déformations, les courbes montrent, de façon saillante, qu'à charge égale, l'acier transversal est plus sollicité dans le spécimen témoin

(SB-S1-0L). Des écarts entre les déformations, dans SB-S1-0L et SB-S1-2L, atteignant jusqu'à  $1000 \mu\text{strains}$ , peuvent être constatés. On remarque également que l'ajout d'une seconde couche de CFRP (1L à 2L) soulage davantage l'acier transversal.



(a) Déformations de la jauge 1



(b) Déformations de la jauge 2

Figure 83 Influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal : spécimens élancés

### 6.5.2.2 Influence du rapport $a/d$

La Figure 84 compare entre les déformations de l'acier transversal dans les spécimens profonds et les spécimens élancés. Sur cette figure, on constate que la contribution de l'acier transversal est amorcée, plus tôt et en même temps, dans les spécimens témoins (DB-S1-0L et SB-S1-0L). Il en est de même pour les spécimens renforcés, aussi bien profonds qu'élancés. Mais on constate surtout qu'à charge égale, l'acier transversal est nettement plus sollicité dans les spécimens élancés; ce qui indique une contribution plus effective de ce dernier dans les spécimens élancés. Quant à l'influence du CFRP sur les déformations de l'acier transversal, elle est relativement plus importante dans les spécimens élancés.

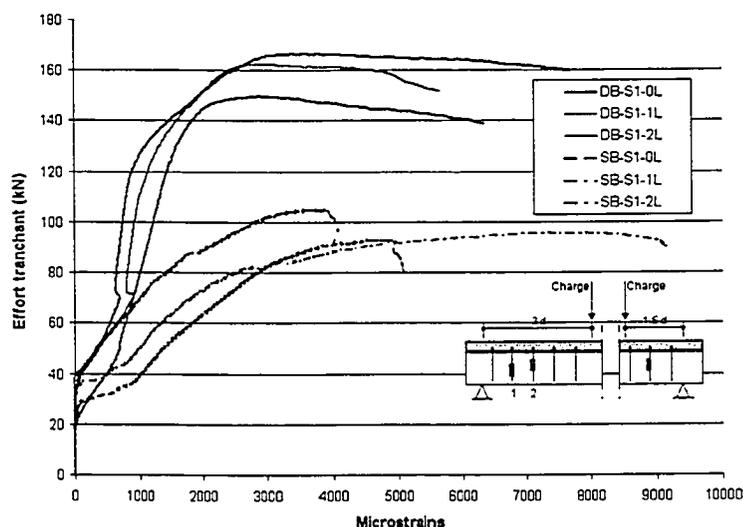


Figure 84 Influence du rapport  $a/d$  sur les déformations de l'acier transversal : série S1, jauge 2

### 6.5.3 Déformations de l'acier longitudinal

Les déformations de l'acier longitudinal sont analysées en fonction de l'épaisseur du renfort en CFRP, du taux d'armature transversal et du type de spécimen (profond versus élancé). L'analyse porte essentiellement sur les déformations enregistrées dans la zone

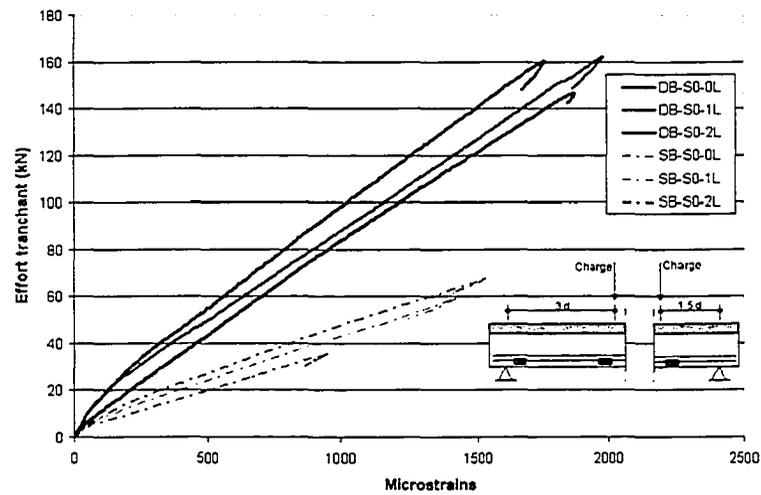
d'application de la charge. Dans le cas des spécimens élancés, elle s'étend aussi aux déformations de l'acier dans la zone d'appui. L'analyse est complétée par l'examen du comportement du renfort en CFRP dans la zone tendue de la poutre.

### 6.5.3.1 Comportement dans la zone d'application de la charge

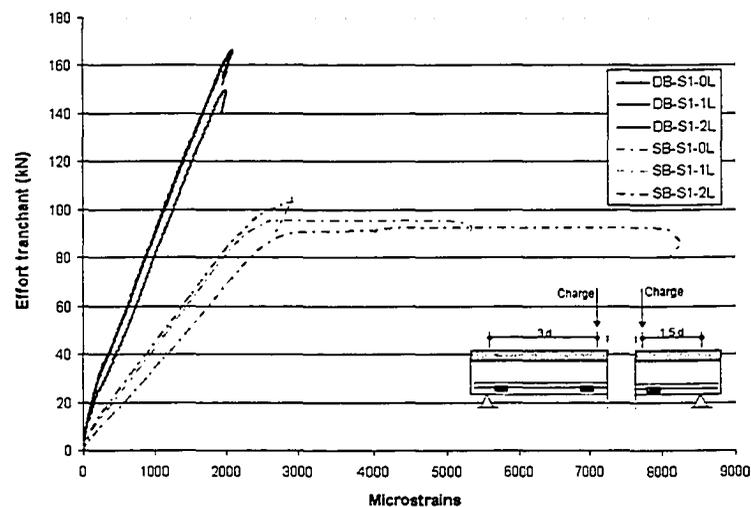
Les courbes Effort-déformation de l'acier longitudinal sont données à la figure 85-a pour les spécimens de la série S0 et à la figure 85-b pour ceux de la série S1. Pour les spécimens profonds des séries S0 et S1, respectivement, on constate que (Figure 85) :

- a. au début du chargement, et jusqu'à l'apparition des premières fissures, l'acier longitudinal travaille peu. Confondues au début du chargement, les courbes se démêlent au fur et à mesure que la charge augmente. Cette phase se prolonge jusqu'à un effort allant de 5 à 10 kN pour les spécimens témoins (DB-S0-0L, DB-S1-0L). Dans les spécimens renforcés, elle se prolonge jusqu'à une moyenne de 30 kN;
- b. le changement de pente qui caractérise les courbes indique le début de la seconde phase. Les déformations de l'acier augmentent plus vite suivant une réponse linéaire. L'acier longitudinal n'atteint la plastification dans aucun des spécimens profonds testés. D'autre part, le niveau de déformation de l'acier longitudinal est, dans les deux séries (S0 et S1), du même ordre;
- c. concernant l'effet du renfort en CFRP, la présence de ce dernier semble soulager l'acier longitudinal. À charge égale, celui-ci paraît un peu moins sollicité dans les spécimens renforcés.

Pour les spécimens élancés appartenant à la série S0 (Figure 85-a), le comportement de l'acier est sensiblement le même que celui des spécimens profonds. En revanche, dans la série S1 (Figure 85-b), la réponse de l'acier fait apparaître une troisième phase. Cette dernière, caractérisée par un long plateau, indique clairement la plastification de l'armature tendue. Sur la figure 85-b, on peut constater que, là aussi, la présence du renfort en CFRP soulage l'acier longitudinal.



(a) Spécimens profonds et élancés de la série S0



(b) Spécimens profonds et élancés de la série S1

Figure 85 Influence du CFRP sur les déformations de l'acier longitudinal

Enfin, la comparaison entre les spécimens profonds et élancés, sans acier transversal (Figure 85-a) et avec acier transversal (Figure 85-b), respectivement, montre que :

- dans les spécimens sans acier transversal, l'acier tendu atteint des niveaux de déformation plus élevés dans les profonds. À l'inverse, c'est dans les spécimens élancés que l'acier longitudinal travaille le plus – atteignant même la plastification – lorsque les spécimens contiennent de l'acier transversal;

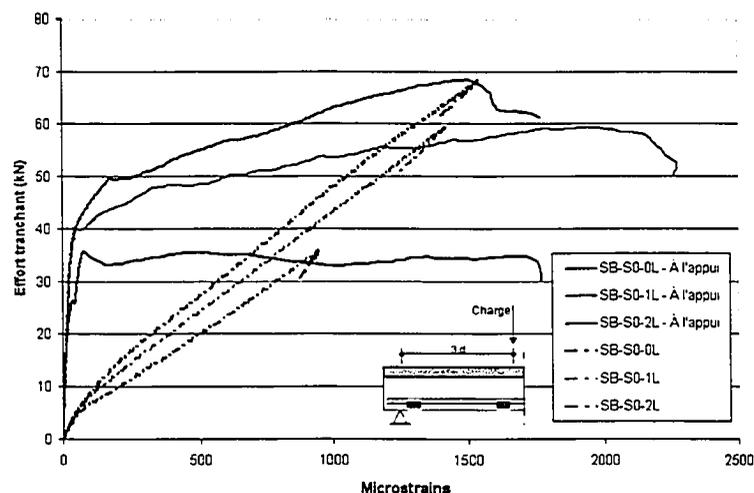
- b. en ajoutant une seconde nappe de CFRP (passage de 1L à 2L), l'armature longitudinale semble être encore plus soulagée, lorsque les spécimens ne contiennent pas d'armature transversale (série S0).

### 6.5.3.2 Comportement dans la zone d'appui

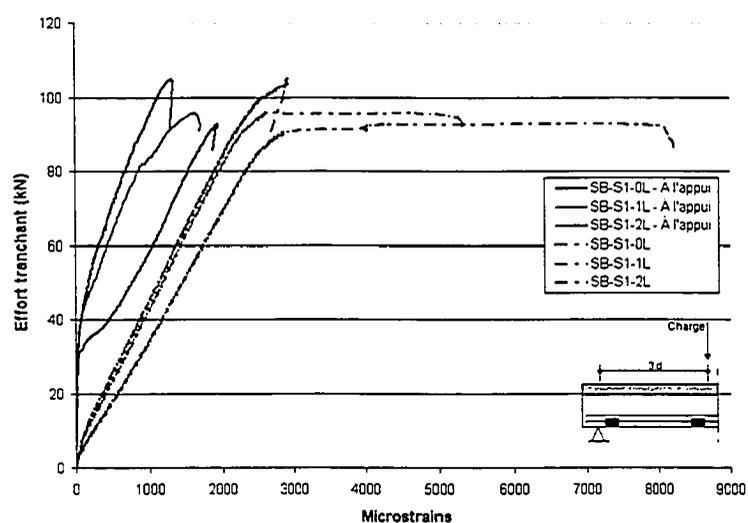
L'analyse du comportement de l'acier longitudinal dans la zone d'appui concerne les spécimens élancés seulement (Figure 86). Sur la figure 86, on peut constater que les déformations de l'acier sont amorcées sous un effort compris entre 30 et 40 kN, ce qui coïncide avec l'apparition des fissures diagonales. En effet, après l'apparition des premières fissures de flexion dans la zone de chargement, ce qui mobilise l'acier longitudinal situé dans cette zone, celles-ci continuent de se développer jusqu'à la zone d'appui. C'est alors au tour de l'acier longitudinal, situé dans cette zone, de se mobiliser. Il suit l'apparition des fissures diagonales qui vont, à leur tour, conduire à la mise à contribution de l'acier transversal et du renfort en CFRP dans la reprise des efforts. Sous charge croissante, les déformations de l'acier longitudinal dans la zone d'appui augmentent vite sans pour autant atteindre la plastification. On constate également que la présence du CFRP influence le comportement de l'acier dans la zone d'appui. En effet, à charge égale, les déformations sont plus faibles dans les spécimens renforcés (Figure 86-b);

### 6.5.3.3 Influence du CFRP situé dans la zone tendue en flexion

Pour compléter l'analyse du comportement de l'acier longitudinal, on examine également la réponse du renfort en CFRP situé dans la face tendue de la poutre (Figure 87-a). La figure 87-a montre que le CFRP développe un comportement – globalement – similaire à celui qui est développé par l'acier longitudinal (voir figure 85). Les différentes phases caractérisant l'évolution du comportement de l'acier tendu – à l'exception de la plastification lorsqu'elle a lieu – y sont clairement identifiées.



(a) Spécimens élancés : série S0

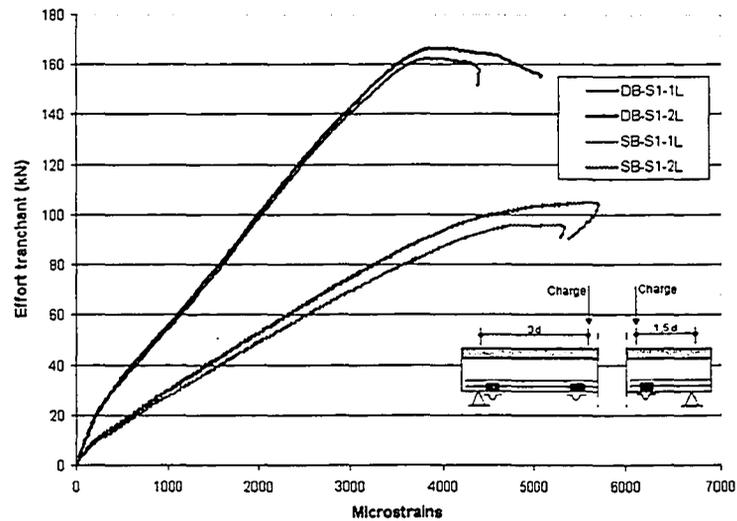


(b) Spécimens élancés : série S1

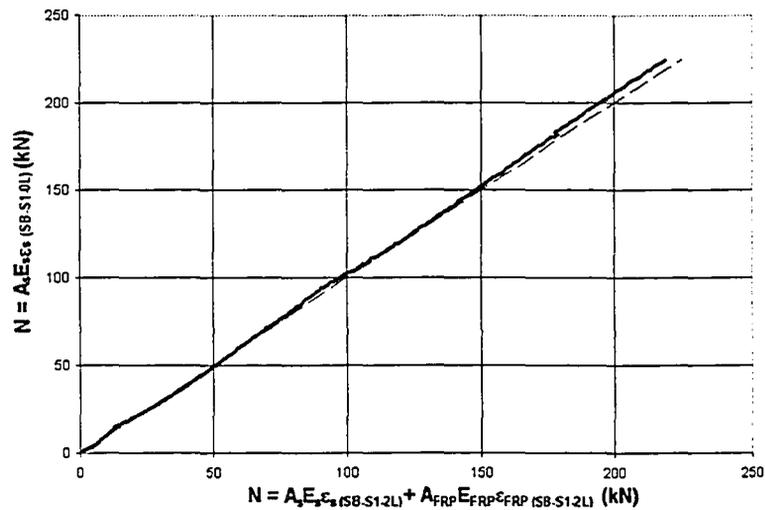
Figure 86 Déformations de l'acier longitudinal : zone d'appui versus d'application de la charge

Sur la figure 87-b, on compare les efforts développés par l'acier longitudinal du spécimen témoin (SB-S1-0L) versus le spécimen renforcé (SB-S1-2L). Le calcul de ces efforts suit la procédure exposée dans § 5.5.33. Il ressort de la comparaison des valeurs quasiment égales. L'influence du CFRP sur les déformations de l'acier longitudinal, telle que constatée sur les spécimens testés dans la phase 2, est à attribuer, au CFRP situé sur la face tendue de la poutre, et non au renforcement en cisaillement proprement dit. Mais,

encore une fois, il convient de rappeler que la question sur l'influence du taux d'acier longitudinal sur le gain en charge dû au renforcement en cisailment à l'aide de FRP, reste toujours posée.



(a) Spécimens profonds versus élancés



(b) Effort calculé versus effort expérimental

Figure 87 Déformations dans le CFRP situé dans la zone tendue

#### 6.5.4 Déformations du béton

Les déformations du béton sont mesurées à l'aide de jauges qui sont noyées dans le béton (spécimens profonds seulement) ou collées en surface. Les résultats de ces mesures sont examinés en fonction de l'épaisseur du renfort en CFRP. On compare aussi les comportements du béton selon le taux d'acier transversal et le rapport  $a/d$ .

La figure 88 présente les courbes Effort-déformation dans le béton, correspondant aux spécimens profonds, selon l'épaisseur du renfort en CFRP et le taux d'acier transversal. Les données relatives aux déformations portées sur ces courbes ont été recueillies à l'aide des jauges noyées dans le béton. Sur ces courbes, on peut constater ce qui suit :

- a. les déformations du béton sont d'abord amorcées dans le spécimen témoin DB-S0-0L, sous un effort d'environ 15 kN. Dans les autres spécimens, incluant DB-S1-0L, les déformations sont amorcées plus tard, sous un effort moyen de 40 kN;
- b. les déformations augmentent ensuite suivant une allure quasi linéaire jusqu'à atteindre environ 1000  $\mu$ strains. On constate que dans cette phase, le spécimen DB-S0-0L affiche un léger écart par rapport aux autres spécimens;
- c. dépassé ce niveau de déformation, une diminution progressive de la pente caractérisant les courbes peut être observée. Les déformations augmentent très vite alors que l'effort tend à se stabiliser. Ce qui, par ailleurs, nous renseigne sur l'état de contraintes du béton à l'intérieur des spécimens au moment de la rupture.

Il peut être intéressant de noter aussi que les courbes correspondant aux spécimens contenant de l'acier transversal, DB-S1-0L et DB-S1-2L, passent par une sorte de palier avant d'atteindre la rupture. En revanche, les spécimens qui ne contiennent pas d'acier transversal affichent une rupture nettement plus fragile. Il suit alors des déformations à la rupture plus élevées dans la première catégorie. En effet, on enregistre 5290  $\mu$ strains et 4345  $\mu$ strains pour DB-S1-2L et DB-S1-0L, respectivement, contre 2661  $\mu$ strains et 2512  $\mu$ strains pour DB-S0-2L et DB-S0-0L, respectivement. D'autre part, ces résultats

montrent, notamment dans les spécimens DB-S1-0L versus DB-S1-2L, que l'ajout du renfort en CFRP semble aider le béton à atteindre des déformations plus élevées.

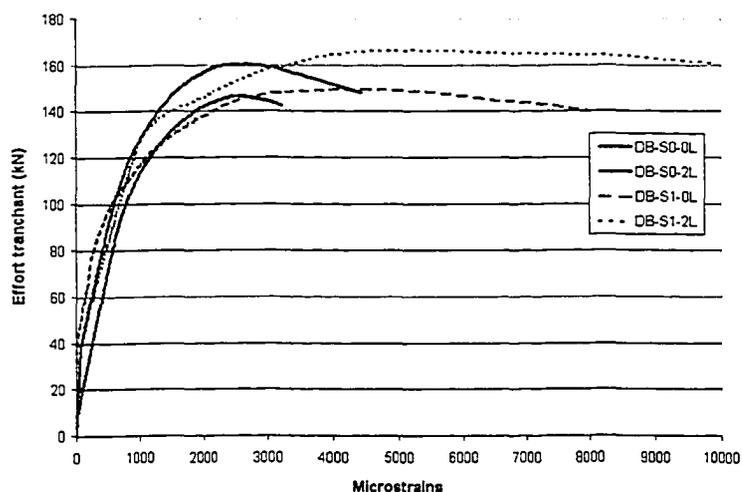
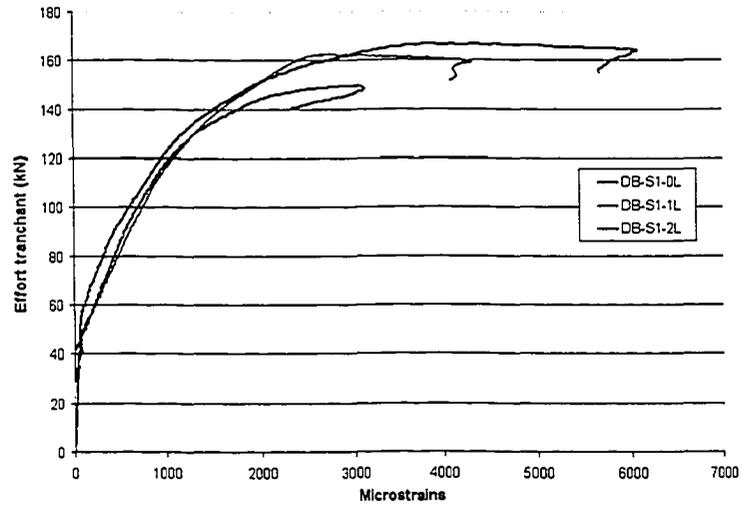
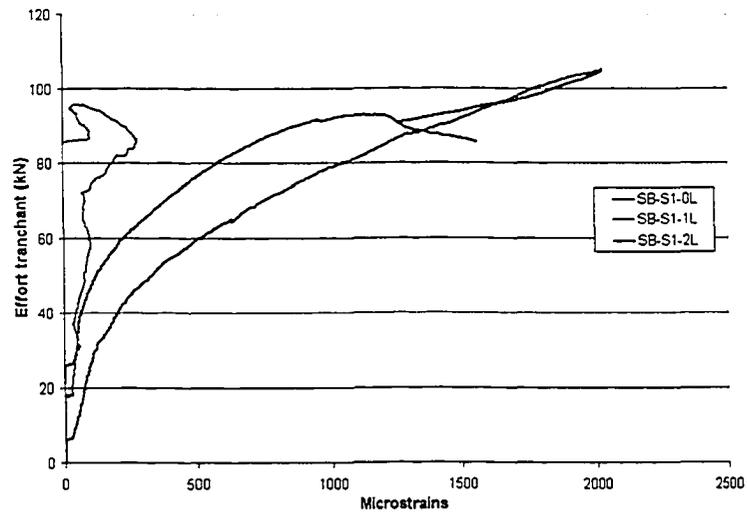


Figure 88 Déformations du béton dans les spécimens profonds, des séries S0 et S1, selon différentes épaisseurs de CFRP : jauges internes

On présente également les résultats des mesures effectuées à l'aide des jauges collées en surface. Ces résultats se rapportent aux spécimens profonds avec acier transversal (Figure 89-a) et aux spécimens élancés avec acier transversal (Figure 89-b). Pour la première série, on peut constater que les déformations enregistrées sont relativement plus faibles que celles obtenues à l'aide de jauges internes. Le fait qu'un type de jauges soit noyé dans le béton alors que l'autre soit collé en surface, explique cette différence. La réponse du béton obtenue à partir de ces mesures reste pour sa part sensiblement identique à celle représentée à la figure 88. Concernant les spécimens élancés, on constate que les déformations sont amorcées dans le béton plus tôt, comparativement aux spécimens profonds. De plus, les déformations semblent varier suivant un taux plus élevé dans les spécimens élancés même si le niveau de déformation atteint à la rupture reste plus faible, comparativement aux spécimens profonds.



(a) Spécimens profonds : série S1



(b) Spécimens élancés : série S1

Figure 89 Déformations du béton selon différentes épaisseurs du CFRP : jauges externes

### 6.5.5 Résumé sommaire des résultats

Les gains en charge les plus significatifs sont obtenus dans les spécimens élancés sans acier transversal, soit 64 % pour SB-S0-1L et 90 % pour SB-S0-2L. Ce qui, par ailleurs, montre que l'ajout d'une seconde couche de CFRP permet une augmentation notable des gains. En revanche, l'ajout de l'acier transversal à ces mêmes spécimens conduit à une diminution importante des gains résultants; soit 3% et 13 %, respectivement. Dans les spécimens profonds, les gains obtenus sont très modestes, soit 10 % en moyenne. L'ajout d'une seconde couche de CFRP, comme la présence de l'acier transversal, sont sans conséquence sur les gains.

Sous charge croissante, les spécimens profonds affichent une plus grande rigidité mais sont plus fragiles à la rupture. Pour sa part, la présence du renfort en CFRP ne produit pas de gain notable en rigidité.

Les spécimens testés ont tous rompu en cisaillement. Aucun décollement ou délamination prématurés ou encore fracture du renfort en CFRP n'ont été observés pendant les essais. La rupture en cisaillement, survenue par écrasement des bielles de béton, se manifestait par la progression d'une large fissure dans la table de compression. Dans les spécimens renforcés, une expansion du béton situé dans le champ des fissures diagonales était parfaitement visible. Le retrait du renfort en CFRP a permis de constater que le béton situé dans cette zone-là était totalement pulvérisé. Pour ce qui est de la fissuration, on a constaté que l'ajout de l'acier transversal modifie les patrons de fissures des spécimens élancés, mais pas celui des profonds.

Les déformations du CFRP sont d'autant plus élevées que l'épaisseur du renfort est faible. Ces déformations semblent être plus élevées dans les spécimens élancés, notamment ceux de la série S0.

À charge égale, les déformations de l'acier transversal sont nettement plus élevées dans les spécimens témoins, notamment SB-S1-0L. On remarque également que, pour ce cas, l'ajout d'une seconde couche de CFRP (1L à 2L) soulage davantage l'acier transversal.

Concernant l'armature longitudinale, celle-ci paraît être soulagée par la présence du renfort en CFRP. Mais cette influence est due, non pas au renforcement en cisaillement proprement dit, mais au CFRP situé sur la face tendue de la poutre. Toutefois, ceci n'exclut aucunement la question quant à l'influence du taux d'acier longitudinal sur le gain en charge dû au renforcement en cisaillement à l'aide de FRP

Enfin, en ce qui a trait aux déformations du béton, les résultats obtenus montrent que celles-ci atteignent des niveaux significatifs. Le renfort en CFRP pourrait dans ce cas-ci jouer un certain rôle de confinement.

## CHAPITRE 7

### COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE FRP SOUS CHARGE CROISSANTE

Les chapitres 5 et 6 étaient consacrés à l'analyse des résultats des tests obtenus à l'issue des phases 1 et 2, respectivement, du programme expérimental. Le présent chapitre traite ces résultats en vue de décrire le comportement, sous charge croissante, des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. Les différentes phases de ce comportement, depuis l'apparition des premières fissures de flexion jusqu'à la rupture, y sont décrites, une à une. On traite, successivement, le cas des poutres de type élancé, puis celui des poutres de type profond. L'influence des paramètres d'étude, dans chacune de ces phases, y est analysée; à l'exception de l'effet d'échelle, qui est traité de façon séparée. Mais, avant cela, on se propose un retour sur l'aspect déformations dans les renforcements en cisaillement, interne en acier, et externe en FRP : leur intensité, mais aussi et surtout leur répartition, notamment dans les zones de rupture. L'analyse des déformations qui est faite est confrontée aux patrons de fissures relevées.

#### 7.1 Déformations dans les renforcements en cisaillement interne et externe

Cette section s'intéresse donc à l'aspect déformations dans l'acier transversal, et dans le CFRP. On y présente, sous forme graphique, l'inventaire des déformations enregistrées à la rupture dans les étriers instrumentés. De façon similaire, on y présente aussi l'inventaire des déformations maximales atteintes par le renfort en CFRP. Les déformations sont exprimées à l'échelle, et représentées au droit des étriers instrumentés s'il s'agit d'acier transversal (Figures 90 à 92), et au droit des sections instrumentées du renfort externe s'il s'agit de CFRP (Figures 93 à 97).

Ceci permet de dégager des éléments intéressants concernant l'intensité des déformations dans le renforcement en cisaillement au moment de la rupture, ou encore la

répartition de ces déformations. Par exemple, la répartition des déformations permet de situer, dans chacun des spécimens testés, la zone critique où s'est produite la rupture. Ce qui servira, plus loin, à quantifier les contributions de l'acier transversal et du renfort en FRP à la résistance, sous charge croissante, en utilisant les données expérimentales recueillies sur les déformations.

La présente recherche se démarque ainsi des pratiques observées dans la manière de reporter, et même d'exploiter, les données expérimentales. Des études récentes (Kuchma et Kim, 2001), menées sous l'égide de l'ACI-445 Shear and Torsion Committee, en vue de monter une base de données concernant le cisaillement (*Evaluation Shear Database*), révèlent en effet de nombreuses lacunes à ce sujet, notamment en ce qui a trait aux déformations dans les étriers situés dans les zones de rupture.

### 7.1.1 Renforcement interne en acier transversal

Les figures 90 à 92 représentent les déformations obtenues à la rupture dans les étriers instrumentés. La déformation correspondant au début de la plastification de l'acier transversal (phase 1 :  $\varepsilon_y = 0.0030$ ; phase 2 :  $\varepsilon_y = 0.0033$ ) y est indiquée à l'aide d'un trait horizontal. Les figures 90 et 91 correspondent aux spécimens de la phase 1 (séries S1 et S2, respectivement). La figure 92 correspond aux spécimens de la phase 2 (série S1). Sur ces figures, on constate que :

- la répartition des déformations n'est pas uniforme, en particulier dans les spécimens de la série S1 (phases 1 et 2). Dans les spécimens profonds, les déformations à la rupture sont, en général, plus élevées autour de la section située, en moyenne, à une distance de l'appui égale à  $(3/4) \cdot d$ . Dans les spécimens élancés, les déformations enregistrées sont plus élevées autour de la section située, en moyenne, à une distance de l'appui égale à  $(1.25) \cdot d$ . Ces résultats, qui ne diffèrent pas des prescriptions contenues dans les normes (CSA A23.3 1994, ACI-318 2002), indiquent qu'il s'agit-

là de zones critiques où se sont développées les fissures, ayant entraîné la rupture des spécimens;

- la plastification de l'acier transversal a lieu dans la quasi-totalité des spécimens appartenant aux séries S1 (phases 1 et 2);
- dans les spécimens de la phase 1, les déformations sont nettement plus élevées dans la série S1, comparativement à la série S2. Cette différence s'explique, évidemment, par le taux d'armature transversale, nettement plus élevé dans les spécimens de la série S2 ( $s = d/4$ );
- le CFRP ne semble pas influencer la *répartition* des déformations dans l'acier transversal. Certes, les courbes Effort-déformation de l'acier transversal montrent clairement qu'en présence de FRP, les étriers sont moins sollicités (voir § 5.5.2.1 et § 6.5.2.1), mais ceci ne pourrait apparaître sur les figures 90 à 92, dans la mesure où celles-ci représentent les déformations de l'acier transversal à la rupture;
- aucune tendance, concernant l'influence de la taille des spécimens sur les déformations (phase 1 versus phase 2), n'apparaît lorsqu'on compare les figures 90 et 92; à l'exception des spécimens de type profond (DB-S1). On peut en effet noter que les déformations de l'acier transversal, correspondant aux spécimens de la phase 1, sont relativement plus élevées (Figure 90), en comparaison à celles de la phase 2 (Figure 92). Rappelons, à ce titre, que la contribution de l'acier transversal à la résistance était, dans ce cas-ci (phase 2), quasiment nulle.

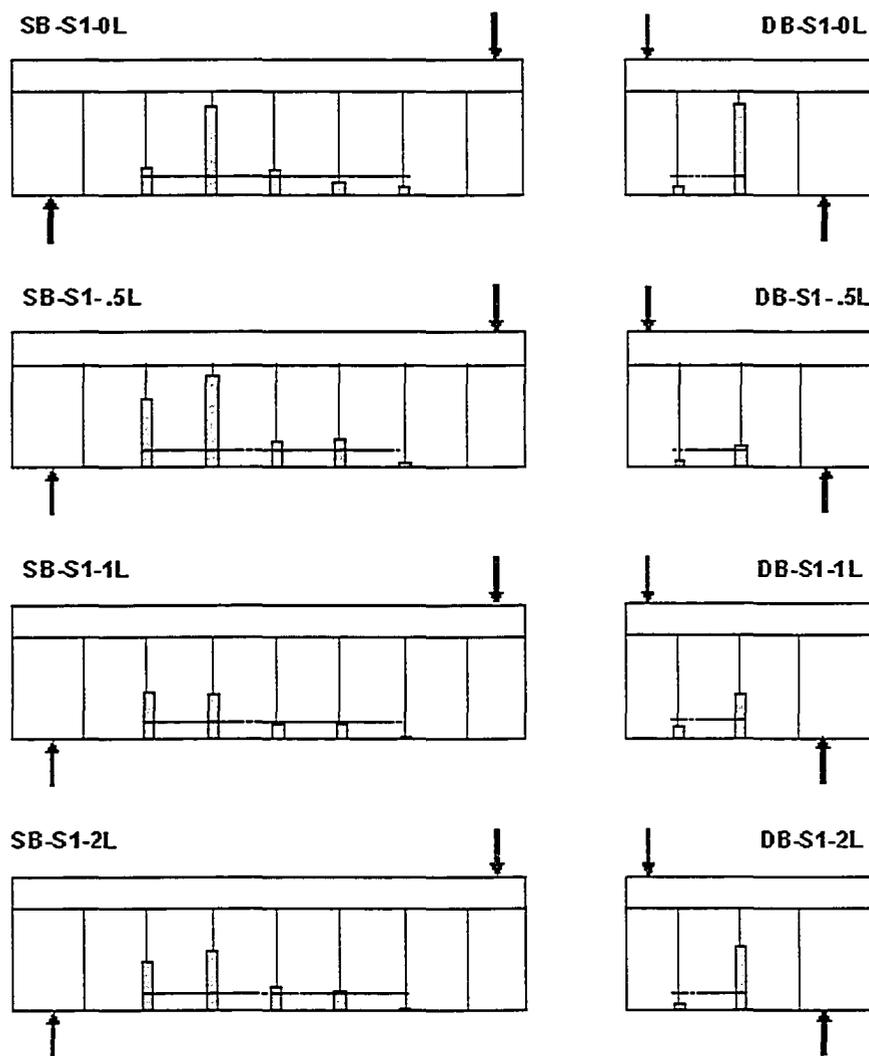


Figure 90 Répartition des déformations dans l'acier transversal : phase 1, série S1

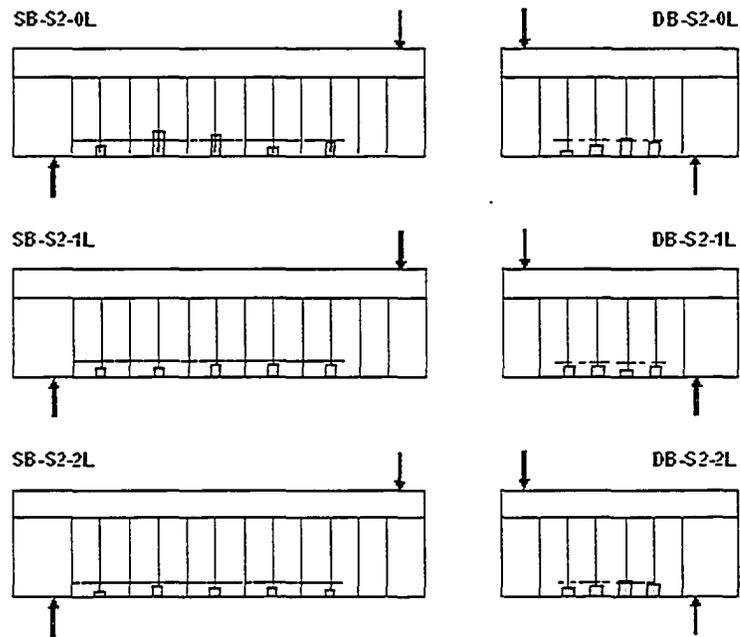


Figure 91 Répartition des déformations dans l'acier transversal : phase 1, série S2

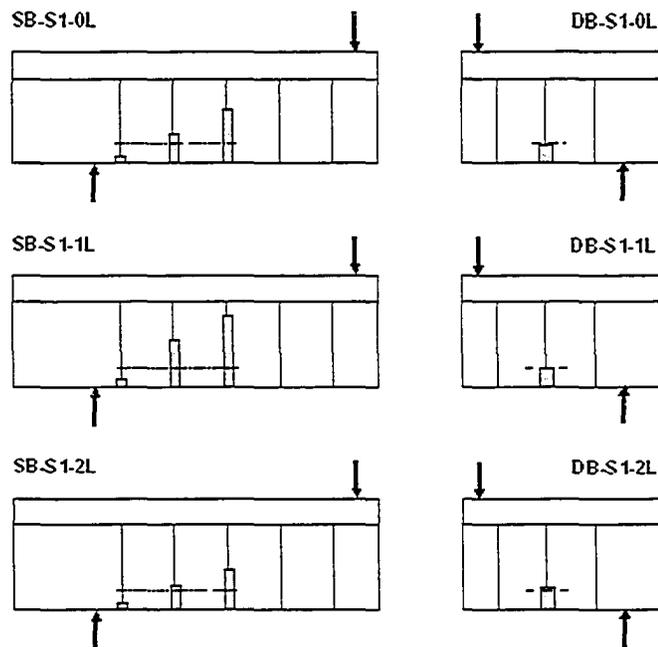


Figure 92 Répartition des déformations dans l'acier transversal : phase 2, série S1

### 7.1.2 Renforcement externe en CFRP

Les figures 93 à 97 représentent les déformations maximales atteintes par le renfort en CFRP. Ces déformations sont représentées en gras et rapportées à la déformation ultime du CFRP, soit  $\varepsilon_{FRP,ult} = 1.4\%$ . Les figures 93 à 95 correspondent aux spécimens de la phase 1 (séries S0, S1 et S2, respectivement). Les figures 96 et 97 correspondent aux spécimens de la phase 2 (séries S0 et S1, respectivement). Ces figures indiquent que :

- les déformations enregistrées ne représentent qu'une proportion, en général modeste, de la déformation ultime du CFRP;
- pour une même série de spécimens (exemple : SB-S1-.5L, SB-S1-1L, SB-S1-2L), et dans une même section de la zone de test, les déformations les plus élevées correspondent au renfort ayant la plus faible épaisseur. Pour un renfort de type 0.5L, les déformations atteignent, dans certains cas, jusqu'à 38 % de la déformation ultime, soit 5300  $\mu$ strains. Alors que pour un renfort de type 2L, on enregistre des déformations de l'ordre de 11 % de la déformation ultime, soit 1600  $\mu$ strains. Il est donc évident que l'épaisseur du renfort en CFRP – et plus exactement sa rigidité – influence les déformations : plus épais – ou plutôt rigide – est le renfort et moins élevées seront les déformations;
- comme pour l'acier transversal, la répartition des déformations du CFRP n'est pas uniforme. Dans les spécimens élancés sans acier transversal (série S0), de la phase 1, les déformations sont plus élevées autour de la section située, en moyenne, à une distance de l'appui égale  $(1.20) \cdot d$ . Comparativement, dans les spécimens profonds, les déformations sont plus élevées à une distance de l'appui égale à  $(3/4) \cdot d$ . Dans les spécimens avec acier transversal (série S1), les déformations maximales correspondent à la section  $(1.25) \cdot d$  pour les spécimens élancés, et autour de  $(0.70) \cdot d$  pour les spécimens profonds. Les zones critiques correspondant à cette dernière série (Série S1) sont quasiment les mêmes – *forcément!* – que celles ayant été identifiées à partir des déformations dans l'acier transversal;

- en ce qui concerne l'influence de l'acier transversal sur l'intensité des déformations dans le CFRP, on remarque que, pour une même série de spécimens, celles-ci ont tendance à être plus élevées dans les spécimens contenant de l'acier transversal. Ceci serait plutôt lié au niveau, relativement élevé, des charges de rupture atteint, comparativement à celui qui est atteint dans les spécimens sans acier transversal. Le renfort en CFRP est donc davantage sollicité en présence d'acier transversal. C'est probablement pour cette raison aussi que, pour une même série de spécimens (séries S0, S1, S2, respectivement), les déformations enregistrées dans les spécimens profonds – lesquels atteignent des niveaux de charge élevés – ont tendance à être plus grandes, comparativement aux déformations enregistrées dans les spécimens élancés;
- en revanche, aucune tendance, concernant l'influence de la taille des spécimens sur la répartition des déformations dans le CFRP (phase 1 versus phase 2), n'apparaît lorsqu'on compare les figures 93 et 96 (série S0, phase 1 versus phase 2) avec les figures 94 et 97 (série S1, phase 1 versus phase 2), respectivement.

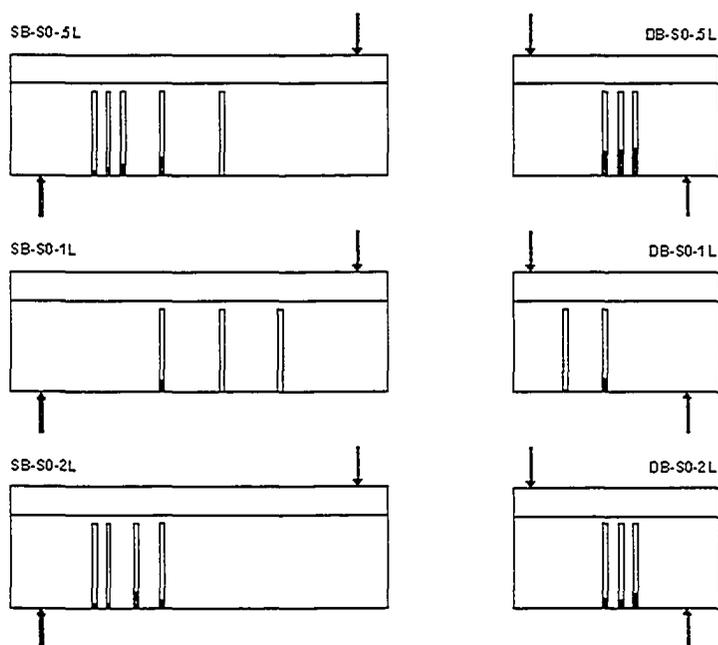


Figure 93 Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 1, série S0

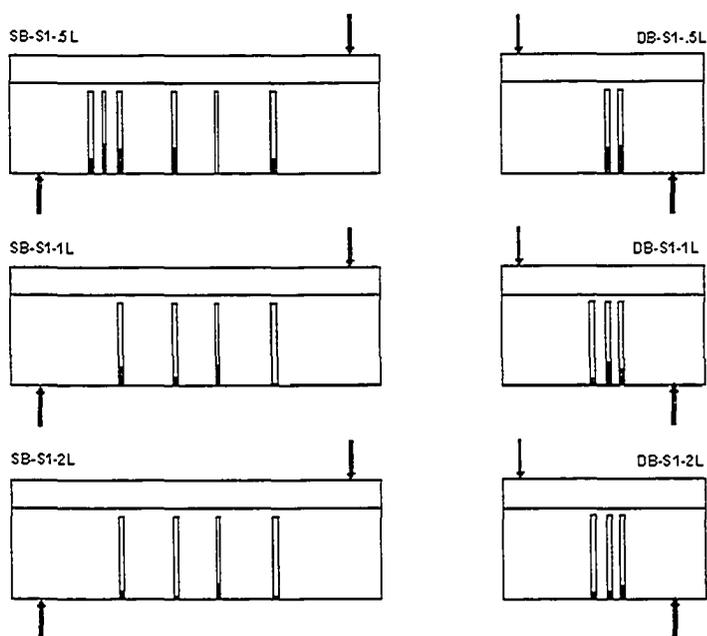


Figure 94 Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 1, série S1

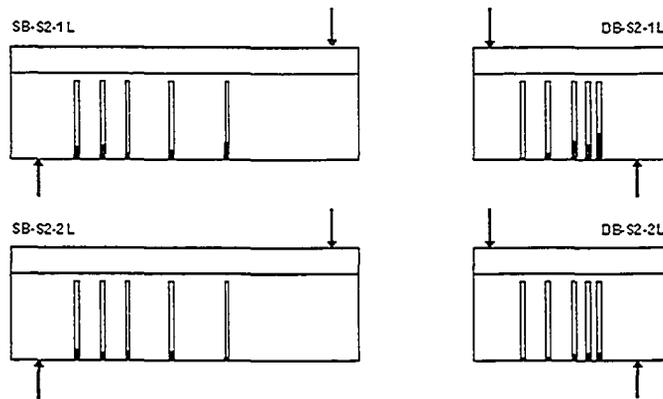


Figure 95 Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 1, série S2

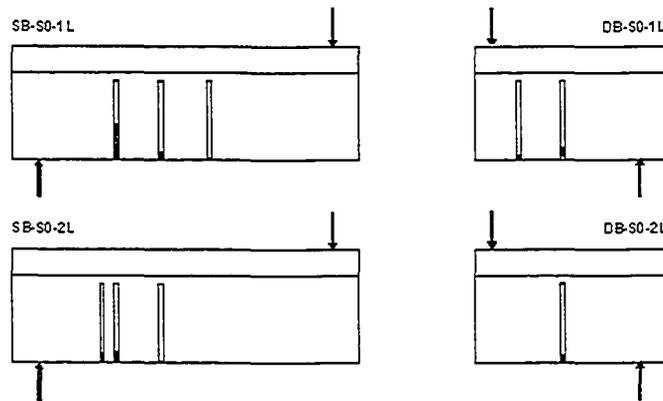


Figure 96 Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 2, série S0

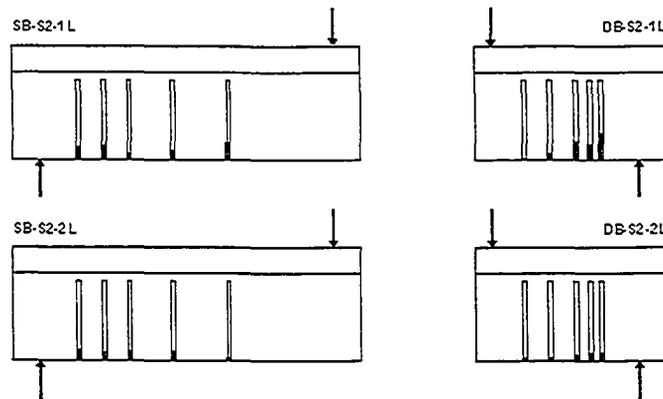


Figure 97 Répartition des déformations maximales dans le CFRP : phase 2, série S1

### 7.1.3 Confrontation des patrons de fissures à la répartition des déformations

Afin de valider les constatations faites sur la répartition des déformations, notamment en ce qui a trait aux zones critiques, on se propose, dans ce qui suit, de confronter la répartition des déformations de l'acier transversal (Figures 90 à 92) et du renfort en CFRP (Figures 93 à 97), aux patrons de fissures relevés à la rupture.

Pour ce faire, on considère les spécimens sans renfort en CFRP, avec acier transversal (DB-S1-0L et SB-S1-0L), de la phase 1 (Figure 98-a). On considère également les spécimens sans renfort en CFRP, ni acier transversal (DB-S0-0L et SB-S0-0L), de la phase 1 (Figure 98-b). Les spécimens renforcés à l'aide de CFRP choisis pour représenter la série S0 (Figure 98-c), sont les suivants : DB-S0-2L et SB-S0-2L. Pour représenter la série S1 (Figure 98-d), on choisit les spécimens suivants : DB-S1-1L et SB-S1-5L. Sur les figures 98-a et 98-d, sont représentés, de façon schématique, les étriers situés dans la zone de test, ce qui permet de situer adéquatement les fissures dans cette zone. Sur les figures 98-b et 98-c, et bien que celles-ci correspondent à des spécimens sans acier transversal, on indique, aussi, et de façon similaire mais en ligne discontinue cette fois-ci, l'emplacement des étriers, tel que prévu dans les spécimens correspondant, contenant de l'acier transversal (série S1, phase 1).

Avant de confronter les figure 98-a à 98-d, représentant les patrons de fissures, aux figures 90 à 94, représentant la répartition des déformations, il pourrait être utile de commencer par rappeler l'essentiel de ce qui a été rapporté sur la fissuration, lors de la présentation des résultats expérimentaux (voir § 5.3 et § 6.3) :

- l'ajout de renforcement externe en CFRP ne semble influencer ni l'angle de la fissure principale – entendu par là celle qui a entraîné la rupture – ni le faciès de la fissuration;

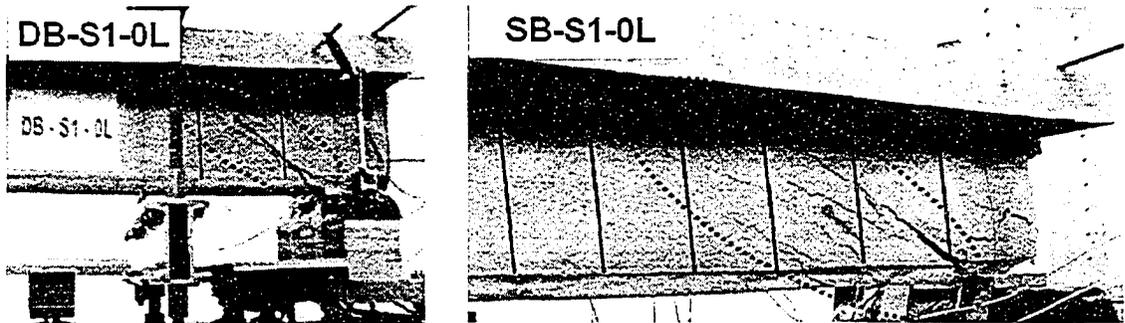
- l'ajout de renforcement interne en acier transversal, en revanche, modifie le faciès de la fissuration : en absence d'acier transversal, celui-ci est constitué d'une fissure unique; avec l'ajout des étriers, la fissuration devient diffuse;
- dans les spécimens profonds, ni l'ajout du renfort en CFRP, ni celui de l'acier transversal, ne semblent à priori modifier l'angle d'inclinaison de la fissure. Il en est de même du faciès de la fissuration, lequel demeure constitué principalement d'une fissure unique, reliant l'appui à la zone de chargement.

Le fait que le faciès de la fissuration, dans les spécimens de type élancé, soit influencé par la présence de renfort interne en acier transversal, et pas celle du renfort externe en CFRP, pourrait s'expliquer par le niveau de charge atteint à la rupture, dans le premier cas, et pas dans le second. Ce niveau, relativement très élevé en présence d'acier transversal, comme il apparaît sur les tableaux IX et XII, conduit à l'apparition de nombreuses fissures diagonales, avant que la rupture ne soit atteinte. Ces fissures se développent dans diverses sections de la poutre, et pas seulement dans la zone critique, comme tend à le montrer la répartition des déformations dans les étriers (Figures 90 à 92). En revanche, dans les spécimens sans acier transversal, le niveau de charge atteint est plus faible, comparativement aux spécimens avec acier transversal. La rupture, dans ce cas, se produit bien avant la prolifération des fissures diagonales dans les différentes sections de la zone de test. Concernant les spécimens profonds, le faciès de la fissuration ne change pas en présence de l'acier transversal et/ou en présence de renfort externe en FRP. Le mode de fonctionnement qui caractérise ce type de spécimen, assimilable à celui d'un arc à tirant, tend à réduire l'influence du renforcement en cisaillement, qu'il soit interne ou externe.

En examinant la figure 98-a, représentant le spécimen élancé, contenant de l'acier transversal mais sans renfort en CFRP (SB-S1-0L), on constate que la fissuration y est diffuse, ce qui peut expliquer la répartition des déformations enregistrées dans les étriers. Celle-ci indique en effet que tous les étriers, incluant ceux qui ne sont pas dans la

zone critique, sont fortement sollicités. Comme on l'a vu précédemment, ces étriers atteignent, voire dépassent, pour la plupart, le seuil de plastification. Mais, c'est dans les étriers qui interceptent la fissure principale que sont enregistrées les déformations les plus élevées (Figure 98-b). Par conséquent, les zones identifiées à partir de la répartition des déformations comme zones critiques sont effectivement celles que la fissure principale traverse. En comparaison, dans le spécimen élancé sans acier transversal et sans renfort en CFRP (SB-S0-0L), la fissuration, constituée d'une fissure unique, s'étale sur une distance plus grande (Figure 98-b). Il en résulte alors un angle de la fissure plus petit, comparé à celui que fait la fissure principale avec l'horizontale, dans le spécimen contenant de l'acier transversal SB-S1-0L (Figure 98-a).

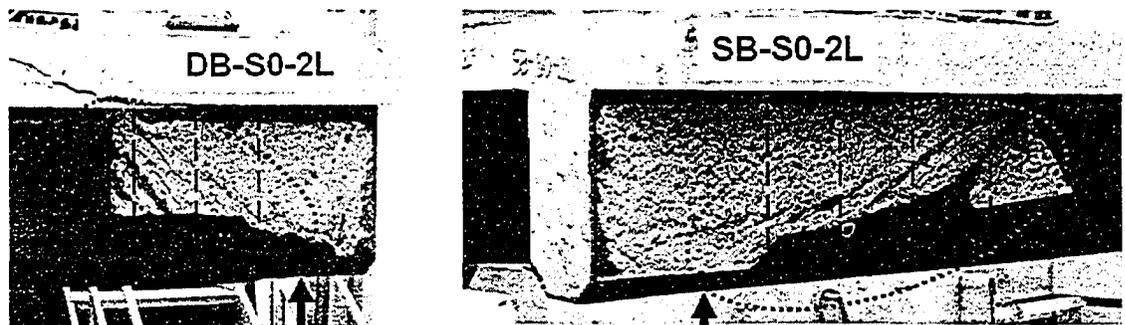
Dans les spécimens élancés sans acier transversal, mais renforcés à l'aide de FRP (SB-S0-#L), la répartition des déformations dans le renfort en FRP, notamment dans les spécimens élancés, indique que celles-ci sont, en général, plus élevées dans la première moitié de la longueur de cisaillement ( $a/2$ ), mesurée à partir de l'appui (Figure 93). Pour sa part, le faciès de la fissuration, constaté après retrait du renfort, indique que c'est dans cette partie de la zone de test que la fissuration est développée le plus (Figure 98-c). Également, la figure 98-c semble indiquer que, *comme dans SB-S0-0L*, cette fissure n'est pas diffuse, mais constituée d'une fissure unique seulement. D'autre part, la zone identifiée comme critique ne semble pas avoir changé d'envergure après l'ajout du renfort en CFRP.



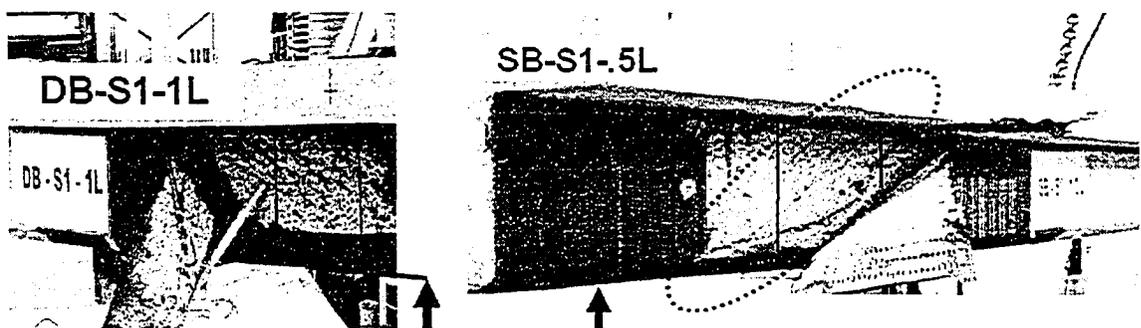
(a) Spécimens sans acier transversal, sans renfort en CFRP



(b) Spécimens avec acier transversal, sans renfort en CFRP



(c) Spécimens sans acier transversal, avec renfort en CFRP



(d) Spécimens avec acier transversal, avec renfort en CFRP

Figure 98 Patrons de fissures dans les divers spécimens testés

En ce qui concerne les spécimens élancés contenant de l'armature transversale, et renforcés à l'aide de CFRP (SB-S1-#L), la répartition des déformations dans le renfort en CFRP tend à indiquer que le renfort en CFRP est sollicité sur toute la zone de test, et pas seulement dans la première moitié de la longueur de cisaillement, comme c'était le cas dans les spécimens sans acier transversal. Ceci peut constituer un indicateur quant au faciès de la fissuration, laquelle serait alors diffuse. C'est en tout cas ce que la figure 98-d, montrant la fissuration dans SB-S1-.5L, semble indiquer. En même temps, le fait que la répartition des déformations dans le CFRP – tout comme celle des déformations dans l'acier transversal d'ailleurs – ne soit pas uniforme, indique bien l'existence de zones critiques où, de toute évidence, se sont développées les fissures principales ayant causé la rupture. Ces zones critiques, qui sont identiques à celles identifiées dans le spécimen témoin SB-S1-0L, ne semblent pas avoir changé d'envergure après l'ajout du renfort en CFRP.

Dans le spécimen de type profond, contenant de l'acier transversal mais sans renfort en CFRP (DB-S1-0L), le faciès de la fissuration est constitué d'une fissure unique reliant la zone d'appui à la zone de chargement (Figure 98-a). Cette fissure est interceptée, principalement, par le second étrier à partir de l'appui; celui même où la déformation la plus élevée est enregistrée (Figure 90). Ce faciès est similaire à celui qui est observé dans DB-S0-0L, spécimen profond sans acier transversal et sans renfort en CFRP (Figure 98-b). Il en est de même des spécimens de type profond renforcés de CFRP, avec ou sans acier transversal (DB-S0-#L et DB-S1-#L). En effet, ni le faciès de la fissuration, constitué d'une fissure principale unique, ni l'envergure de cette fissure principale, ne semblent changer (Figures 98-c et 98-d).

Outre la validation des constatations concernant les zones critiques, le calage de la répartition des déformations sur les patrons de fissures relevés à la rupture dans chacun des spécimens, a permis de confirmer ce qui a été rapporté, lors de la présentation des résultats expérimentaux, en ce qui concerne la fissuration. Également, il importe de

retenir le fait que l'angle de la fissure, plus faible dans les spécimens sans acier transversal, avec ou sans renfort en CFRP, implique une distance projetée suivant l'horizontale plus grande. À l'inverse, dans les spécimens avec acier transversal, avec ou sans renfort en CFRP, l'angle de la fissure est plus grand. Il en résulte alors une distance projetée suivant l'horizontale relativement plus faible.

Ce résultat nous incite à rappeler l'importance, unanimement reconnue, de l'angle de fissuration dans le comportement en cisaillement des poutres en béton armé. Cette importance se reflète directement sur les contributions du béton et de l'acier transversal à la résistance. Mais, à défaut de prédiction théorique précise de l'angle de fissuration, les codes de béton armé continuent d'adopter, du moins pour un dimensionnement utilisant les méthodes simplifiées, un angle égal à  $45^\circ$  (CSA A23.3 1994, ACI 318 2002, EC2 1992).

## **7.2 Comportement des poutres élancées sous charge croissante**

Cette section décrit, une à une, les différentes phases du comportement, sous charge croissante, des poutres de type élancé, depuis l'apparition des premières fissures de flexion, jusqu'à la rupture. Cette description se base sur les observations visuelles relevées pendant le déroulement des essais d'une part, et d'autre part, sur les nombreuses données expérimentales obtenues des mesures effectuées, notamment des déformations.

### **7.2.1 Apparition des fissures de flexion**

L'apparition des fissures de flexion est précédée d'une première phase, dite de pré-fissuration, où le béton est encore intact. Les premières fissures de flexion apparaissent lorsque la contrainte dans le béton tendu dépasse sa résistance en traction. Cela se produit forcément dans la zone correspondant au moment maximum. Sous charge croissante, la fissuration va continuer de se développer en direction de la zone d'appui.

Les fissures de flexion peuvent être constatées *de visu* pendant le déroulement des tests, s'il s'agit de spécimen sans renfort en FRP et/ou si la configuration du renfort le permet (FRP collé sur les faces latérales seulement et/ou discontinu). L'apparition des fissures de flexion peut être aussi décelée grâce au changement de pente qui apparaît dans les courbes Effort-flèche, et indiquant le début de perte de la rigidité. Elle peut être également décelée dans les courbes Effort-déformation de l'acier longitudinal, dans la mesure où cette apparition active la contribution effective de l'acier tendu, ainsi que celle du renfort en CFRP, situé dans la zone tendue. Le changement qui apparaît dans ces courbes (Effort-flèche ou Effort-déformation), peut toutefois précéder, légèrement, l'apparition des fissures, constatée à l'œil nu.

Cette seconde phase, qui correspond donc à l'apparition des fissures de flexion et leur développement jusqu'à l'appui, est clairement illustrée à l'aide de la figure 99. Sur cette figure, on représente les courbes Effort-déformation de l'acier longitudinal, correspondant aux spécimens SB-S0-0L et SB-S0-2L, testés dans la phase 1. La figure 99 compare entre les comportements de l'acier dans la zone d'application de la charge, et dans la zone d'appui, respectivement. On constate alors que la contribution de l'acier longitudinal, situé dans la zone d'application de la charge, est activée à partir d'un effort d'environ 13 kN pour SB-S0-0L, et de 35 kN pour SB-S0-2L. Physiquement, ces efforts correspondent à l'apparition des premières fissures dans cette zone. Ces fissures vont ensuite se développer vers l'appui, où les déformations de l'acier seront effectivement amorcées sous un effort de 70 kN dans SB-S0-0L, et de 83 kN dans SB-S0-2L (Figure 99). Les efforts correspondant à l'apparition des premières fissures de flexion dans les différents spécimens sont donnés dans les tableaux XIV et XV. Ils seront commentés dans le paragraphe suivant, en comparaison avec les efforts correspondant à l'apparition des fissures diagonales.

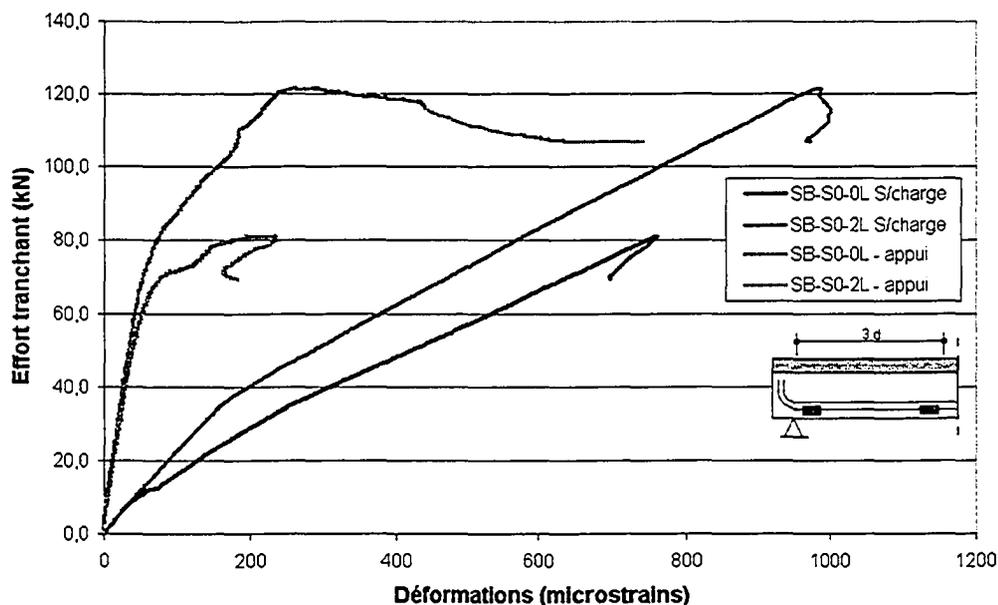


Figure 99 Comportement de l'acier longitudinal : zone de chargement versus d'appui

## 7.2.2 Apparition des fissures diagonales

L'apparition des fissures diagonales, comme celle des fissures de flexion, peut être observé de *visu*, lorsque la configuration du renfort en FRP le permet. Elle peut être aussi décelée grâce au changement de pente qui apparaît dans les courbes Effort-flèche. L'amorce des déformations dans l'acier transversal, dans le renfort externe en FRP, ou encore dans les bielles de béton, constitue également un indice tout à fait fiable pour signifier l'apparition des fissures diagonales. L'amorce de ces déformations indique, en effet, que les contributions de l'acier transversal et du FRP, à la résistance en cisaillement, sont désormais amorcées. Pour le béton, l'amorce des déformations, dans les bielles inclinées, indique que ces dernières sont mises à contribution, après l'apparition des fissures diagonales. Bien entendu, ceci ne signifie nullement que la contribution du béton à la résistance est nulle avant l'apparition des fissures diagonales.

Les tableaux XIV et XV présentent les efforts correspondant à l'apparition des fissures diagonales dans les différents spécimens de la phase 1 et de la phase 2, respectivement. Ces tableaux présentent également les efforts correspondant à l'apparition des premières fissures de flexion<sup>7</sup>, aussi bien dans la zone d'application de la charge, que dans la zone d'appui. Les efforts correspondant à l'apparition des fissures diagonales, notés  $V_{cr}$ , sont tirés, à titre comparatif, des courbes Effort-déformation de l'acier transversal, du renfort en FRP, et lorsque disponibles, des courbes Effort-déformation du béton, dans les bielles inclinées. Pour l'acier transversal et le renfort en CFRP, ces valeurs sont exprimées dans un intervalle, vu que ces deux constituants sont instrumentés en diverses sections. Mais, c'est par rapport à l'effort  $V_{cr}$  minimal que l'apparition des fissures diagonales sera désormais rapportée.

Les données présentées dans les tableaux XIV et XV mettent en évidence une tendance pertinente; à savoir que l'apparition des fissures diagonales se produit sous des efforts légèrement supérieurs aux efforts correspondant à l'apparition des premières fissures de flexion dans la zone d'appui. Ce qui confirme les observations rapportées à ce sujet par Li et coll. (2002). Ce résultat, clairement illustré dans la figure 100, traduit la relation étroite qui pourrait exister entre le moment de fissuration  $M_{cr}$  et la contribution du béton à la résistance en cisaillement  $V_c$ , comme on verra plus loin.

Concernant l'influence du renfort en FRP sur l'apparition des fissures en flexion, les données présentées dans les tableaux XIV et XV indiquent que cette dernière est légèrement retardée en présence de CFRP. Il en est de même pour les fissures diagonales. Les efforts correspondant à l'amorce des déformations dans le béton, dans l'acier transversal ou encore dans le renfort en CFRP, sont, dans ce cas, légèrement supérieurs dans les spécimens renforcés à l'aide de FRP, en comparaison aux spécimens témoins. On peut penser que cette apparition retardée des fissures diagonales résulterait

---

<sup>7</sup> Le début de fissuration en flexion est déterminé, selon la norme, à l'aide du moment de fissuration  $M_{cr}$ .

de l'apparition des fissures de flexion, elle-même retardée. Mais dans une même section, les figures 101 à 104, représentant les courbes Effort-déformation dans les différents constituants (acier transversal, FRP, bielle de béton), montrent que les déformations dans l'acier transversal, dans le CFRP, et dans les bielles de béton, sont amorcées, quasiment, en même temps. Le décalage que l'on observe entre les différentes sections instrumentées, quant à l'amorce des déformations, est relié au développement de la fissuration au long de la poutre. Il s'avère en effet que les fissures apparaissent d'abord au droit de la section critique, puis se développent, simultanément, vers la zone de chargement et vers la zone d'appui (voir également § 5.4.2 et § 6.4.2).

Tableau XIV

Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres élancées, phase 1

Phase	Série	Spécimen	Fissures de flexion		Fissures diagonales		
			Zone de charge (kN)	Zone d'appui (kN)	Dans le béton (kN)	Dans les étriers (kN)	Dans le CFRP (kN)
1	S0	SB-S0-0L	13	71	–	–	–
		SB-S0-.5L	33	83	84	–	78 – 90
		SB-S0-1L	–	–	–	–	69 – 89
		SB-S0-2L	38	83	–	–	83 – 98
	S1	SB-S1-0L	34	–	71	47 – 71	–
		SB-S1-.5L	40	–	73	59 – 83	88 – 118
		SB-S1-1L	36	–	79	60 – 83	72 – 88
		SB-S1-2L	32	–	91	70 – 90	83 – 99

Tableau XV

Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres élancées, phase 2

Phase	Série	Spécimen	Fissures de flexion		Fissures diagonales		
			Zone de charge (kN)	Zone d'appui (kN)	Dans le béton (kN)	Dans les étriers (kN)	Dans le CFRP (kN)
2	S0	SB-S0-0L	6	26	–	–	–
		SB-S0-1L	8	40	–	–	34 – 40
		SB-S0-2L	10	43	42	–	31 – 43
	S1	SB-S1-0L	4	33	40	23 – 32	–
		SB-S1-1L	6	35	–	33 – 44	31 – 37
		SB-S1-2L	9	35	33	31 – 35	30 – 43

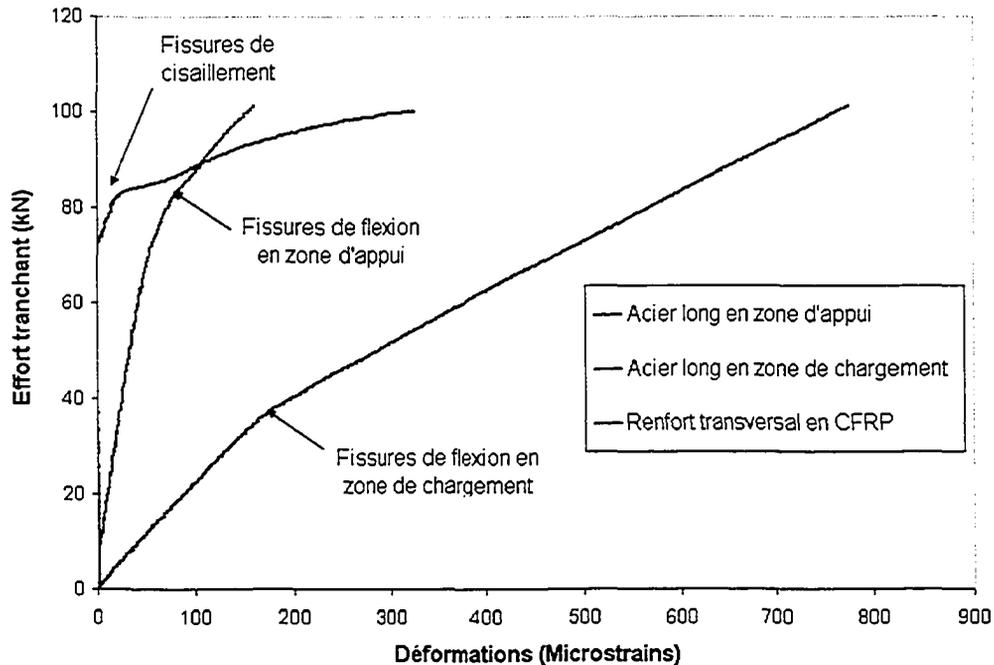


Figure 100 Apparition des fissures : fissures de flexion versus de cisaillement

### 7.2.3 Comportement sous charges de service

Il importe, avant tout, de préciser qu'il ne s'agit pas ici d'étudier le comportement en service des spécimens testés, ce qui revient à étudier des aspects comme la flèche, ou la fissuration, sous l'action des charges de service. Ces aspects ont été décrits dans les sections précédentes (voir § 5.3, § 5.4, § 6.3, § 6.4).

Dans le cadre du présent chapitre, qui est davantage dédié aux mécanismes de résistance, l'objectif consiste plutôt à étudier le comportement local des constituants que sont le renfort externe en FRP, l'acier transversal, et la bielle de béton, sous l'action d'efforts compris entre 40 % à 60 % de l'effort de rupture. Les prescriptions contenues dans les normes de béton armé, comme l'ACI-318 02 (2002) et l'Eurocode 2 (1992), et adoptées par les règles de calcul des structures renforcées à l'aide de FRP (ACI-440 2002, *fib* TG.9.3 2001), stipulent, à ce propos, que les contraintes dans l'acier, sous charges de service, doivent être limitées à 80 % de sa limite élastique. Dans notre cas, l'acier transversal atteint, en général, sa limite élastique sous un effort supérieur à 80% de l'effort ultime (voir § 7.2.5), ce qui s'inscrit parfaitement dans le cadre des prescriptions évoquées ci-haut. Par conséquent, il semble tout à fait raisonnable de considérer, comme charges de service, des efforts représentant 40 % à 60 % de l'effort ultime. Dans ce contexte, il y a lieu de mentionner que l'effort correspondant à l'apparition des fissures diagonales est inférieur à 40 % de l'effort ultime, et ce pour tous les spécimens testés, à l'exception des spécimens élancés, de la série S0, testés dans les phases 1 et 2, respectivement. Pour cette série de spécimens, les fissures diagonales apparaissent sous un effort égal à environ 75 % de l'effort ultime pour les spécimens testés dans la phase 1, et d'environ 60 % de l'effort ultime pour ceux de la phase 2.

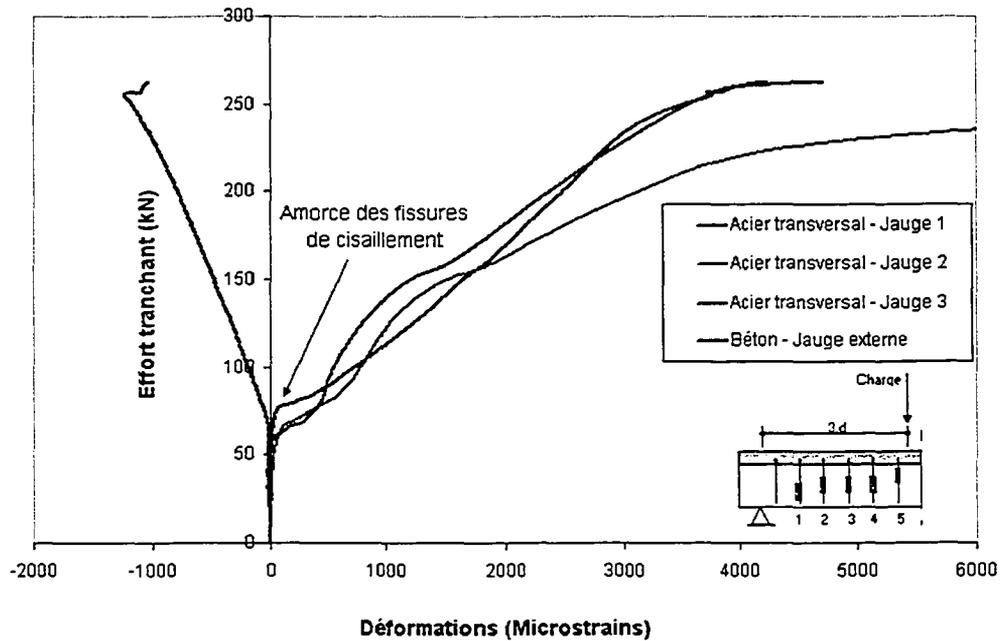


Figure 101 Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-0L, phase 1

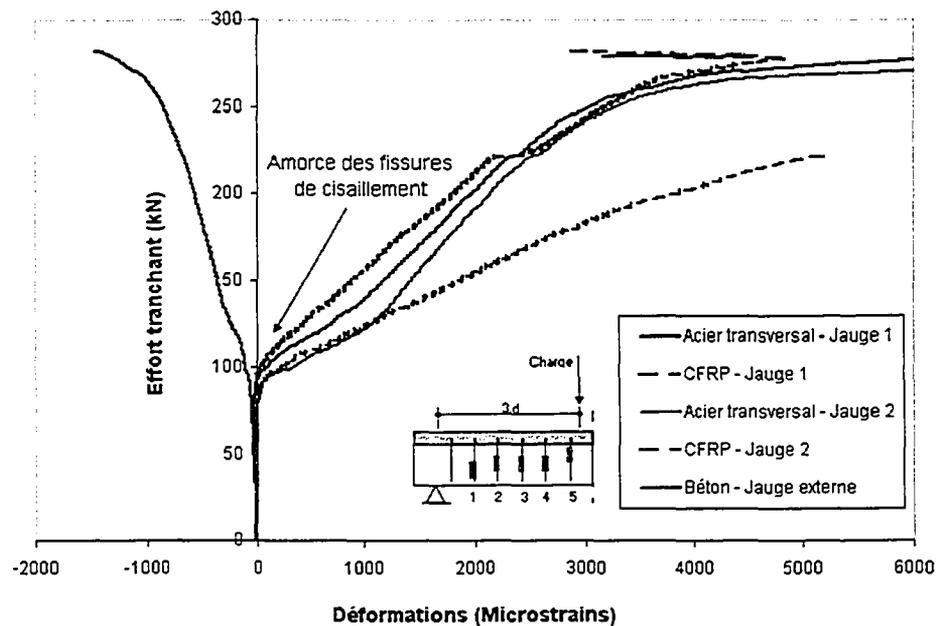


Figure 102 Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-.5L, phase 1

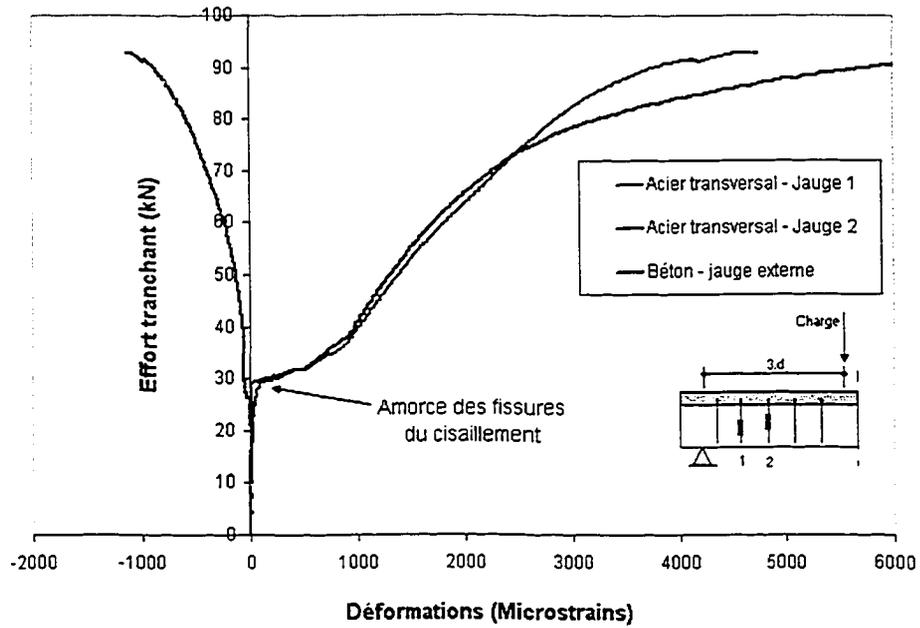


Figure 103 Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-0L, phase 2

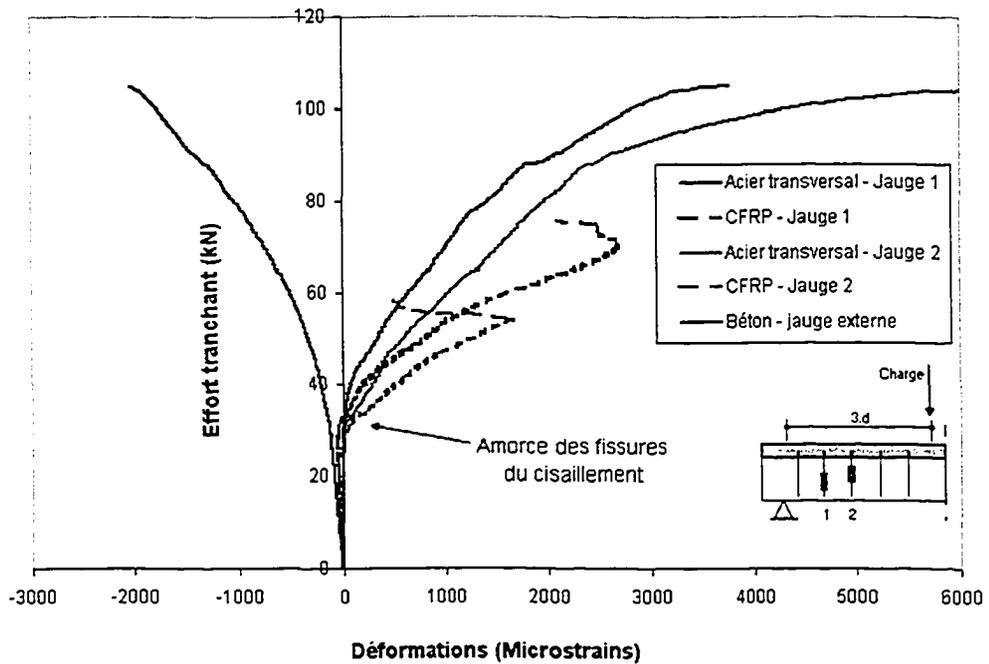


Figure 104 Évolution des déformations dans les différents constituants : spécimen SB-S1-2L, phase 1

Le comportement des composants CFRP, acier transversal et béton, sous ce niveau de charge (40 % à 60 % de l'effort de rupture) peut être observé à partir de leurs courbes Effort-déformation respectives (Figures 101 à 104). Pour le renfort externe en CFRP et pour l'acier transversal, ces courbes se rapportent à diverses sections instrumentées de la zone de test. La comparaison entre les différentes courbes ne montre aucune tendance permettant de dire que, dans une même section d'un spécimen, l'acier transversal, ou le renfort en CFRP, est davantage sollicité. Visiblement, les déformations de ces deux composants augmentent, sous charge croissante, de façon similaire. On ne peut cependant s'empêcher de penser que la rigidité du renforcement, qu'il soit interne en acier transversal ou externe en FRP, n'ait pas une certaine influence sur ces déformations. En comparaison, l'évolution des déformations dans les bielles de béton sous charge de service est, en général, plus lente.

Excepté l'évolution de la fissuration et de la flèche, abordée précédemment, ou encore celle des déformations qui vient d'être décrite, aucun autre changement n'apparaît dans le comportement des spécimens élancés, sous charge croissante, et ce jusqu'à :

- a. l'écrasement de l'âme. Ce scénario concerne les spécimens élancés de la série S0, de la phase 1;
- b. l'interruption des déformations dans le renfort en FRP. Toutefois, la charge continue d'augmenter, et ce jusqu'à l'écrasement du béton de l'âme. Ce scénario concerne les spécimens de la série S0, de la phase 2;
- c. l'interruption des déformations dans le FRP, suivie, et parfois combinée, à la plastification des étriers. Suit alors l'écrasement des bielles de béton. Ce scénario concerne les spécimens de la série S1, des phases 1 et 2, respectivement.

Dans les trois scénarios, l'écrasement des bielles inclinées représente la séquence ultime correspondant à la rupture. Cette séquence peut être : (i) directement atteinte (*cas a*); (ii) précédée par l'interruption des déformations dans le CFRP seulement (*cas b*); ou encore (iii) précédée par l'interruption des déformations dans le CFRP, suivie ou

combinée à la plastification des étriers (*cas c*). Parce qu'il englobe les trois cas, c'est ce dernier scénario qu'on discutera, en détail, dans ce qui suit.

#### 7.2.4 Interruption des déformations en tension dans le CFRP

Cette interruption a été constatée lors de l'analyse des résultats expérimentaux relatifs aux déformations du CFRP. Elle touche plusieurs spécimens mis à l'essai, et en diverses sections instrumentées. Cela fait penser à un décollement du renfort en CFRP. Pourtant, à l'exception de quelques craquements disparates, impossibles d'ailleurs à localiser dans la zone de test, aucun signe de décollement, même mineur, n'a été observé, de *visu*, pendant le déroulement des essais. D'autre part, aucune défectuosité des instruments utilisés pour mesurer les déformations dans le FRP n'a été détectée.

Dans quels spécimens cette interruption s'est-elle produite? Dans quelles sections de la zone de test? Et sous quelles charges? La réponse à ces questions peut fournir des éléments intéressants permettant d'expliquer cette interruption. Mais pour cela, il importe de connaître l'effort tranchant correspondant à cette interruption, dans chacune des sections instrumentées, et pour chacun des spécimens. Ce qui revient, en définitive, à dresser un inventaire des efforts tranchants correspondant à cette interruption. Présenté sous forme graphique, cet inventaire vient ainsi compléter les deux précédents, relatifs à la répartition des déformations de l'acier transversal et du CFRP, respectivement. Aussi, pour pouvoir retracer la chronologie de ces interruptions dans les différentes sections instrumentées, il semble plus judicieux de rapporter les efforts correspondant à l'interruption des déformations aux efforts ultimes.

De cet inventaire, il ne sera représenté ici qu'une partie, correspondant à quelques spécimens (Figure 105), et ce, par simple souci d'allégement du texte. Il est toutefois présenté, en intégralité, dans l'annexe A7. Dans la figure 105, les efforts correspondant à l'interruption des déformations sont représentés au droit de chacune des sections

instrumentées. Ces efforts sont exprimés à l'échelle, et sont rapportés aux efforts ultimes. Une première analyse, portant sur l'intégralité de cet inventaire, a permis d'observer ce qui suit :

- l'interruption des déformations dans le renfort en CFRP s'est produite après l'apparition des fissures diagonales, sous des efforts tranchants compris entre 65 % et 95 %, de l'effort ultime;
- dans une section donnée, et pour une même série de spécimens, cette interruption se produit plus tôt, si le renfort en CFRP est de type 2L ou 1L, comparé à un renfort de type 0.5L, où elle se produit beaucoup plus tard; voire dans la phase finale;
- dans une section donnée de la zone critique, l'interruption des déformations, dans un spécimen donné, a tendance à se produire plus tôt, ou plus tard, selon la longueur d'ancrage dont dispose le renfort en CFRP dans cette section.

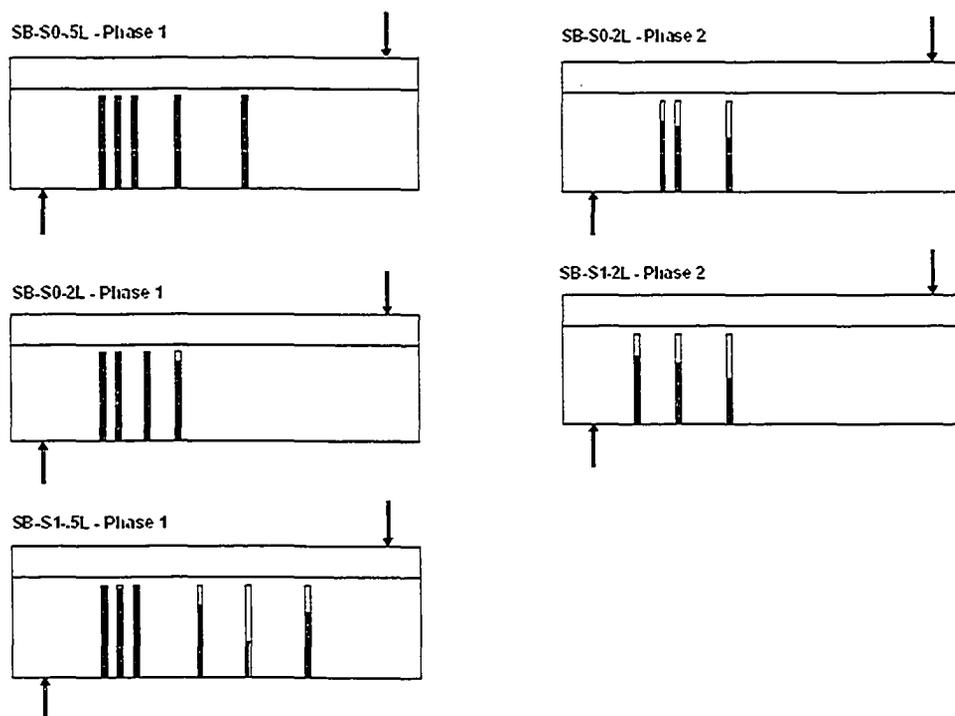


Figure 105 Répartition des efforts correspondant à l'interruption des déformations dans le CFRP

Pour affiner notre analyse, on choisit – aux titres d'exemples – une série de spécimens élancés, dont on confronte la répartition des déformations dans le CFRP, et celles des efforts tranchants correspondant à l'interruption des déformations du CFRP. L'analyse se concentre sur les zones de rupture seulement. La série des spécimens choisie regroupe, respectivement, des spécimens testés dans la phase 1 et dans la phase 2, avec ou sans acier transversal, renforcés suivant différentes épaisseurs. Il s'agit des spécimens suivants : SB-S0-.5L, SB-S0-2L et SB-S1-.5L, pour la phase 1 (Figures 106 et 107), et SB-S0-1L, SB-S1-1L, pour la phase 2 (Figure 108). Sur les figures 106 à 108, on représente, de façon schématique, la zone de rupture, telle qu'elle a été identifiée dans § 7.1. Le plan de rupture  $y$  est défini grâce à l'angle de la fissure principale (rapporté à l'axe longitudinal de la poutre), mesuré à la fin de l'essai. Sur ces figures, on représente aussi les déformations maximales enregistrées dans le CFRP situé dans la zone de rupture. Ces déformations sont rapportées aux déformations ultimes du CFRP. Également, on représente les efforts tranchants correspondant à l'interruption des déformations du CFRP. Ces efforts sont rapportés à l'effort tranchant ultime. Enfin, on indique, pour chacune des sections instrumentées de la zone de rupture, la longueur de renfort qui est disponible entre le plan de rupture et la table de compression (*longueur d'ancrage*). L'analyse est faite en termes de : (a) longueur d'ancrage du renfort en CFRP; (b) épaisseur du renfort en FRP; (c) résistance du béton en compression.

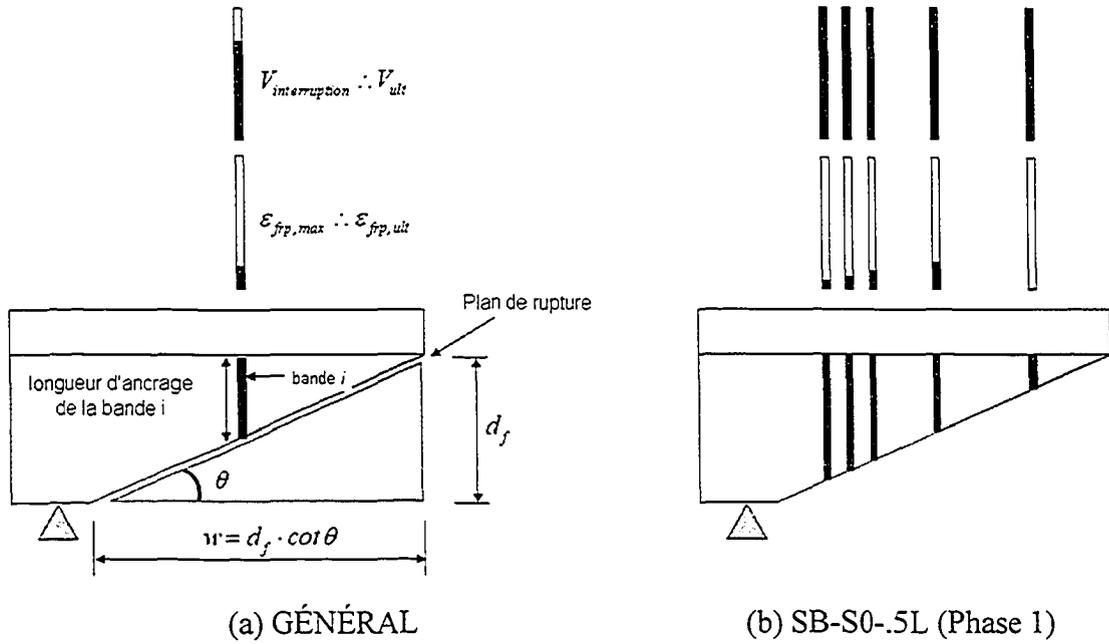


Figure 106 Comportement du renfort en CFRP dans la zone de rupture

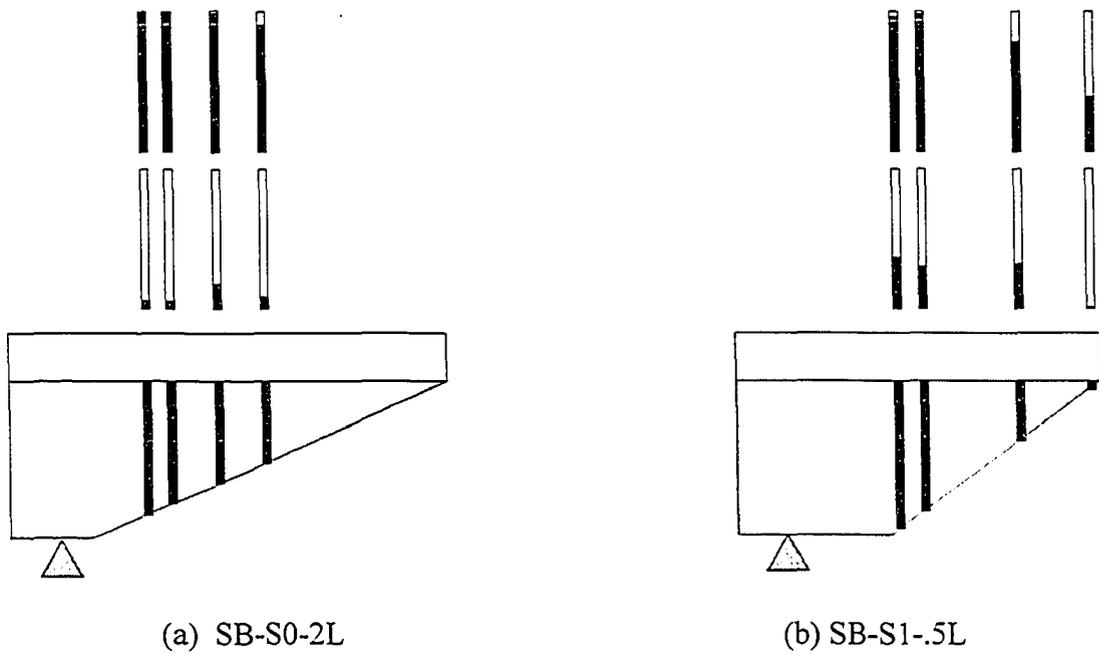


Figure 107 Comportement du renfort en CFRP dans la zone de rupture – Phase 1

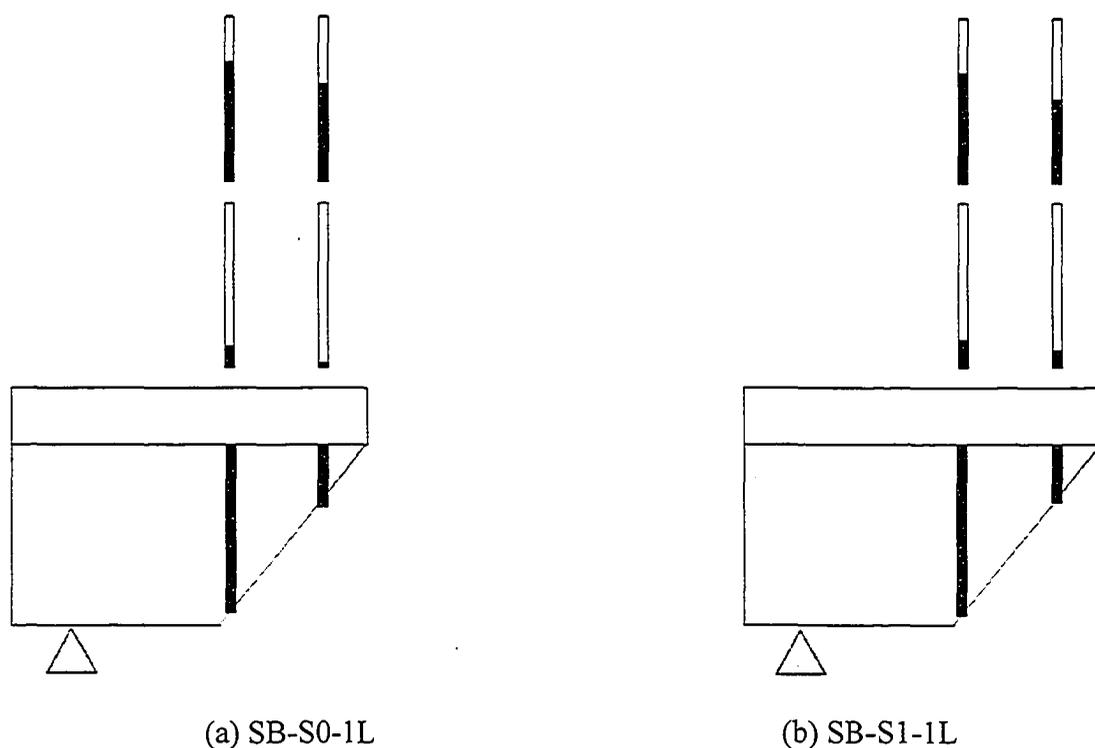


Figure 108 Comportement du renfort en CFRP dans la zone de rupture – Phase 2

#### 7.2.4.1 Longueur d'ancrage du renfort en CFRP

Les figures 106 à 108 indiquent que le renfort en CFRP semble davantage sollicitée au droit de la section critique, située au milieu du plan de rupture. Dans § 5.4.2 et § 6.4.2, on relevait déjà que les fissures diagonales faisaient leur apparition, d'abord, dans l'âme de la poutre, à mi-hauteur de la section, puis, à mesure que la charge augmente, ces fissures allaient s'élargir, tout en progressant, simultanément, en direction de la table de compression et de l'appui. Grâce aux courbes Effort-déformation relatives au CFRP, l'on sait aussi que les déformations sont amorcées d'abord dans la section critique. Elles progressent ensuite vers les sections voisines. Le développement de la fissuration, plus important donc la section critique, va engendrer des déformations du renfort en CFRP dans cette section, forcément plus élevées.

En comparaison, la partie du renfort située à gauche de la section critique semble moins sollicitée. Les déformations maximales enregistrées, dans ce cas, ont tendance à devenir plus faibles, et ce à mesure que l'on s'approche de l'extrémité gauche de la zone de rupture. Il en est de même pour la partie du renfort située à droite de la section critique. Là, on constate que les déformations enregistrées sont encore plus faibles. De plus, l'interruption des déformations s'y produit beaucoup plus tôt, comparativement à la partie du renfort située à gauche. Pourtant, la progression de la fissuration à partir de la section critique vers les sections situées à sa gauche, et sa droite, doit, *logiquement*, suivre un même rythme dans les deux sens, sinon comparable. Cette différence de comportement du renfort, constatée entre les sections situées à gauche de la section critique, et celles qui sont situées à droite, est reliée à la longueur d'ancrage du renfort, disponible dans les différentes sections de la zone de rupture. Dans le cas de sections situées vers la droite, la longueur du renfort disponible diminue au fur et à mesure que l'on s'approche de l'extrémité droite. Il suit alors une diminution des déformations atteintes par le CFRP. Le contraire est tout à fait vrai pour les sections du renfort situées à gauche de la section critique.

#### **7.2.4.2 L'épaisseur du renfort en CFRP**

L'influence de l'épaisseur du renfort sur les déformations du FRP, clairement mise en évidence dans les sections précédentes, est illustrée, de façon schématique, dans la figure 109. Rappelons seulement que pour une même section, les déformations sont plus faibles pour des épaisseurs du renfort plus élevées et que l'interruption s'y produit plus tôt.

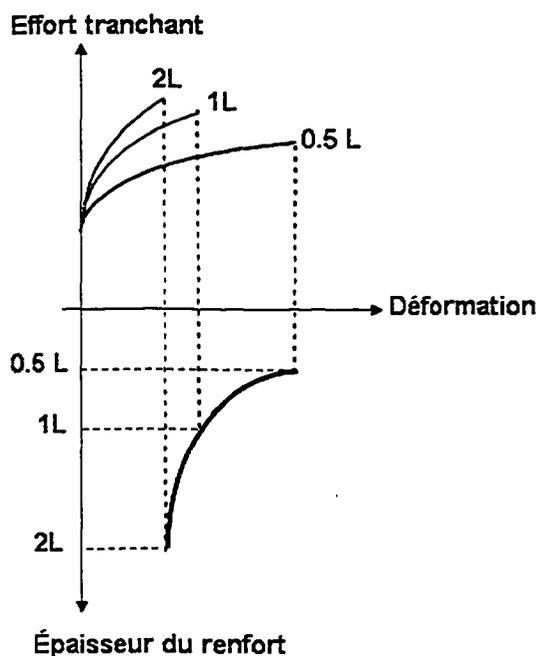


Figure 109 Influence de l'épaisseur du renfort en CFRP sur la déformation

### 7.2.4.3 La résistance du béton

La résistance du béton influe sur les déformations atteintes par le renfort en FRP, tant du point de vue local, que du point de vue global.

Du point de vue local, cette influence concerne la performance de l'adhérence à l'interface FRP-béton. Une résistance plus élevée du béton permet, sinon d'éviter le décollement du renfort, du moins le retarder.

Du point de vue global, cette influence a trait aux scénarios de rupture qui peuvent se produire, selon que la résistance du béton est élevée ou faible. Dans notre cas, la résistance du béton en compression est, en moyenne, de 25 MPa. La rupture s'est produite par écrasement de l'âme, sans aucun signe visible de décollement du CFRP. Avec un béton de résistance plus élevée, par exemple de l'ordre de 40 MPa, les

propriétés d'adhérence à l'interface FRP-béton auraient été probablement améliorées, et les déformations atteintes par le renfort en FRP, éventuellement, supérieures à celles qui ont été enregistrées. Mais, en même temps, on peut, raisonnablement, penser, du moins en ce qui concerne les spécimens contenant de l'acier transversal, et pour des épaisseurs du renfort de type 1L et 2L, qu'un décollement généralisé du renfort se serait produit; peut être même avant que l'acier transversal n'atteigne la plastification.

#### 7.2.4.4 Interruption des déformations – résumé

L'analyse qui précède a permis de mettre en évidence l'influence des facteurs majeurs sur les déformations du FRP. Ces facteurs sont : la longueur d'ancrage du renfort, la rigidité du renfort, et la résistance du béton.

Quant à l'interruption des déformations qui a été constatée, on peut dire qu'elle est due à un décollement, mais que celui-ci est plutôt localisé. Plusieurs raisons soutiennent cette explication :

- l'interruption constatée ne s'accompagne d'aucun signe de décollement, même mineur, observé de *visu* pendant le déroulement des essais;
- elle ne s'accompagne pas, non plus, d'une diminution de la charge, ou de sa stabilisation. Celle-ci continue même d'augmenter; ce qui pourrait être interprété éventuellement comme une redistribution des efforts entre l'acier transversal et le béton, consécutive à cette interruption. Mais, les courbes Effort-déformation de l'acier transversal et du béton, correspondant aux différentes sections instrumentées, n'indiquent pas de tendance au changement dans le comportement de ces deux composants, suite à l'interruption des déformations dans le CFRP;
- évidemment, comme mentionné plus haut, le béton utilisé, à cause de sa résistance relativement modérée (25 MPa), a dû y contribuer, dans la mesure où l'écrasement de l'âme avait précédé, *peut être de peu*, le décollement du renfort.

S'agissant donc de décollement localisé, et non généralisé, l'interruption constatée des déformations du CFRP ne peut être alors considérée comme l'une des phases caractérisant le comportement des spécimens, à l'instar de l'apparition des fissures diagonales ou la plastification de l'acier transversal.

### 7.2.5 Plastification de l'acier transversal

L'analyse des résultats expérimentaux, relatifs aux déformations de l'acier transversal, montre que la plastification des étriers est atteinte dans la quasi-totalité des spécimens de la série S1 (incluant les phases 1 et 2). L'hypothèse, prise par les normes et règles de calcul, comme le CSA S806 (2002), l'ACI-440 (2002), ou encore le *fib* TG9.3 (2001), sur la plastification de l'acier transversal, en présence de renfort en FRP, et qui est requise pour pouvoir utiliser le modèle du treillis, est donc vérifiée.

Dans ce paragraphe, comme dans le précédent, lequel était consacré au renfort externe en FRP, on s'intéresse, de façon spécifique, à la zone de rupture seulement. On y analyse la répartition des déformations enregistrées à la rupture dans les étriers, et celle des efforts tranchants correspondant au début de la plastification.

L'analyse est conduite sur les spécimens élancés de la série S1, testés dans la phase 1 (Figure 110), et dans la phase 2 (Figure 111), respectivement. Les figures 110 et 111 représentent, de façon schématique, la zone de rupture, telle qu'identifiée dans § 7.1. Le plan de rupture  $y$  est défini grâce à l'angle de la fissure principale; celui-ci étant rapporté à l'axe longitudinal de la poutre. Sur ces deux figures, on montre aussi les étriers situés dans la zone de rupture, la déformation enregistrée à la rupture, dans chacun de ces étriers, ainsi que l'effort tranchant correspondant au début de plastification. Ces efforts sont rapportés à l'effort tranchant ultime. Pour mesurer l'importance des déformations atteintes à la rupture, on indique sur les figures 110 et 111, à l'aide d'un trait discontinu, la déformation correspondant au début de la plastification. Aussi, on notera devant

chaque étrier un numéro, indiquant sa séquence de plastification. Ainsi, l'étrier portant le numéro 1, par exemple, est le premier de la série à avoir atteint la plastification.

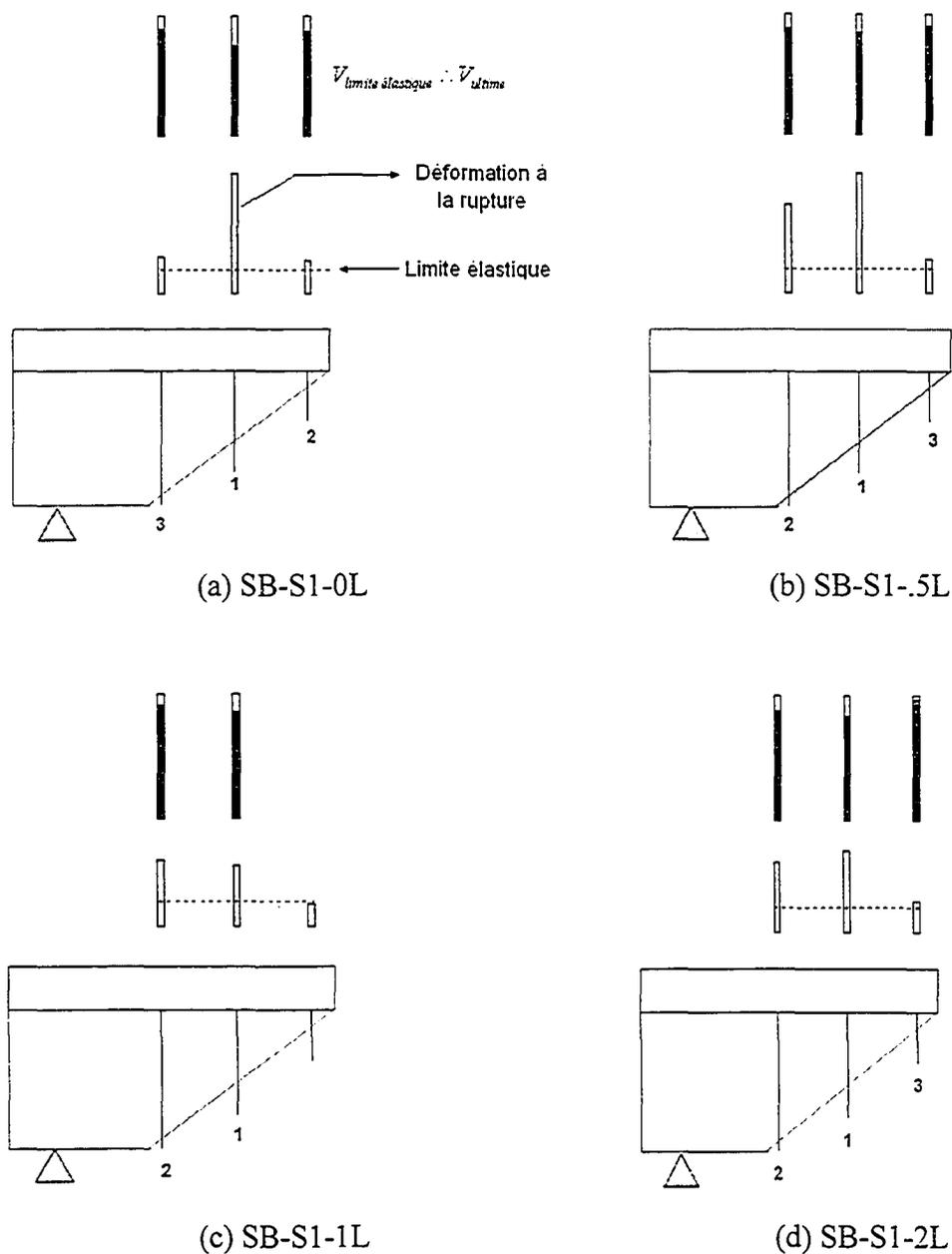


Figure 110 Comportement de l'acier transversal dans la zone de rupture – Phase 1

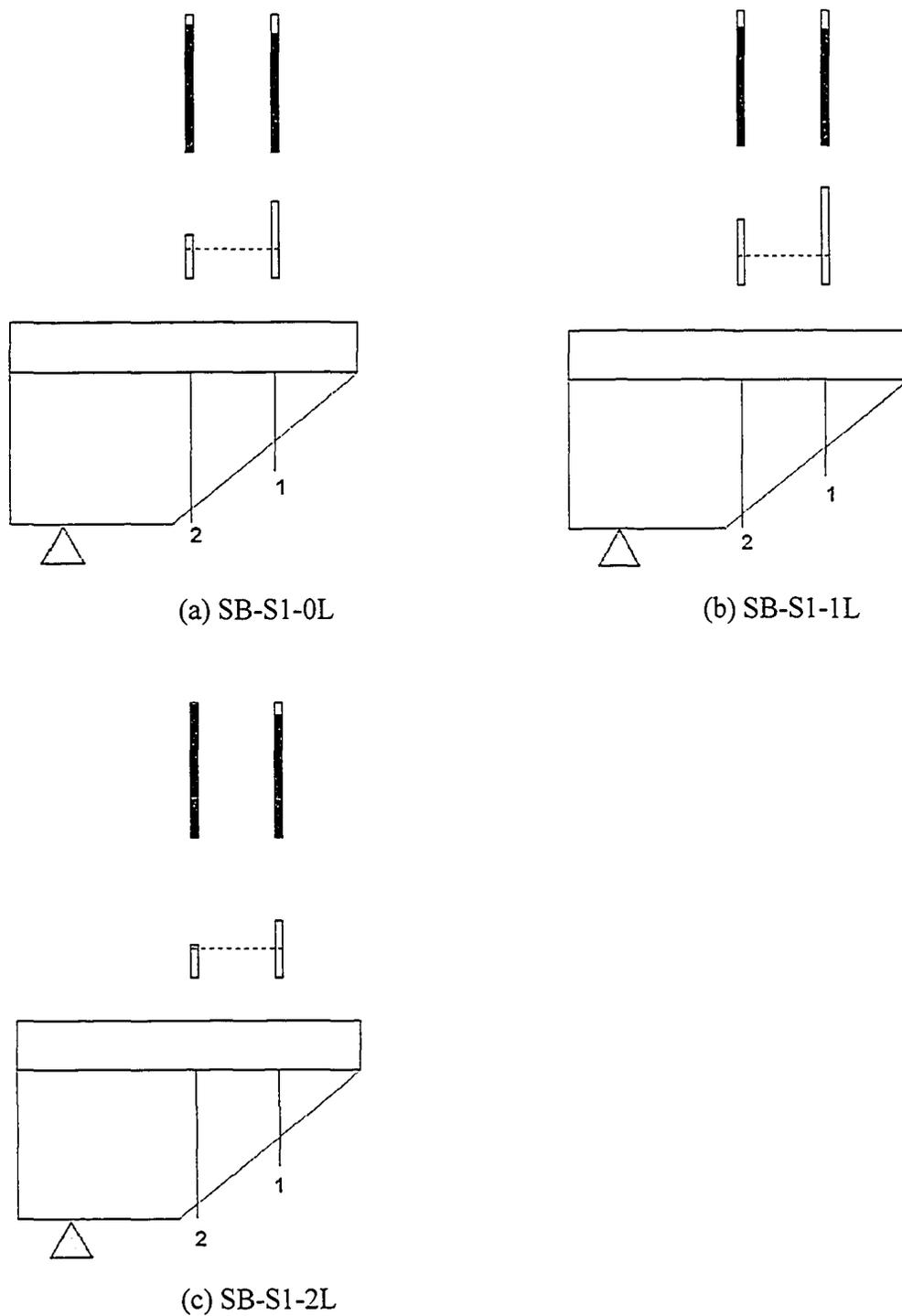


Figure 111 Comportement de l'acier transversal dans la zone de rupture – Phase 2

Outre la plastification des étriers, déjà mentionnée, les figures 110 et 111 permettent de constater que celle-ci se produit dans l'étrier situé dans la section critique, puis atteint les étriers situés à droite, ou à gauche, de la section critique. Ceci est, bien entendu, relié au développement de la fissuration, lequel est plus important dans la section critique. Évidemment, avec la plastification, les fissures vont s'élargir de plus en plus. Il en résulte alors des déformations encore plus élevées dans la section critique. Ces observations rejoignent celles qui ont été formulées auparavant, à propos de la répartition des déformations dans le CFRP (voir § 7.2.4.1).

Concernant les déformations enregistrées dans les autres sections de la zone de test, il peut être intéressant de noter le fait que les déformations dans l'étrier situé à droite de la section critique (no. 2, 3, 3, 3, respectivement) n'affichent quasiment pas de différence, ni après l'ajout du renfort en CFRP, ni après que celui-ci ait subi l'interruption constatée sur les déformations. Car, comme on peut le voir, c'est précisément dans cette zone que les premières interruptions des déformations dans le FRP ont été enregistrées. Si cette interruption était due à un décollement important du renfort, comme on serait tenté de le penser, les déformations dans les étriers l'auraient alors indiqué. En revanche, dans l'étrier situé à gauche de la section critique (no. 3, 2, 2, 2, respectivement), les déformations atteintes à la rupture sont plus élevées après l'ajout du renfort en CFRP. Ceci pourrait être due à la présence de fissures secondaires que l'étrier en question aurait interceptées. C'est, en tout cas, ce qui apparaît sur la figure 98-d, par exemple, illustrant le patron des fissures dans SB-S1-.5L. On peut aussi penser à l'effet de goujon qui serait plus significatif à l'extrémité inférieure de la zone de rupture, à l'intersection du plan de rupture et de l'acier longitudinal, là où précisément agit l'étrier en question.

Enfin, pour ce qui est des efforts correspondant au début de la plastification des étriers, on note que ces derniers sont assez élevés, puisqu'ils varient, en moyenne, entre 85 et 95 % de l'effort ultime. Par conséquent, on peut dire qu'avec la plastification des étriers, et la fissuration accentuée qui en résulte, la capacité résiduelle des spécimens devient très

faible, voire négligeable. Cette phase de plastification s'accompagne d'une augmentation très prononcée des déformations dans la bielle inclinée (voir figure 102). Ce qui, en réalité, traduit une redistribution des efforts vers la composante béton. Suit alors l'écrasement du béton, comme on va le voir ci-après.

### 7.2.6 Écrasement du béton

Cette phase prend fin à la rupture. Rappelons que cette dernière s'est produite en cisaillement, par écrasement de l'âme, et ce, dans tous les spécimens testés, à l'exception de ceux appartenant à la série SB-S2. Dans les spécimens renforcés, on a constaté, après retrait du renfort, que le béton de l'âme était totalement pulvérisé au droit de la fissure principale; probablement en raison du rôle de *confinement* joué par le renfort en CFRP. À ces observations visuelles, s'ajoutent les observations relevées lors de l'analyse des courbes Effort-déformation relatives au comportement de la bielle. Ces courbes indiquaient justement que les déformations ont atteint des niveaux assez significatifs.

Du point de vue mécanique, l'écrasement de l'âme se produit lorsque la contrainte dans la bielle de béton ( $f_{cw}$ ) atteint la résistance effective de la bielle ( $f_c$ ). C'est ce qu'on se propose de voir dans le présent paragraphe.

La contrainte dans la bielle est donnée par l'équation suivante :

$$f_{cw} = \frac{V_u}{b_w j d} (\cot \theta + \tan \theta) \quad (7.1)$$

où :

$f_{cw}$  : contrainte dans la bielle

$V_u$  : effort tranchant à la rupture

- $b_w$  : largeur de la poutre  
 $jd$  : bras de levier  
 $\theta$  : angle du plan de rupture

L'effort tranchant à la rupture ( $V_u$ ), et les dimensions de la poutre ( $b_w, d$ ) sont connus. L'angle du plan de fissure ( $\theta$ ) est également connu. Il est donc possible de déterminer la contrainte dans la bielle de béton ( $f_{cw}$ ).

Pour déterminer la résistance du béton dans la bielle ( $f_c$ ), il importe tout d'abord de rappeler que la résistance du béton en compression ( $f'_c$ ), obtenue à partir des tests sur cylindre, est supérieure à la résistance effective de la bielle. La résistance  $f_c$  peut être déterminée en utilisant le modèle proposé par Vecchio et Collins (1986), adopté du reste par la norme canadienne (CSA-A23.3, 1994), soit :

$$f_c = f_{c,max} \left( 2 \left( \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{cu}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{cu}} \right)^2 \right) \quad (7.2)$$

avec :

- $f_{c,max}$  : contrainte maximale dans la bielle.  
 $\varepsilon_2$  : déformation en compression dans la bielle  
 $\varepsilon_{cu}$  : déformation maximale en compression correspondant à la résistance en compression simple sur cylindre  $f'_c$

La contrainte maximale  $f_{c,max}$  dépend de  $f'_c$ , de la déformation en tension dans le béton ( $\varepsilon_1$ ), et de la déformation  $\varepsilon_{cu}$ . Elle est donnée par l'expression suivante :

$$f_{c,max} = \frac{f'_c}{0.8 + 0.34 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{cu}}} \quad (7.3)$$

La déformation  $\varepsilon_1$  s'écrit :

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \left[ \varepsilon_x + \varepsilon_{cu} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{V_u}{bd_w} \right) \frac{(\tan \theta + \cot \theta) (0.8 + 0.34 \cdot \varepsilon_1 / \varepsilon_{cu})}{f'_c}} \right) \right] \cot^2 \theta \quad (7.4)$$

Dans l'équation précédente, le terme  $\varepsilon_x$  se rapporte à la déformation maximale dans l'acier tendu. Le terme est fonction du moment de flexion  $M$ , de l'effort tranchant  $V$ , et de la rigidité de l'armature en tension  $E_s A_s$ , soit :

$$\varepsilon_x = \frac{0.5V \cot \theta + M/d_v}{E_s A_s} \quad (7.5)$$

Par ailleurs, la déformation  $\varepsilon_2$  s'écrit :

$$\varepsilon_2 = (\varepsilon_1 - \varepsilon_x) \tan^2 \theta - \varepsilon_x \quad (7.6)$$

Les différentes étapes de calcul de la résistance du béton dans la bielle ( $f_c$ ) sont reprises dans l'organigramme représenté dans la figure 112.

Le calcul de ( $f_{cw}$ ) et ( $f_c$ ) suppose, cependant, que :

- o la déformation maximale du béton en compression  $\varepsilon_{cu}$  égale à 0.15 %. Cette valeur est tirée des résultats de tests effectués en laboratoire afin de déterminer la résistance en compression du béton utilisé ( $f'_c$ ). Dans la norme canadienne, la déformation  $\varepsilon_{cu}$  est prise égale à 0.20 %;

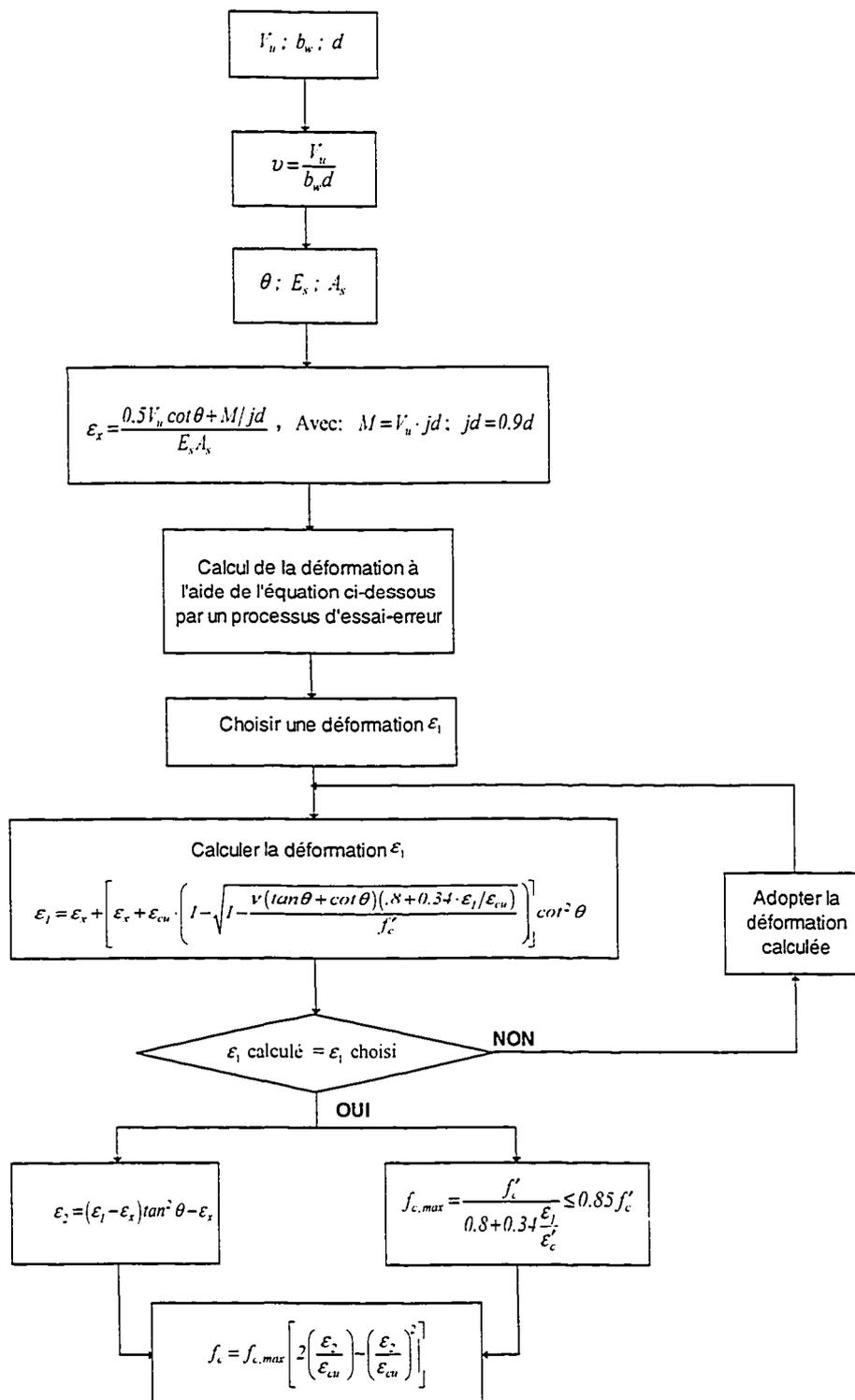


Figure 112 Étapes de calcul de la résistance effective de la bielle

- la déformation  $\varepsilon_x$  est calculée pour le moment  $M$ , correspondant à la section critique  $x = (1.25) \cdot d$ ;
- le renfort en FRP n'est pas pris en compte dans le calcul des déformations;
- le bras de levier  $jd$  est pris égal à  $0.9d$ .

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau XVI. La figure 113 illustre les résultats relatifs à la contrainte  $f_{cw}$  et à la résistance  $f_c$ . Compte tenu des hypothèses simplificatrices précédemment adoptées, ces résultats, bien qu'ils indiquent quelques écarts, entre les deux résultats ( $f_{cw}$  versus  $f_c$ ), peuvent être considérés, d'un point de vue qualitatif, comme satisfaisants.

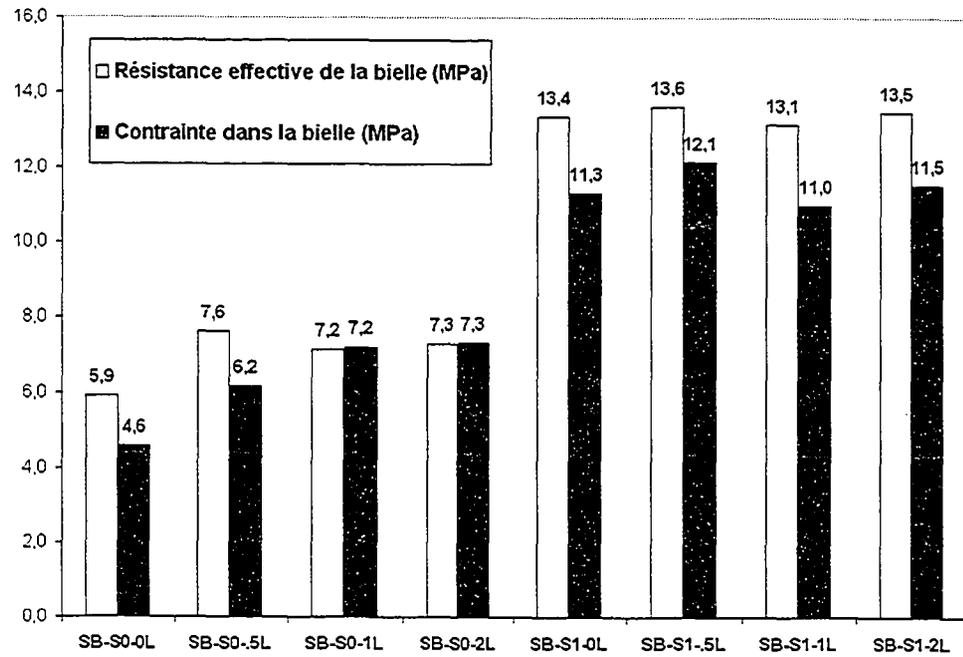
De plus, on note que la déformation  $\varepsilon_x$ , calculée à partir de l'équation 7.5, donne une valeur tout à fait *raisonnable*, en comparaison avec les déformations enregistrées dans l'acier longitudinal, dans la zone d'application de la charge, et dans la zone d'appui, respectivement. Il en est de même de la déformation  $\varepsilon_2$ , lorsqu'elle est comparée à la déformation du béton enregistrée dans la bielle. Il convient de préciser, à ce propos, que ces déformations enregistrées à la rupture dans l'acier longitudinal ( $\varepsilon_x$ ) et dans le béton ( $\varepsilon_2$ ), ne pouvaient être utilisées dans le calcul précédent, dans la mesure où elles ne correspondent pas à la section de calcul (critique)  $x = (1.25) \cdot d$ . D'où le recours aux équations 7.5 et 7.6.

Ces résultats, ajoutés aux observations visuelles, permettent de dire que la rupture dans les spécimens élancés – hormis la série SB-S2 – a eu lieu par écrasement de l'âme. Il convient toutefois d'ajouter que cet écrasement n'est pas survenu de manière prématurée, mais après la plastification des étriers.

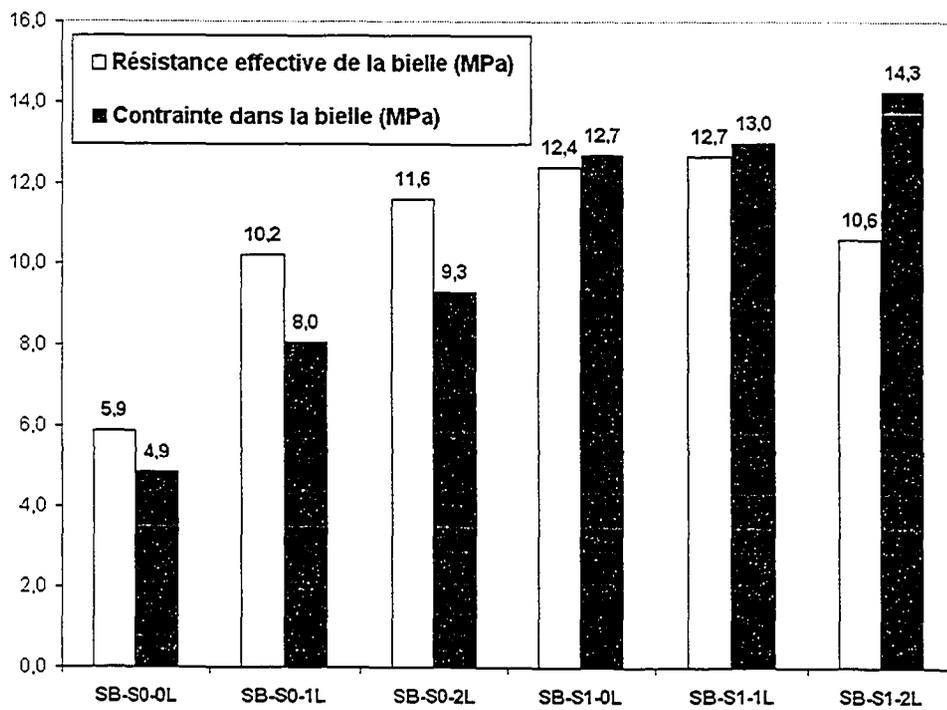
Tableau XVI

Résistance effective versus contrainte dans la bielle

PHASE	Spécimen	Données					Déformations			Résistance effective versus contrainte dans la bielle			
		$V_n$ (kN)	$d$ (mm)	$\theta$ (deg.)	$x$ (mm)	$E, A,$ (MN)	$\epsilon_x$ ( $10^{-6}$ )	$\epsilon_1$ ( $10^{-6}$ )	$\epsilon_2$ ( $10^{-6}$ )	$f_{c, max}$ (MPa)	$0,85f'_c$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$f_{cw}$ (MPa)
PHASE 1	SB-S0-0L	81,2	350	24	437,50	400	510	4678	317	15,7	21,3	5,9	4,6
	SB-S0-5L	102,4	350	22	437,50	400	672	9074	699	10,7	21,3	7,6	6,2
	SB-S0-1L	120,0	350	22	437,50	400	788	17833	1642	7,2	21,3	7,2	7,2
	SB-S0-2L	121,7	350	22	437,50	400	799	17887	1583	7,3	21,3	7,3	7,3
	SB-S1-0L	262,8	350	38	437,50	400	1333	5193	1023	14,9	21,3	13,4	11,3
	SB-S1-5L	282,0	350	38	437,50	400	1430	5891	1292	13,9	21,3	13,6	12,1
	SB-S1-1L	255,0	350	38	437,50	400	1293	4960	945	15,2	21,3	13,1	11,0
	SB-S1-2L	267,2	350	38	437,50	400	1355	5334	1073	14,6	21,3	13,5	11,5
PHASE 2	SB-S0-0L	36,1	175	42	218,75	111	632	1688	224	23,0	21,3	5,9	4,9
	SB-S0-1L	59,3	175	40	218,75	111	1060	3275	499	18,4	21,3	10,2	8,0
	SB-S0-2L	68,5	175	40	218,75	111	1225	3885	648	17,1	21,3	11,6	9,3
	SB-S1-0L	92,9	175	39	218,75	111	1679	7241	1728	12,7	21,3	12,4	12,7
	SB-S1-1L	95,7	175	40	218,75	111	1711	6961	1742	13,0	21,3	12,7	13,0
	SB-S1-2L	105,1	175	40	218,75	111	1879	7340	740	14,3	21,3	10,6	14,3



(a) Phase 1



(b) Phase 2

Figure 113 Résistance effective de la bielle versus contrainte dans la bielle

### 7.3 Comportement des poutres profondes sous charge croissante

La section précédente était consacrée à la description du comportement, sous charge croissante, des spécimens de type *élancé*. Dans la présente, l'on s'intéresse aux spécimens de type *profond*.

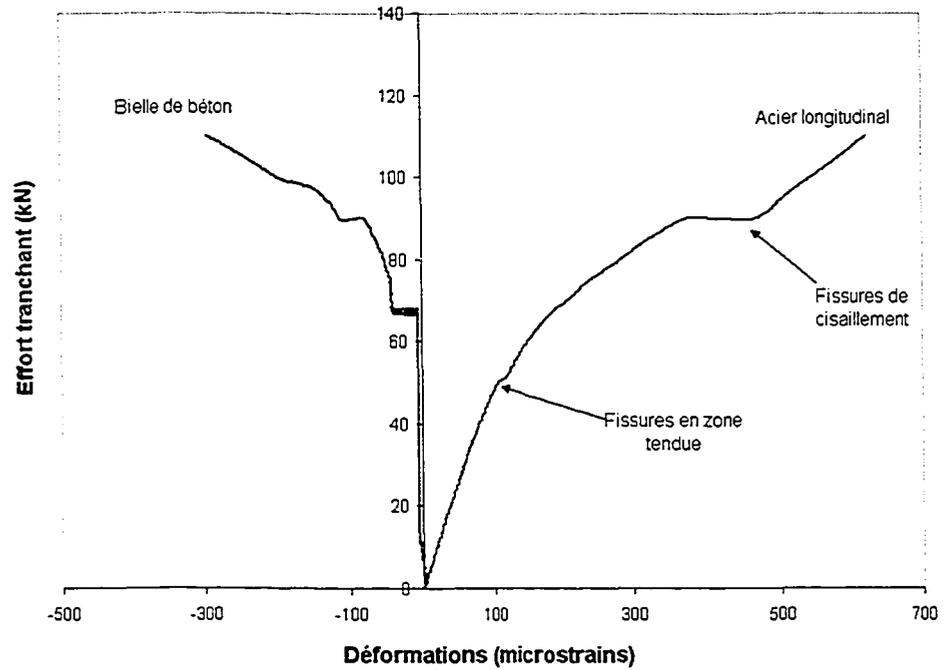
#### 7.3.1 Apparition de fissures dans la zone tendue en flexion

L'apparition de fissures dans la zone tendue en flexion n'a pas été observée *de visu* pendant le déroulement des tests. Évidemment, il est question ici des spécimens sans renfort externe en CFRP. En revanche, on peut déceler un changement de pente dans les courbes Effort-flèche, ou dans les courbes Effort-déformation de l'acier longitudinal (Figure 114-a), ainsi que celles du renfort en CFRP qui est situé dans la zone tendue. Dans le cas des courbes Effort-déformation relatives à l'acier longitudinal, par exemple, ce changement indique que la contribution de ce dernier est désormais activée. Cela se produit lorsque la contrainte dans le béton tendu dépasse sa résistance en traction.

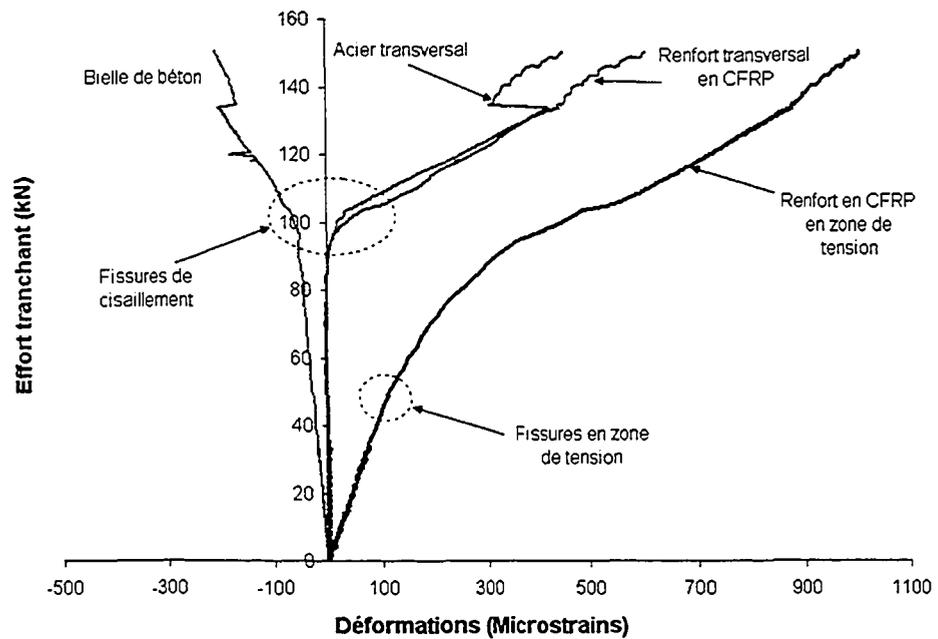
Les efforts correspondant à l'apparition des premières fissures de flexion dans les différents spécimens sont donnés dans les tableaux XVII et XVIII. Ils seront commentés dans le paragraphe suivant, en comparaison avec les efforts correspondant à l'apparition des fissures diagonales.

#### 7.3.2 Apparition des fissures diagonales

On se réfère à l'amorce des déformations dans l'acier transversal, dans le renfort externe en FRP, et dans les bielles de béton pour signifier l'apparition des fissures diagonales dans les spécimens profonds (Figure 114). Il importe de noter que les bielles inclinées dans les spécimens de type *profond*, comme dans les spécimens de type *élancé* (voir



(a) DB-S0-0L – Phase 1



(b) DB-S1-1L – Phase 1

Figure 114 Apparition des fissures : fissures de flexion versus de cisaillement

figures 101 à 104), sont mises à contribution dans la résistance en cisaillement, après l'apparition des fissures diagonales seulement.

Les tableaux XVII et XVIII présentent les efforts correspondant à l'apparition des fissures diagonales dans les différents spécimens de la phase 1, et de la phase 2, respectivement. Ces tableaux indiquent également les efforts correspondant à l'apparition de fissures dans la zone tendue en flexion.

Dans les spécimens profonds de la phase 1 (Tableau XVII), l'apparition des fissures en zone tendue en flexion se produit sous un effort de 55 kN; alors que celle des fissures de cisaillement se produit, en moyenne, sous un effort de 100 kN; avec un soupçon d'avance dans les étriers internes en acier. Dans les spécimens profonds de la phase 2 (Tableau XVIII), les fissures tendues en flexion apparaissent sous un effort moyen de 12 kN, et les fissures de cisaillement sous un effort voisin de 40 kN. Aucune tendance n'apparaît quant à l'influence du renfort externe sur l'apparition des fissures, qu'il s'agisse de fissures dans la zone tendue en flexion, ou de fissures en cisaillement.

En comparant ces résultats à ceux se rapportant aux spécimens élancés (voir tableau XIV pour la phase 1, et tableau XV pour la phase 2), on constate que l'apparition de fissures, aussi bien en flexion qu'en cisaillement, se produit plus tard dans les spécimens profonds. Les fissures de cisaillement, par exemple, apparaissent sous un effort dépassant, en général, 100 kN dans les spécimens profonds (phase 1), alors que dans les spécimens élancés, elles apparaissent sous un effort variant entre 70 et 80 kN. Les poutres de type *profond* se caractérisent par une résistance en cisaillement élevée, comparativement aux poutres de type élancé; c'est donc un résultat auquel il fallait s'attendre. La contribution du béton ( $V_c$ ), relative aux poutres de type *profond*, selon la norme américaine, et ce jusqu'à dans sa version de 1995, est d'ailleurs formulée dans cet esprit, soit :

Tableau XVII

Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres profondes, phase 1

Phase	Série	Spécimen	Fissures de flexion	Fissures diagonales		
			Zone de charge (kN)	Dans le béton (kN)	Dans les étriers (kN)	Dans le CFRP (kN)
1	S0	DB-S0-0L	51	90	–	–
		DB-S0-	56	114	–	116 – 120
		DB-S0-1L	53	–	–	96 – 105
		DB-S0-2L	50	101	–	103 – 110
	S1	DB-S1-0L	56	92	74 – 85	–
		DB-S1-	70	107	99 – 104	105 – 108
		DB-S1-1L	54	105	94 – 100	101 – 113
		DB-S1-2L	56	104	95 – 107	106 – 123
	S2	DB-S2-0L	55	88	70 – 84	–
		DB-S2-1L	60	110	80 – 106	103 – 118
		DB-S2-2L	57	112	74 – 103	91 – 104

Tableau XVIII

Efforts correspondant à l'apparition des fissures – Poutres profondes, phase 2

Phase	Série	Spécimen	Fissures de flexion	Fissures diagonales		
			En zone de charge (kN)	Dans le béton (kN)	Dans les étriers (kN)	Dans le CFRP (kN)
2	S0	DB-S0-0L	5	18	–	–
		DB-S0-1L	12	47	–	40 – 45
		DB-S0-2L	12	41	–	40 – 49
	S1	DB-S1-0L	12	42	21	–
		DB-S1-1L	14	42	40	39 – 50
		DB-S1-2L	15	41	35	39 – 48

$$V_c = \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right) \left( 0.6 \sqrt{f'_c} + 17.2 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) \cdot b_w d \quad (7.7)$$

Le second terme de l'équation 7.7 exprime l'effort correspondant à l'apparition des fissures diagonales ( $V_{cr}$ ) dans les poutres de type *élancé*; alors que le premier terme traduit l'excédent de la résistance en cisaillement qui caractérise les poutres de type *profond*, et qui est obtenu au-delà de  $V_{cr}$ , c'est-à-dire, après l'apparition des fissures diagonales.

Toutefois, en comparant les poutres de la phase 1 (Tableaux XIV et XVII) avec celles de la phase 2 (Tableaux XV et XVIII), en ce qui a trait à l'apparition des fissures diagonales, on constate que dans la phase 1, il y a un écart entre les poutres de type *élancé* et celles de type *profond*: les efforts sont, en moyenne, de 75 kN dans les élancés, contre 100 kN, dans les profonds. Par conséquent, l'adoption, dans l'équation 7.7, de l'effort correspondant à l'apparition des fissures diagonales, correspondant aux poutres de type *élancé*, pourrait être conservateur.

### 7.3.3 Comportement sous charges de service

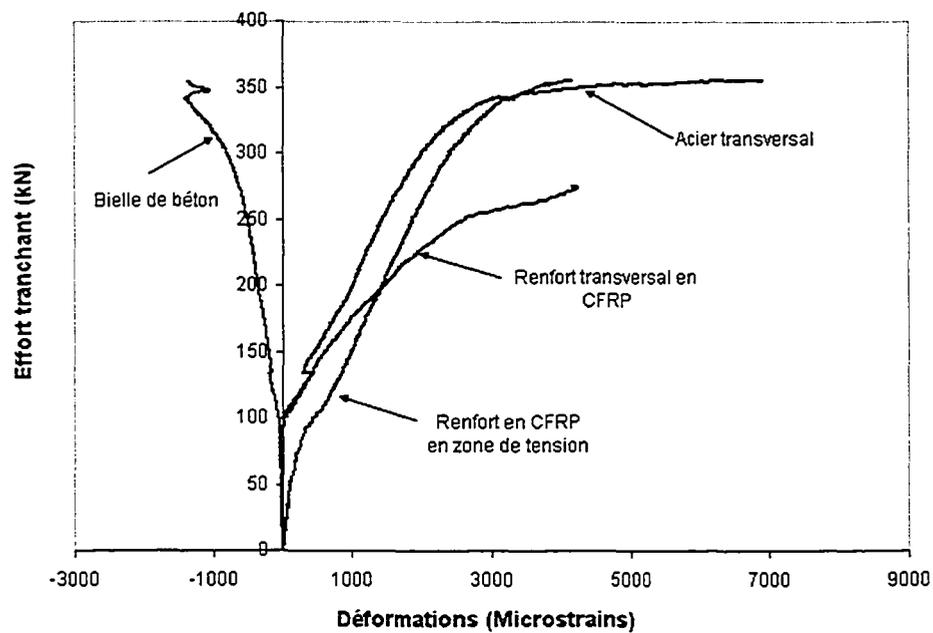
Rappelons que, par comportement sous charges de service, il est entendu ici l'examen du comportement local du renfort externe en CFRP, de l'acier transversal, et des bielles de béton, sous l'action d'efforts compris entre 40 % à 60 % de l'effort ultime (voir § 7.2.3).

Vis-à-vis des prescriptions contenues dans les normes de béton armé, lesquelles stipulent que les contraintes dans l'acier, sous charges de service, doivent être limitées à 80 % de sa limite élastique, il y a lieu de mentionner que, dans les spécimens profonds, l'acier transversal atteint sa limite élastique sous un effort supérieur à 95 % de l'effort ultime (voir § 7.3.5). D'autre part, l'effort correspondant à l'apparition des fissures diagonales, dans les spécimens profonds, est inférieur à 40 % de l'effort ultime. Par conséquent, il

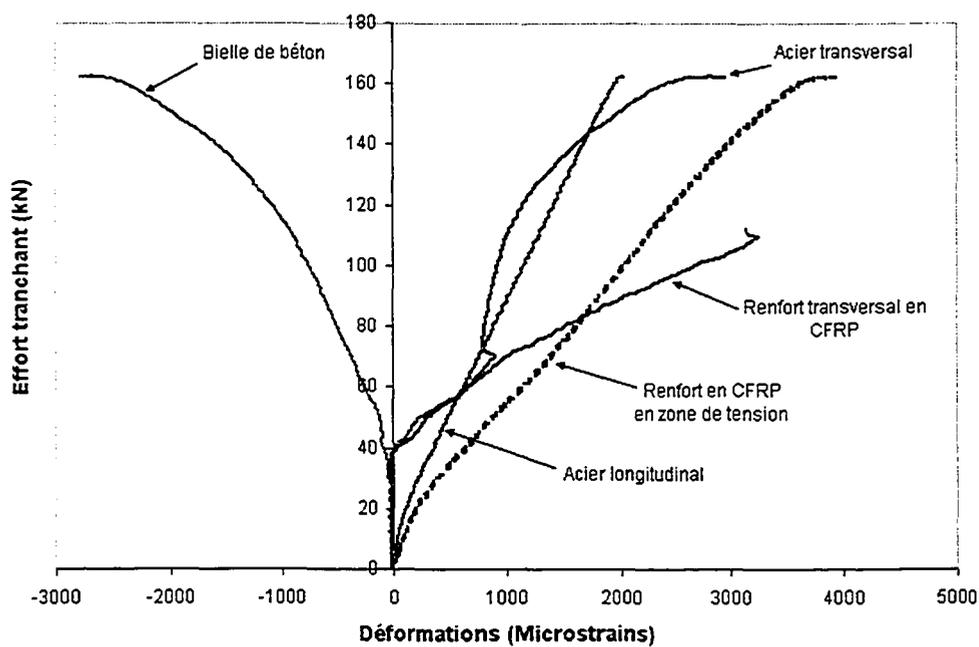
semble raisonnable de considérer, comme charges de service, les efforts représentant 40 % à 60 % de l'effort ultime.

Sous ce niveau de charge (40 % à 60 % de l'effort ultime), les comportements respectifs du FRP, de l'acier transversal et des bielles inclinées, peuvent être observés à partir de leurs courbes Effort-déformation respectives (Figure 115). À titre comparatif, on représente aussi le comportement de l'acier longitudinal et du renfort en FRP situé en zone tendue en flexion. Les différentes courbes représentées n'affichent aucune tendance saillante, notamment en ce qui a trait à l'acier transversal et au renfort en FRP. Les déformations dans ces deux composants, dans une même section, semblent évoluer sous charge croissante de manière plutôt similaire. L'on ne peut, évidemment, s'empêcher de penser que la rigidité du renforcement, qu'il soit interne en acier transversal ou externe en FRP, n'ait pas une certaine influence sur le taux de déformation.

Comparativement aux spécimens élancés, rappelons ce qui a été rapporté dans les chapitres précédents ( voir § 5.5 et § 6.5), à savoir que les déformations dans les trois composants (CFRP, acier transversal et bielle de béton) ont tendance à augmenter moins vite dans les spécimens profonds. Il en est de même pour l'acier longitudinal et le renfort en CFRP situé dans la zone de tension.



(a) Phase 1 : spécimen DB-S1-1L



(b) Phase 2 : spécimen DB-S1-1L

Figure 115 Évolution des déformations dans les différents constituants

Finalement, cette phase décrivant le comportement en service se prolonge jusqu'à :

- a. l'interruption des déformations dans le CFRP. Celle-ci se produit sous des efforts variant, en moyenne, entre 60 % à 95 % de l'effort ultime. La charge continue cependant d'augmenter, et ce jusqu'à l'écrasement de l'âme. Ce scénario concerne les spécimens de la série S0, de la phase 1, et de la phase 2, respectivement;
- b. l'interruption des déformations dans le CFRP, suivie, et parfois combinée, à la plastification de l'acier transversal. Suit alors l'écrasement de l'âme. Ce scénario concerne les spécimens de la série S1, des phases 1 et 2.

Dans les deux scénarios indiqués, l'écrasement du béton de l'âme représente la séquence ultime, correspondant à la rupture. C'est le second scénario qui sera discuté, en détail, dans ce qui suit, car plus général.

#### 7.3.4 Interruption des déformations dans le CFRP

Cette interruption a été constatée dans de nombreux spécimens de type *profond*, et en diverses sections instrumentées. Pour expliquer cette interruption, on suit la même démarche que celle utilisée précédemment pour les spécimens de type *élancé*, et qui consiste à :

- o dresser un inventaire des efforts tranchants correspondant à cette interruption. Cet inventaire est donné, dans son intégralité, dans l'annexe (C2);
- o choisir, aux titres d'exemples, une série de spécimens profonds, dont on confronte la répartition des déformations dans le CFRP, et celles des efforts tranchants correspondant à l'interruption des déformations du CFRP, dans les zones de rupture (Figure 116).

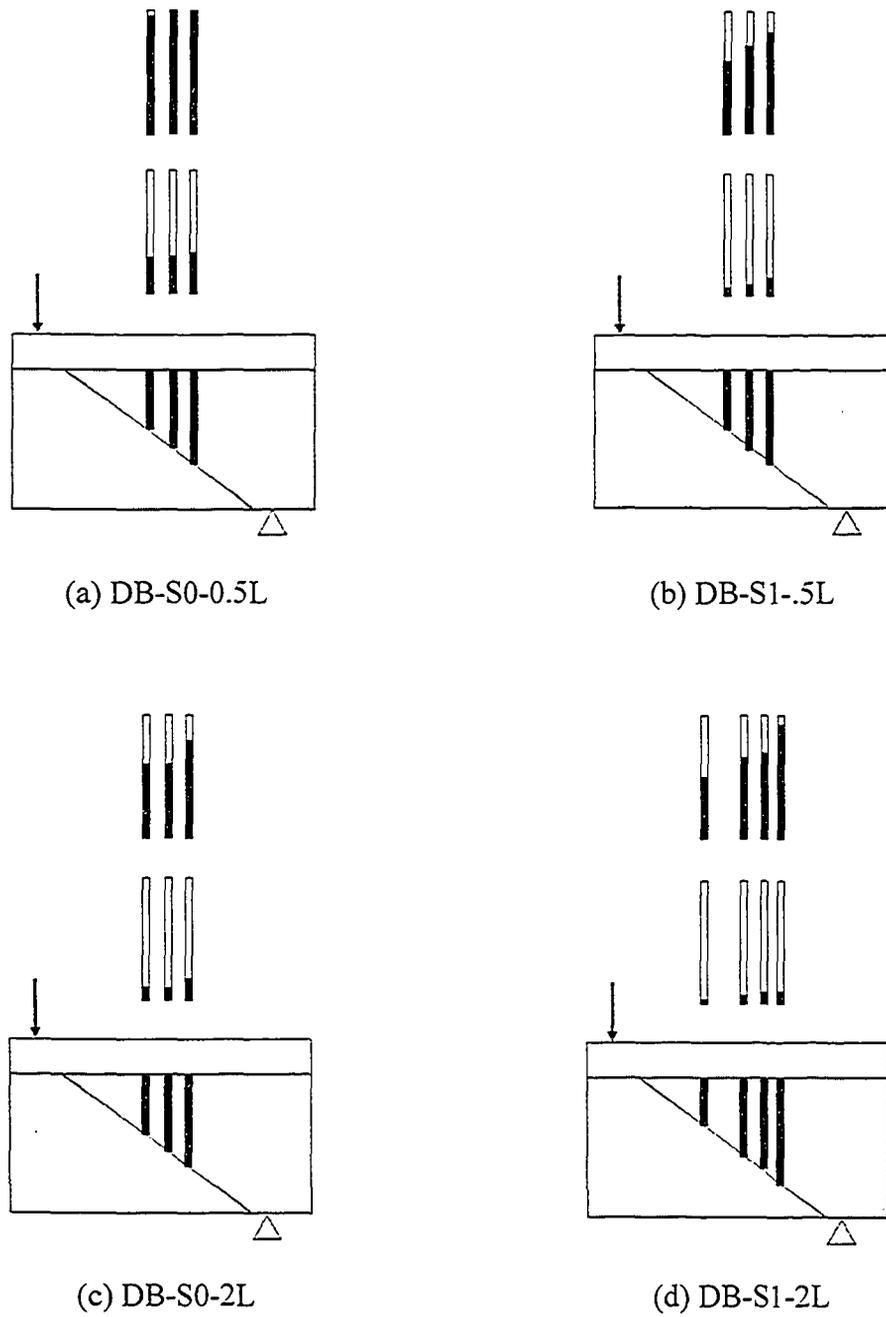


Figure 116 Comportement du renfort en CFRP dans la zone de rupture

Ceci conduit à des observations identiques à celles qui ont été relevées sur les spécimens de *type élancé*. Ces observations se résument comme suit (Figure 116) :

- la répartition des déformations sur la longueur de cisaillement ( $a$ ) n'est pas uniforme. Les déformations obtenues sont maximales au droit de la section critique. Puis, elles diminuent au fur et à mesure que l'on s'en éloigne. Pour des sections qui présentent une faible longueur d'ancrage, les déformations du CFRP ont tendance à être plus faibles;
- pour une même section, les déformations sont plus faibles pour des épaisseurs du renfort plus élevées. C'est ce qu'on peut noter en comparant les répartitions des déformations dans les spécimens DB-S0-.5L et DB-S0-2L;
- dans une section donnée, et pour une même série de spécimens, cette interruption se produit plus tôt si le renfort en CFRP est de type 2L ou 1L, comparé à un renfort de type 0.5L. Aussi, elle a tendance à se produire plus tôt – ou plus tard – selon que la longueur d'ancrage du renfort est courte, ou longue, respectivement.

En ce qui concerne l'interruption, celle-ci est, comme dans les spécimens de *type élancé* qui en sont touchés, due à un décollement localisé (voir § 7.2.4). Elle n'est accompagnée d'aucun signe de décollement du renfort, même mineur, observé de *visu* pendant le déroulement des essais. Par ailleurs, la charge continue d'augmenter alors qu'aucune redistribution des efforts, vers l'acier transversal et le béton, n'est constatée.

### 7.3.5 Plastification de l'acier transversal

La répartition des déformations dans l'acier transversal, relative aux spécimens profonds, montre que la plastification est atteinte, principalement, par l'étrier situé dans la section critique, soit  $(3/4) \cdot d$ , c'est-à-dire à mi-portée de la longueur de cisaillement (Figure 117). Dans les autres étriers, les déformations restent, en général, en deçà de la limite élastique. Ce résultat diffère, de façon sensible, de ce qui a été observé dans les spécimens de *type élancé*, où les étriers situés dans le plan de rupture atteignaient, pour

la plupart, la plastification au moment de la rupture (voir § 7.2.5). L'acier transversal joue, dans ce dernier cas, un rôle plus significatif. Ceci apparaît clairement lorsqu'on compare les gains en résistance dus à l'acier transversal : pour la phase 1 (série S1), par exemple, le gain est de 220 % dans les poutres de type *élancé*, contre 80 % seulement dans les poutres de type *profond*.

Enfin, pour ce qui est des efforts correspondant au début de la plastification des étriers, on note que ces derniers sont assez élevés. Ces efforts dépassent, en général, 95 % de l'effort ultime. On peut donc dire, qu'avec la plastification des étriers, et la fissuration accentuée qui en résulte, le spécimen dispose alors de peu de résistance en réserve. En effet, la figure 115-b permet de voir que la phase de plastification s'accompagne d'une augmentation accentuée des déformations dans les bielles inclinées. Cette augmentation traduit, en réalité, une redistribution des efforts vers la composante béton. Suit alors la phase ultime qui prend fin avec l'écrasement du béton.

### 7.3.6 Écrasement du béton

Cette phase sera abordée en détail dans la section consacrée au calcul des contributions de l'acier transversal, du renfort en CFRP, et celle au béton dans les poutres de type *profond*, et ce à partir des déformations enregistrées dans l'acier et dans le CFRP.

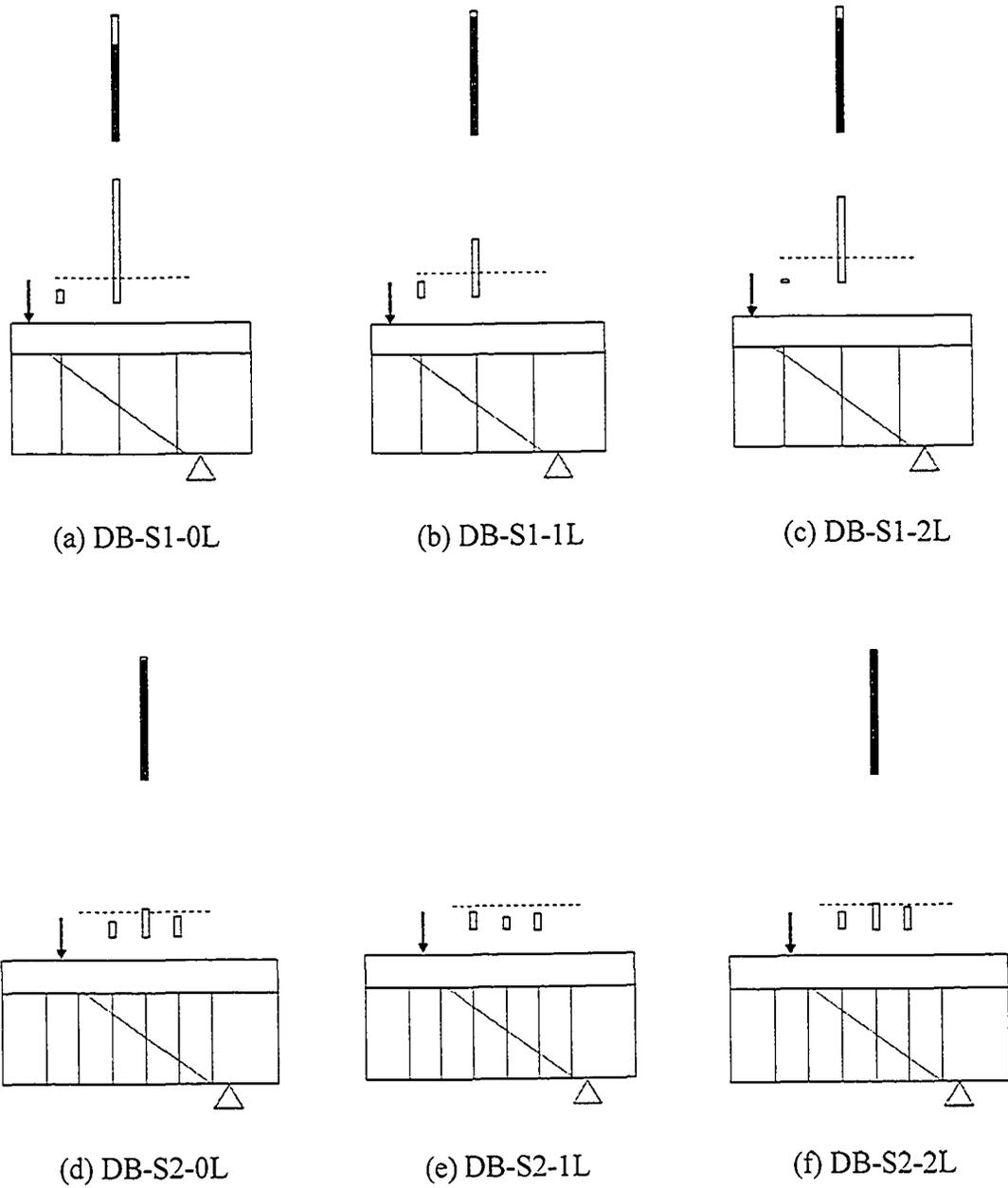


Figure 117 Comportement de l'acier transversal dans la zone de rupture

## 7.4 Effet d'échelle

### 7.4.1 Généralités

Les règles de calcul en cisaillement contenues dans les normes de béton armé reposent, en grande partie, sur les résultats de tests, réalisés essentiellement sur des spécimens dont la hauteur est inférieure à 500 mm (Bazant et Yu, 2003). Or, de nombreuses études expérimentales, relativement récentes pour la plupart, menées sur des poutres de taille variable, montrent que la résistance en cisaillement de ces poutres, lorsque celles-ci ne sont pas pourvues d'acier transversal, n'est pas proportionnelle à leur taille; ce qui a une incidence directe sur la fiabilité des règles de calcul utilisées. Ce phénomène, plus connu sous le vocable *effet d'échelle*, constitue l'un des paramètres majeurs dans le comportement en cisaillement des poutres en béton armé (ASCE-ACI, 1998). Pour en tenir compte, certaines normes ont introduit, depuis quelques années, des facteurs de correction empiriques de leurs règles de calcul en cisaillement (CSA A23.3 1994, Ec2 1992). Paradoxalement, la norme américaine ACI-318 (2002) continue de ne pas en tenir compte. Pourtant, dans son rapport (ASCE-ACI, 1998), le Comité ASCE-ACI 326 souligne, sans ambiguïté, l'importance de ce paramètre!

C'est pour tenir compte de cette importance qu'a été retenu l'effet d'échelle comme paramètre d'étude dans cette recherche doctorale. Mais ce choix a été également motivé par les résultats de l'analyse effectuée sur les données expérimentales rapportées dans la littérature, en ce qui concerne les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP (voir § 3.3.3). Concernant l'effet d'échelle, ces résultats indiquent une tendance à la diminution du gain en résistance dû au FRP, à mesure que la hauteur des spécimens testés augmentait. Basées sur des résultats de tests obtenus, principalement, sur des spécimens de taille réduite, les règles de calcul de la contribution du FRP à la résistance en cisaillement, qui sont proposées dans les normes et guides de calcul (CSA-S806-02 2002, ACI-440 2002, *fib* TG.9.3 2001) pourraient, de ce fait, être optimistes.

Pour étudier l'influence de ce paramètre, les tests prévus dans cette recherche, tout en reproduisant les autres paramètres d'étude choisis (taux de renfort en CFRP, type de spécimen testé, taux d'acier transversal, propriétés du béton), devaient être effectués sur deux séries de spécimens, géométriquement similaires, mais de tailles différentes. Ces deux séries de spécimens ont été testées, respectivement, dans les phases 1 et 2 du programme expérimental. La description des spécimens correspondant à chacune de ces deux phases est présentée dans le chapitre 4. La présentation et l'analyse des résultats obtenues à l'issue de chacune des deux phases font l'objet des chapitres 5 et 6, respectivement.

Dans les sections précédentes du présent chapitre, et aussi les sections subséquentes des chapitres suivants, des éléments de comparaison, entre les spécimens de la phase 1 et ceux de la phase 2, sont parfois mentionnés, mais de manière plutôt implicite. Dans ce qui suit, on s'intéresse de façon plus spécifique à l'effet d'échelle, en comparant les résultats des tests obtenus dans la phase 1 à ceux obtenus dans la phase 2, en terme de taille des spécimens.

#### 7.4.2 Présentation et discussion des résultats

Les tableaux XIX et XX présentent les contributions du béton, de l'acier transversal et du CFRP, obtenues dans les spécimens de la phase 1, et de la phase 2, respectivement. Le tableau XIX se rapporte au type *élancé*; le tableau XX au type *profond*. Évidemment, il est implicitement supposé ici que la contribution du béton se rapporte à la résistance d'une poutre en béton sans acier transversal et que le principe de superposition des contributions est valide.

Dans les tableaux XIX et XX, on présente également la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) pour chacun des spécimens, puisque l'effet d'échelle – objet de la présente analyse – est défini à partir de la comparaison des contraintes  $\tau$ , de structures géométriquement

similaires<sup>8</sup>, de tailles différentes (Bazant et coll., 1994); la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) étant donnée par l'équation suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b_w d} \quad (7.8)$$

Ce critère de comparaison, en l'occurrence la contrainte  $\tau$ , peut être amplement suffisant lorsqu'il s'agit de comparer des poutres sans renforcement en cisaillement. L'effort ultime  $V_u$  se réduit, dans ce cas, à la résistance du béton. En revanche, lorsqu'il s'agit de poutres pourvues de renforcement en cisaillement, interne en acier transversal et/ou externe en FRP, l'effort ultime  $V_u$  englobe, à la fois, la contribution du béton, celle de l'acier transversal et/ou celle du renfort en CFRP. Interpréter les résultats, relativement à l'effet d'échelle, à partir du seul critère de contrainte  $\tau$ , applicable à la résistance totale  $V_u$  peut être, dans ce cas, mêlant. C'est pourquoi, l'on présente dans les tableaux XIX et XX, les contraintes  $\tau$ , relativement à chacune des contributions  $V_c$ ,  $V_s$  et  $V_f$ . Également, l'on se sert d'un second critère pour observer l'influence de la taille, notamment dans les poutres renforcées en cisaillement à l'aide d'acier transversal et/ou de FRP collé en surface. Il s'agit du *gain en résistance* (Tableaux XIX et XX).

Le gain en résistance, dû au renfort en FRP, est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$Gain_{frp} = \frac{V_f}{(V_u - V_f)} \quad (7.9)$$

---

<sup>8</sup> À noter que  $(b_w d)_{phase 1} / (b_w d)_{phase 2} = 3.2$ .

Tableau XIX

Comparaison des différentes contributions dans les poutres élancées  
Phase 1 versus phase 2

		Série S0			Série S1		
		SB S0 0L	SB S0 1L	SB S0 2L	SB S1 0L	SB S1 1L	SB S1 2L
Phase 1	Charge de rupture $P_r$ (kN)	122.7	181.2	183.8	397.0	385.2	403.6
	Effort tranchant $V_r$ (kN)	81.2	120.0	121.7	262.8	255.0	267.2
	Résist. du béton $V_c$ (kN)	81.2	81.2	81.2	81.2	81.2	81.2
	Résist. de l'acier $V_s$ (kN)	0.0	0.0	0.0	181.6	181.6	181.6
	Gain dû à l'acier trans. (%)	0.0	0.0	0.0	223.6	223.6	223.6
	Résist. du CFRP $V_{FRP}$ (kN)	0.0	38.7	40.4	0.0	0.0	4.4
	Gain dû au FRP (%)	0.0	47.7	49.8	0.0	0.0	1.7
	$V_c/h_w d$ (MPa)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	$V_s/h_w d$ (MPa)	0.0	0.0	0.0	3.4	3.4	3.4
	$V_f/h_w d$ (MPa)	0.0	0.6	0.7	0.0	0.0	0.1
$V_u/h_w d$ (MPa)	1.5	2.3	2.3	4.9	4.8	5.0	
Phase 2	Charge de rupture $P_r$ (kN)	54.3	89.2	103.0	139.7	143.9	158.0
	Effort tranchant $V_r$ (kN)	36.1	59.3	68.5	92.9	95.7	105.1
	Résist. du béton $V_c$ (kN)	36.1	36.1	36.1	36.1	36.1	36.1
	Résist. de l'acier $V_s$ (kN)	0.0	0.0	0.0	56.8	56.8	56.8
	Gain dû à l'acier trans. (%)	0.0	0.0	0.0	157.3	157.3	157.3
	Résist. du CFRP $V_{FRP}$ (kN)	0.0	23.2	32.4	0.0	2.8	12.2
	Gain dû au FRP (%)	0.0	64.3	89.7	0.0	3.0	13.1
	$V_c/h_w d$ (MPa)	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2	2.2
	$V_s/h_w d$ (MPa)	0.0	0.0	0.0	3.4	3.4	3.4
	$V_f/h_w d$ (MPa)	0.0	1.4	1.9	0.0	0.2	0.7
$V_u/h_w d$ (MPa)	2.2	3.6	4.1	5.6	5.8	6.3	

Tableau XX

Comparaison des différentes contributions dans les poutres profondes  
Phase 1 versus phase 2

		Série S0			Série S1		
		SB S0 0L	SB S0 1L	SB S0 2L	SB S1 0L	SB S1 1L	SB S1 2L
Phase 1	Charge de rupture $P_t$ (kN)	122,7	181,2	183,8	397,0	385,2	403,6
	Effort tranchant $V_t$ (kN)	81,2	120,0	121,7	262,8	255,0	267,2
	Résist. du béton $V_c$ (kN)	81,2	81,2	81,2	81,2	81,2	81,2
	Résist. de l'acier $V_s$ (kN)	0,0	0,0	0,0	181,6	181,6	181,6
	Gain dû à l'acier trans. (%)	0,0	0,0	0,0	223,6	223,6	223,6
	Résist. du CFRP $V_{frp}$ (kN)	0,0	38,7	40,4	0,0	0,0	4,4
	Gain dû au FRP (%)	0,0	47,7	49,8	0,0	0,0	1,7
	$V_c/b_w d$ (MPa)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
	$V_s/b_w d$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	3,4	3,4	3,4
	$V_f/b_w d$ (MPa)	0,0	0,6	0,7	0,0	0,0	0,1
$V_u/b_w d$ (MPa)	1,5	2,3	2,3	4,9	4,8	5,0	
Phase 2	Charge de rupture $P_t$ (kN)	54,3	89,2	103,0	139,7	143,9	158,0
	Effort tranchant $V_t$ (kN)	36,1	59,3	68,5	92,9	95,7	105,1
	Résist. du béton $V_c$ (kN)	36,1	36,1	36,1	36,1	36,1	36,1
	Résist. de l'acier $V_s$ (kN)	0,0	0,0	0,0	56,8	56,8	56,8
	Gain dû à l'acier trans. (%)	0,0	0,0	0,0	157,3	157,3	157,3
	Résist. du CFRP $V_{frp}$ (kN)	0,0	23,2	32,4	0,0	2,8	12,2
	Gain dû au FRP (%)	0,0	64,3	89,7	0,0	3,0	13,1
	$V_c/b_w d$ (MPa)	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
	$V_s/b_w d$ (MPa)	0,0	0,0	0,0	3,4	3,4	3,4
	$V_f/b_w d$ (MPa)	0,0	1,4	1,9	0,0	0,2	0,7
$V_u/b_w d$ (MPa)	2,2	3,6	4,1	5,6	5,8	6,3	

Le gain en résistance, dû à l'acier transversal, est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$Gain_{acier\ trans} = \frac{V_{s,SB-SI-0L}}{(V_{u,SB-SI-0L} - V_c)} \quad (7.10)$$

Dans la discussion des résultats obtenus qui suit, on distinguera entre les cas suivants : (a) les poutres élancées, sans acier transversal, et sans renfort externe en FRP; (b) les poutres élancées, avec acier transversal, et sans renfort externe en FRP; (c) les poutres élancées, sans acier transversal, avec renfort externe en FRP; et enfin (d) les poutres profondes.

#### 7.4.2.1 Poutres élancées sans acier transversal, sans renfort en FRP

Dans le spécimen témoin élancé SB-S0-0L, le rapport des contraintes de cisaillement  $\tau(phase\ 1)/\tau(phase\ 2)$  est de 1.42 (voir tableau XIX). Autrement dit, si on devait déduire la résistance en cisaillement  $V_r$  de la poutre de la phase 1 ( $d = 350\ mm$ ), en se basant sur les résultats de la phase 2 ( $d = 175\ mm$ ), la dite résistance serait de 115 kN, au lieu de 81 kN, donnée par les tests.

Selon la norme canadienne (CSA A23.3, 1994), une poutre de hauteur effective  $d$  supérieure à 300 mm, sans armature transversale, présente une résistance nominale  $V_c$  telle que :

$$V_c = \left( \frac{260}{1000 + d} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (7.11)$$

Si la hauteur effective  $d$  est inférieure ou égale à 300 mm, ou alors si la poutre est pourvue d'armature transversale, la résistance nominale (du béton)  $V_c$  s'écrit alors :

$$V_c = 0.2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (7.12)$$

La hauteur effective ( $d$ ) correspondant à la poutre SB-S0-0L, testée dans la phase 1, est supérieure à la limite fixée par la norme ( $d = 350 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$ ). Selon l'équation, la réduction de la résistance  $V_r$ , visant à tenir compte de l'effet d'échelle, serait alors de 3 %. Mais, selon les résultats des tests, la réduction de la résistance est de 42 %. L'écart observé, entre la valeur prédite (3 %) et la valeur obtenue à partir des tests (42 %), suscite tout de même quelques interrogations!

Par ailleurs, les résultats des tests montrent que la contribution du béton à la résistance dans les poutres élancées, aussi bien celles de la phase 1 que celles de la phase 2, est quasiment du même ordre que l'effort tranchant correspondant à l'apparition des premières fissures diagonales (voir § 7.1.3). Comme ces résultats montrent clairement qu'un effet d'échelle affecte la résistance en cisaillement (avec un ratio de 42 %), on peut dire donc que l'influence de la taille des spécimens, sur la résistance en cisaillement, est déjà effective au moment de l'apparition des premières fissures diagonales.

Ce résultat suggère donc de rechercher des explications au phénomène de l'effet d'échelle, et peut être même de tenter sa modélisation, en considérant le comportement de la poutre, non pas après l'apparition des fissures diagonales seulement, mais à un stade moins avancé; en l'occurrence dès l'apparition des fissures de flexion. Dans ce cadre, il peut être intéressant d'évoquer l'observation, soulignée tout récemment par Bentz (2005), sur l'importance du taux d'armature longitudinale dans l'effet d'échelle. Car, il est à remarquer que les études consacrées à l'effet d'échelle, dans leur tentative d'expliquer ce phénomène et le modéliser, se basent toujours sur le comportement de la poutre après l'apparition des fissures diagonales. De cette façon, il est implicitement supposé que l'effet d'échelle est relié exclusivement aux mécanismes de résistance en

cisaillement – comme l’effet d’engrènement ou l’effet de goujon – effectifs après l’apparition des fissures diagonales.

Par ailleurs, le fait que la résistance en cisaillement soit déjà affectée par l’effet d’échelle, au moment de l’apparition des fissures diagonales, devrait inciter la norme américaine à tenir compte de l’effet d’échelle dans la prédiction de la résistance en cisaillement. Ceci d’autant plus que l’ACI-318 (2002) considère, à juste titre d’ailleurs, que la contribution du béton à la résistance correspond à l’effort correspondant à l’apparition des premières fissures diagonales.

#### 7.4.2.2 Poutres élancées avec acier transversal, avec ou sans renfort en FRP

Il est communément admis que les poutres élancées contenant de l’acier transversal ne sont pas affectées par l’effet d’échelle. D’ailleurs, la prise en compte de ce dernier dans les normes en vigueur ne s’applique qu’aux poutres non pourvues d’acier transversal. Il importe toutefois de rappeler le constat fait par Bazant et Kim (1984), quant à l’absence de données expérimentales concernant l’effet d’échelle dans les poutres contenant de l’acier transversal. Ce constat semble encore d’actualité, dans la mesure où les études concernant l’effet d’échelle portent sur des poutres en béton armé sans acier transversal seulement. Les tests réalisés dans le cadre de cette recherche, même s’ils n’ont pas pour objectif premier de couvrir cet aspect, peuvent fournir des éléments très intéressants à son sujet.

En utilisant le critère de la contrainte de cisaillement pour étudier l’effet d’échelle, dans cette catégorie de poutre, il faut noter que dans l’équation de  $\tau$  peut intervenir, en plus de la contribution du béton  $V_c$ , celle de l’acier transversal  $V_s$  et/ou celle du renfort en FRP  $V_f$ . Les écarts observés entre  $\tau(\text{phase 1})/\tau(\text{phase 2})$  concernent donc ces trois contributions. Si l’on s’intéresse à la contribution de l’acier transversal seulement, on constate que, dans les poutres élancées sans renfort en FRP, le gain en résistance dû à

l'acier transversal est de 224 % dans SB-S1-0L de la phase 1, contre 157 % dans SB-S1-0L de la phase 2 (Tableau XIX). Une diminution du gain en résistance de 42 % accompagne donc la contribution de l'acier transversal dans la poutre SB-S1-0L, lorsqu'on passe de la phase 1 à la phase 2. Cette diminution du gain en résistance, dû à l'acier transversal, *compense*, en réalité, l'augmentation de la résistance du béton de 42 %, observée dans la poutre SB-S0-0L, lorsqu'on passe de la phase 1 à la phase 2. Ce résultat nous encourage à écarter l'idée qu'un effet d'échelle puisse influencer également la contribution de l'acier transversal à la résistance.

Si l'on s'intéresse à la résistance totale, on constate alors que, dans les poutres SB-S1-0L, le rapport des contraintes de cisaillement  $\tau(\text{phase 1})/\tau(\text{phase 2})$  est de 12 % (voir tableau XIX), contre 42 % dans les poutres SB-S0-0L. Cette diminution s'explique par le fait que les contributions de l'acier transversal à la résistance sont nettement plus élevées que celles du béton, tant dans la phase 1 que dans la phase 2. La diminution susceptible d'affecter la contribution du béton, à cause de la taille de la poutre, est donc peu perceptible par rapport à la résistance totale. Par conséquent, on peut dire que l'influence de la taille de la poutre sur la résistance globale est plutôt faible, ce qui pourrait justifier le fait que l'on néglige l'effet d'échelle dans les poutres en béton armé, lorsqu'elles sont pourvues d'acier transversal.

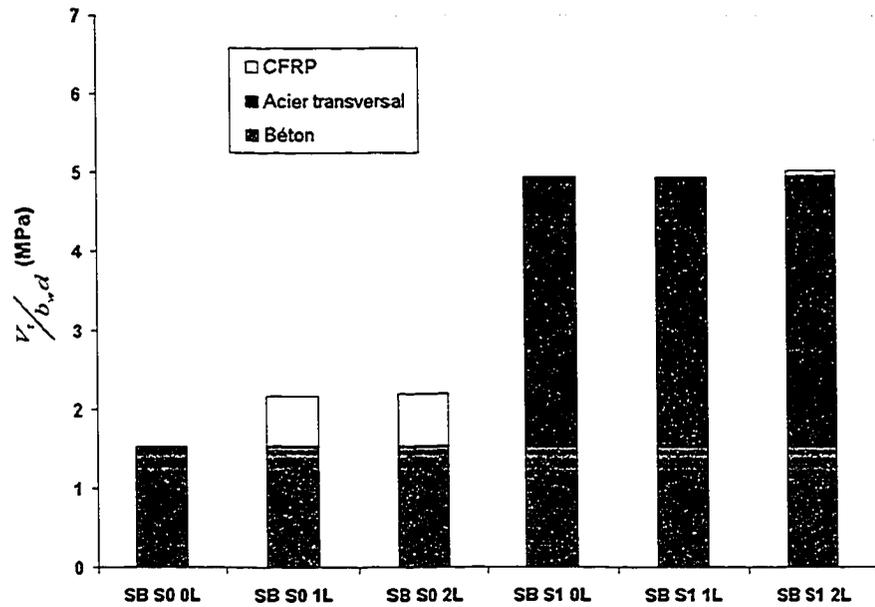
Concernant les poutres élancées renforcées à l'aide de FRP (série S1), les résultats obtenus montrent que les gains en résistance dus au FRP sont nuls dans les poutres de la phase 1, et très faibles dans celles de la phase 2. En comparaison, la contribution de l'acier transversal est très significative. On peut donc penser que la taille des poutres influence peu la résistance totale en cisaillement des poutres renforcées à l'aide de FRP, lorsqu'elles sont pourvues d'armature transversale.

### 7.4.2.3 Poutres élancées sans acier transversal, avec renfort en FRP

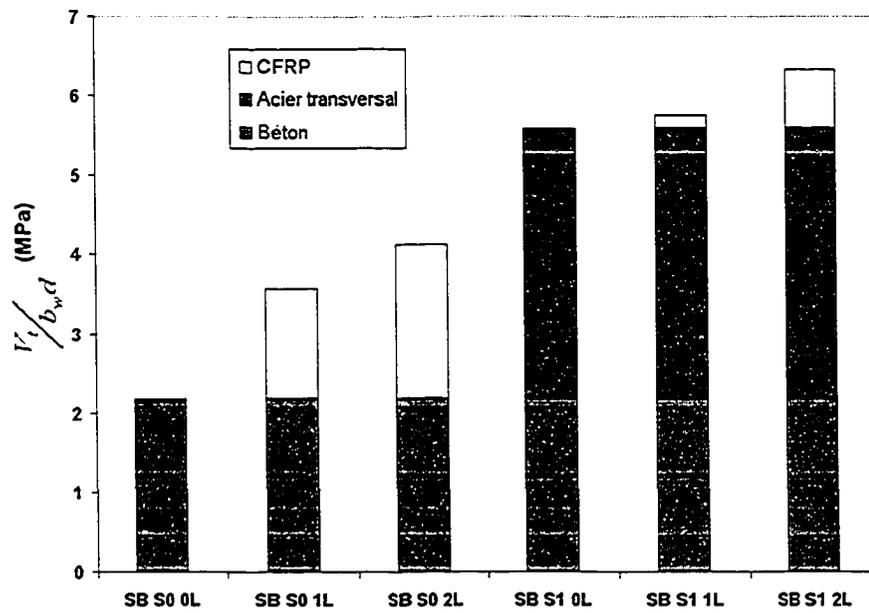
Les résultats présentés dans le tableau XIX, également illustrés dans la figure 118, montrent qu'un effet d'échelle affecte clairement la résistance *totale* en cisaillement des poutres élancées sans acier transversal. Pour la poutre témoin SB-S0-0L, le rapport des contraintes de cisaillement  $\tau(\text{phase 1})/\tau(\text{phase 2})$  est de 42 %; il est de 80 % dans la poutre renforcée SB-S0-2L. Ces résultats, également illustrés, en terme de contrainte  $\tau$ , dans la figure 118, montrent clairement qu'un effet d'échelle affecte les poutres sans acier transversal, renforcées de FRP.

Mais, dans l'équation de la contrainte de cisaillement  $\tau$ , interviennent les contributions du béton et du FRP. Ce qui permet de dire que, dans ce cas, l'effet d'échelle affecte d'un côté la contribution du béton, et de l'autre, celle du FRP. L'effet d'échelle affectant la contribution du béton demeure perceptible car les gains en résistance dus au renforcement externe en FRP sont relativement plus faibles que ceux obtenus à l'aide du renforcement interne en acier transversal. Concernant l'effet d'échelle affectant la contribution du FRP, les résultats présentés dans le tableau XIX montrent clairement que les gains sont plus élevés dans les poutres élancées sans acier transversal testées dans la phase 2, en comparaison à celles de la phase 1. Avec un renfort en FRP constitué de deux couches (SB-S0-2L), le gain en résistance dû au FRP est de 90 % dans la phase 2, contre 50 % seulement dans la phase 1 (Figure 118).

Contrairement donc à la contribution de l'acier transversal, celle du renforcement externe en FRP est affectée par l'effet d'échelle; pourtant le renforcement externe en FRP et le renforcement interne en acier transversal affichent des comportements similaires à bien des égards. Mais le fait que le premier soit collé en surface, alors que le second est interne, va forcément mettre en jeu des mécanismes de résistance spécifiques à chacun des deux types de renforcement.



(a) Phase 1



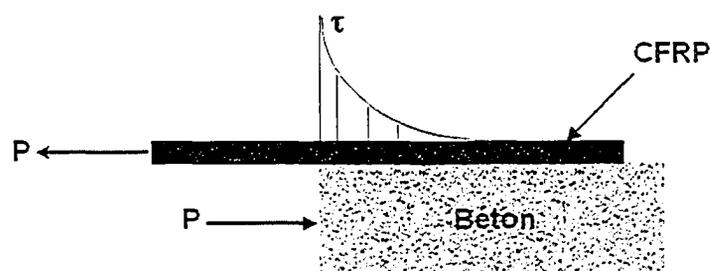
(b) Phase 2

Figure 118 Comparaison des contraintes de cisaillement  $\tau$  : poutres élancées

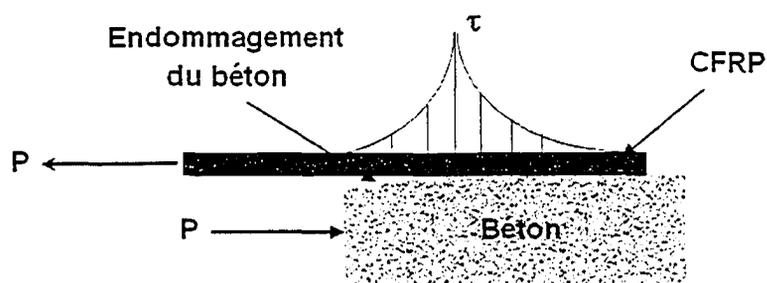
Dans le cas d'un renforcement externe en FRP, le transfert de l'effort, du béton de substrat au renfort externe, s'effectue suivant la répartition des contraintes de cisaillement donnée à la figure 119 (Brossens et Van Gemert, 1997). Avant fissuration du béton de substrat, les contraintes de cisaillement atteignent leur valeur maximale à l'extrémité du renfort (Figure 119-a). La fissuration est amorcée lorsque la contrainte de cisaillement dépasse la résistance d'arrachement du béton de substrat. Si l'effort continue de croître, la zone de béton dans laquelle agit la contrainte de cisaillement subira alors un endommagement, qui va progresser au fur et à mesure que l'effort augmente. En même temps, la contrainte de cisaillement maximale va s'éloigner de la zone d'endommagement (Figure 119-b), sans enregistrer pour autant d'augmentation sensible (Chen et Teng, 2001). Ceci nous conduit au concept de *longueur effective*, selon lequel le transfert de l'effort, du béton de substrat au renfort externe, s'effectue à travers une partie du renfort seulement. La dite *longueur effective* n'est pas proportionnelle à la longueur du renfort disponible mais dépend essentiellement des propriétés du FRP, comme l'épaisseur ou le module de déformation, ainsi que de la résistance du béton. D'autre part, le mécanisme de résistance qui vient d'être décrit montre que la rupture du renfort externe, par décollement ou délamination, ne se produit pas de façon simultanée sur toute la longueur du renfort, mais se produit de façon plutôt progressive; faisant penser à l'existence d'une zone, où le béton de substrat subit un endommagement progressif avant d'atteindre la rupture.

Ce mode de rupture suit un processus qui s'apparente à celui qui est observé dans les matériaux dits quasi-fragiles, comme le béton, les roches ou encore les matériaux composites. Selon Bazant et coll. (1994), c'est, justement, ce processus de rupture (endommagement progressif, redistribution des contraintes et libération d'énergie, consécutives à cette endommagement) qui conduit à l'apparition de l'effet d'échelle dans ces matériaux. Par ailleurs, le fait que la rupture soit localisée dans une zone – d'où le concept de *Fracture zone process* – et pas en un point, explique le recours à la mécanique de la rupture post-élastique (*Non linear fracture mechanics*) pour l'étude de

l'effet d'échelle, et non la mécanique de la rupture élastique linéaire (*Elastic linear fracture mechanics*). Rappelons ici que de nombreux auteurs ont recouru à la mécanique de la rupture pour étudier le comportement de l'interface FRP-béton et proposer des expressions de la longueur effective du FRP (Chen et Teng, 2001). Les expressions ainsi proposées présentent des similitudes très nettes avec le concept de longueur caractéristique (Bazant et Yu, 2003) utilisé en mécanique de la rupture.



(a) Avant fissuration



(b) Après fissuration

Figure 119 Répartition des contraintes de cisaillement à l'interface FRP-béton (Adaptée de Brosens et Van Gemert, 1997)

Par conséquent, l'effet d'échelle, observé dans la contribution du FRP à la résistance en cisaillement, ne semble pas vraiment être relié à l'effet d'échelle qui affecte le comportement en cisaillement des poutres en béton armé. Ces *deux effets* ne semblent pas être régis par les mêmes mécanismes. Celui qui affecte la contribution du FRP à la résistance pourrait plutôt être relié au comportement du renfort en FRP à l'interface FRP-béton et aux mécanismes de résistance qui lui sont associés. Ce qui nous incite à recommander, fortement, des investigations concernant l'effet d'échelle dans le comportement à l'interface FRP-béton.

#### 7.4.2.4 Poutres profondes

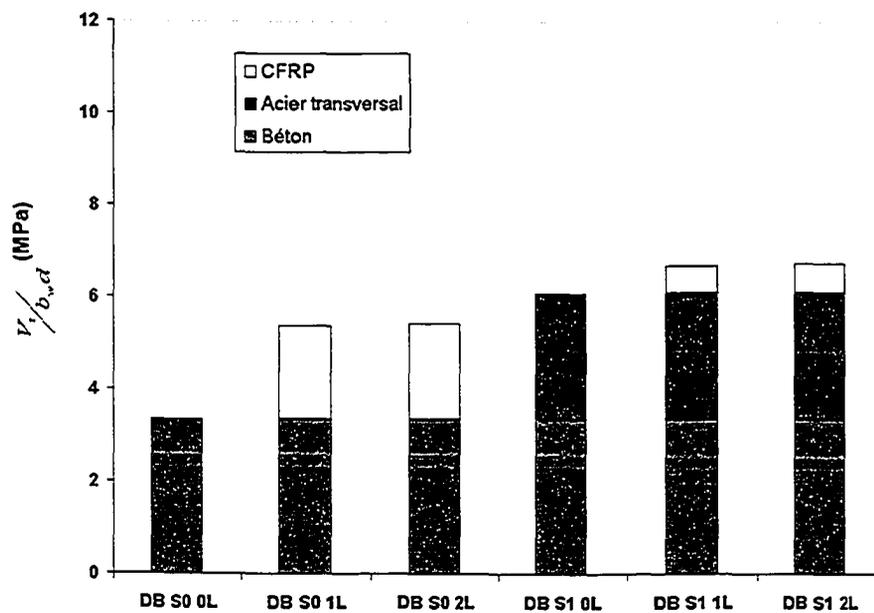
Dans la poutre DB-S0-0L, le rapport des contraintes  $\tau(\text{phase 1})/\tau(\text{phase 2})$  est de 266 % (voir tableau XX), ce qui met en évidence l'existence d'un effet d'échelle dans le comportement des poutres profondes. Celui-ci semble affecter aussi bien l'effort, correspondant à l'apparition des premières fissures diagonales, que l'effort tranchant ultime. Car, il est à rappeler que dans les poutres de type profond, contrairement au type élancé, un écart significatif sépare l'effort tranchant correspondant à l'apparition des premières fissures diagonales de l'effort tranchant ultime. Cet écart exprime au fait l'excédent en résistance qui caractérise les poutres de type profond, par rapport aux poutres de type élancé.

Dans la poutre témoin contenant de l'acier transversal, DB-S1-0L, la composante béton continue de jouer un rôle dominant. La contribution de l'acier transversal à la résistance  $y$  est moins significative, en comparaison aux poutres élancées. En effet, le gain en résistance dû à l'acier transversal obtenu dans la phase 1 est de 82 %, contre 224 % dans SB-S1-0L. Dans la phase 2, ce gain est quasiment nulle dans DB-S1-0L. Le rapport des contraintes  $\tau(\text{phase 1})/\tau(\text{phase 2})$  demeure donc perceptible (voir également la figure 120), contrairement au cas des poutres élancées contenant de l'acier transversal.

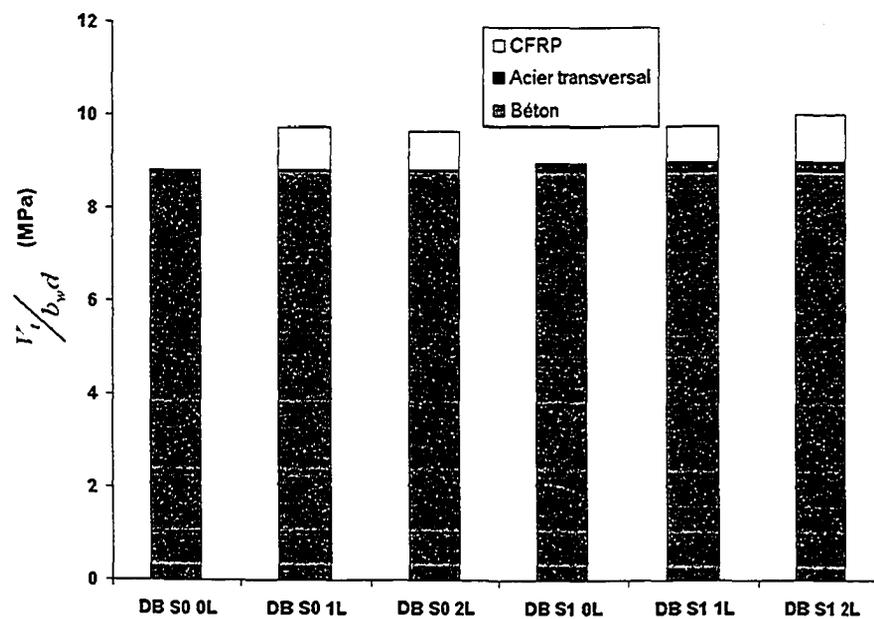
Concernant les poutres profondes renforcées de FRP, mais sans acier transversal, les gains en résistance dus au FRP sont plus élevés dans les poutres testées dans la phase 1, en comparaison avec celles de la phase 2 (voir également la figure 120). Avec un renfort en FRP constitué de deux couches (DB-S0-2L), le gain est de 60 % dans la phase 1, contre 10 % dans la phase 2. Par contre, en présence d'acier transversal, les gains en résistance sont du même ordre, soit 10 %.

Les écarts constatés entre les contributions à la résistance des différents composants (béton, acier transversal, CFRP) indiquent, qu'effectivement, un effet d'échelle affecte le comportement des poutres profondes. Mais celui-ci ne peut, à lui seul, expliquer ces écarts, parfois élevés, comme dans DB-S0-0L. On soupçonne, pour les spécimens de la phase 2, une certaine influence des dimensions des plaques d'appui, utilisées dans les essais, par rapport à la distance entre nus, séparant le point d'application de la charge de l'appui.

Pour élucider cette question, il semble important de mener d'autres investigations expérimentales visant à étudier l'effet d'échelle dans les poutres profondes. D'autant plus que du point de vue normes, celles-ci ne prévoient aucune prescription à ce sujet. Pour le dimensionnement, les normes en vigueur adoptent, de plus en plus, le modèle des bielles et tirants (CSA A23.3-94 1994, ACI-318 2002, EC2 1992). Mais ce dernier, comme tous les modèles basés sur l'analogie du treillis, ne tient pas compte de la taille de la poutre.



(a) Phase 1



(b) Phase 2

Figure 120 Comparaison des contraintes de cisaillement  $\tau$  : poutres profondes

## CHAPITRE 8

### ÉVOLUTION DE LA RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT SOUS CHARGE CROISSANTE

#### 8.1 Poutres élancées

Les différentes phases du comportement, sous charge croissante, des poutres en béton armé, renforcées en cisaillement à l'aide de FRP, sont décrites dans le chapitre précédent. Dans cette première partie du chapitre 8, ce sont les contributions à la résistance en cisaillement du béton, de l'acier transversal et du renfort en FRP, dans les poutres élancées, qu'on se propose de déterminer. Ces contributions sont quantifiées sous charge croissante, en utilisant les déformations, obtenues expérimentalement, dans le FRP et dans l'acier transversal. De la sorte, l'on reproduit, de manière assez fidèle, le comportement des poutres testées du point de vue résistance, dans chacun des trois composants (béton, acier transversal et FRP), et dans chacune des phases discutées dans le chapitre précédent. Ce qui peut nous éclairer davantage sur les mécanismes de résistance mis en jeu dans les poutres renforcées en cisaillement de FRP, et nous aider à développer des modèles de calcul, permettant de prédire les différentes contributions, de façon plus rationnelle.

##### 8.1.1 Procédure de détermination de la résistance sous charge croissante

Conformément au format adopté par l'ensemble des codes de béton armé, la résistance à l'effort tranchant ( $V_r$ ) est la somme des contributions du béton, de l'acier transversal et du renfort en FRP. Il suit alors :

$$V_r = V_c + V_f + V_s \quad (8.1)$$

Dans le cas d'une poutre sans acier transversal, l'équation précédente devient :

$$V_r = V_c + V_f \quad (8.2)$$

Les contributions du renfort en FRP et de l'acier transversal sont déterminées sous charge croissante, en utilisant les déformations enregistrées dans l'acier transversal, et dans le renfort en FRP, respectivement.

La contribution du renfort en FRP ( $V_f$ ) est déterminée comme suit :

$$V_f = A_f f_{f,eff} \quad (8.3)$$

avec :

$A_f$  : aire de la section du renfort en CFRP

$f_{f,eff}$  : contrainte effective dans le renfort en FRP

L'aire de la section  $A_f$  s'écrit comme suit :

$$A_f = 2 \cdot t_f w \quad (8.4)$$

où  $t_f$  représente l'épaisseur du renfort, et  $w$  sa largeur effective.

La largeur effective  $w$ , qui constitue la partie du renfort mise à contribution dans la résistance, est déterminée à partir de l'équation suivante :

$$w = d_f \cot \theta \quad (8.5)$$

où  $d_f$  représente la hauteur effective du renfort en FRP, et  $\theta$  l'angle que fait le plan de rupture avec l'axe horizontal (voir figure 106). Cet angle est choisi sur la base des observations relevées pendant les tests, en ce qui a trait à la fissuration (voir § 5.4.2. et 6.4.2).

La contrainte  $f_{f,eff}$  est donnée par l'équation suivante :

$$f_{f,eff} = E_f \varepsilon_{f,eff} \quad (8.6)$$

où  $E_f$  représente le module de déformation du renfort, et  $\varepsilon_{f,eff}$  la déformation effective.

Comme montré au chapitre précédent, la déformation  $\varepsilon_{f,eff}$  n'est pas uniforme le long de la largeur effective  $w$ . Ceci nous amène à supposer, pour le calcul de  $V_f$ , que la déformation  $\varepsilon_{f,eff,i}$ , enregistrée dans une section instrumentée donnée "i", appartenant à  $w$ , est constante sur une largeur tributaire  $w_i$  (Figure 121).

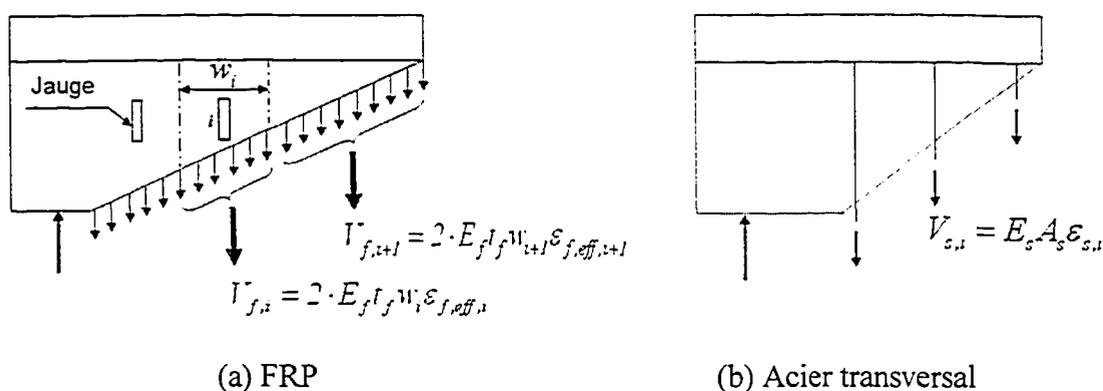


Figure 121 Principe de calcul des contributions  $V_f$  et  $V_s$

L'expression de la contribution  $V_f$  s'écrit alors :

$$V_f = 2 \cdot E_f t_f \sum w_{f,eff,i} \cdot \varepsilon_{f,eff,i} \quad (8.7)$$

Le calcul de la contribution de l'acier transversal suit le même principe. Elle est déterminée par la somme des contributions  $V_{s,i}$  correspondant aux étriers interceptant le plan de rupture, soit :

$$V_s = \sum V_{s,i} = \sum A_s \cdot f_{s,i} \quad (8.8)$$

avec :

$A_s$  : aire de la section d'un étrier

$f_{s,i} \leq f_y$  : contrainte effective dans un étrier "i"

La contrainte  $f_{s,i}$  est donnée par l'équation suivante :

$$f_{s,i} = E_s \varepsilon_{s,i} \quad (8.9)$$

où  $E_s$  représente le module de déformation de l'acier transversal, et  $\varepsilon_{s,i} (\leq \varepsilon_y)$  la déformation correspondant à l'étrier "i".

L'expression de la contribution  $V_s$ , s'écrit alors :

$$V_s = A_s \cdot E_s \sum \varepsilon_{s,i} \quad (8.10)$$

Enfin, en ce qui concerne la contribution du béton, elle est déduite à partir de l'équation suivante :

$$V_c = V_n - V_s - V_f \quad (8.11)$$

Dans le cas de poutre sans acier transversal, l'équation précédente devient :

$$V_c = V_n - V_f \quad (8.12)$$

Dans les deux équations précédentes, on fait intervenir l'effort tranchant appliqué  $V_n$ , en admettant l'égalité suivante :

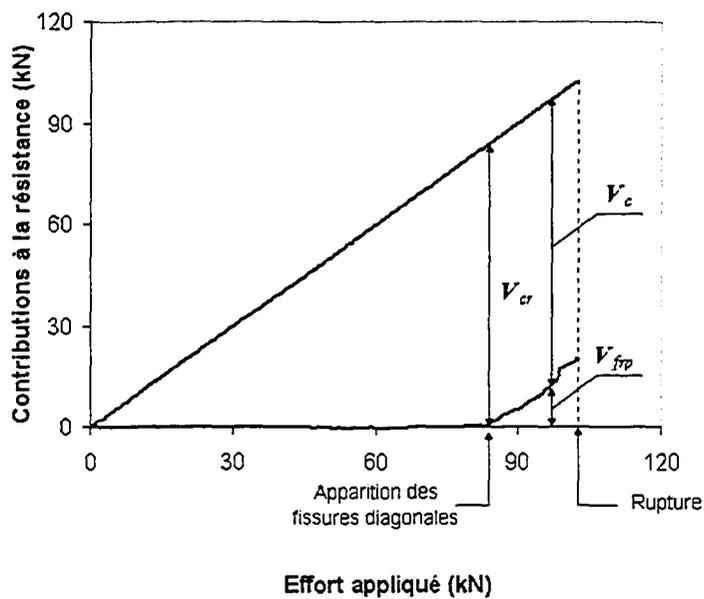
$$V_r = V_n \quad (8.13)$$

### 8.1.2 Présentation des résultats

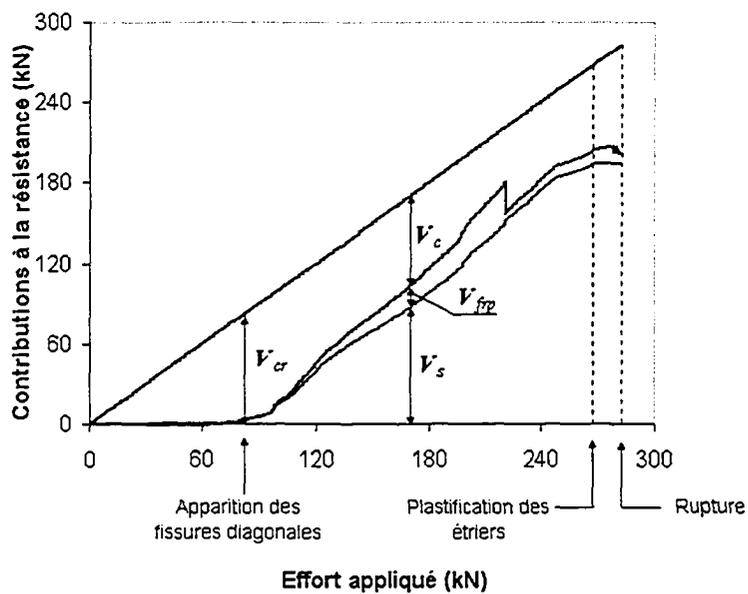
La figure 122 montre l'évolution, sous charge croissante, des contributions à la résistance en cisaillement des différents composants ( $V_c ; V_s ; V_f$ ), dans les poutres SB-S0-0.5L et SB-S1-0.5L (phase 1). De manière analogue, on montre aussi sur les figures 123 et 124, l'évolution de ces composants, sous charge croissante, dans chacune des autres poutres appartenant aux séries S0 et S1, des phases 1 et 2, respectivement. L'interruption des déformations dans le CFRP, survenue dans ces poutres, ne permet malheureusement pas de voir l'évolution de la contribution du CFRP jusqu'à la phase ultime.

Ces figures, en particulier la figure 122, mettent en évidence de nombreux aspects liés aux contributions du béton, de l'acier transversal et du renfort en CFRP. Avant de discuter ces aspects, on peut déjà noter que :

- une similitude frappante ressort lorsqu'on compare la figure 122 à la figure 8, présentée au chapitre 2, laquelle schématise l'évolution de la contribution du béton à travers ses différents mécanismes (effet d'engrènement, effet de goujon,...), et celle de l'acier transversal, sous charge croissante;
- les principales phases caractérisant le comportement des poutres élancées, décrites précédemment, apparaissent dans la figure 122; à savoir :
  - jusqu'à l'apparition des fissures diagonales, seule la composante béton est active dans la reprise de l'effort tranchant. Par contre, le renforcement en cisaillement, qu'il soit interne en acier transversal, et/ou externe en FRP, n'est effectif qu'après l'apparition des fissures diagonales;
  - dans le spécimen SB-S0-.5L (sans acier transversal), la contribution du FRP évolue, de façon linéaire, jusqu'à la rupture;
  - dans le spécimen SB-S1-.5L (avec acier transversal), les contributions de l'acier transversal et celle du renfort en FRP sont amorcées en même temps et augmentent, sous charge croissante, jusqu'à la plastification des étriers. La contribution de l'acier transversal cesse alors d'augmenter; alors que celle du CFRP continue d'augmenter jusqu'à la rupture. Mais, comme cette dernière se produit à un niveau de charge légèrement supérieur à celui de la plastification des étriers, l'excédent en résistance fourni par le FRP, après plastification des étriers, reste très faible, voire négligeable.

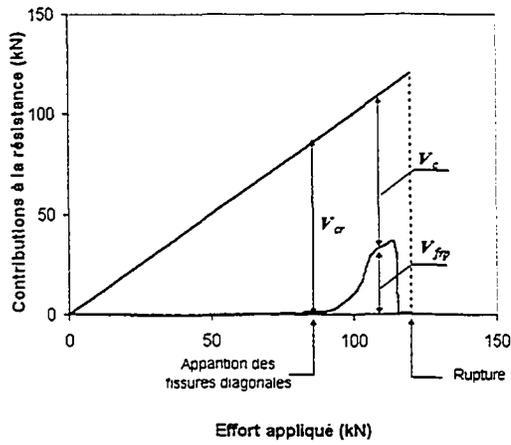


(a) Poutre élancée renforcée de CFRP, sans acier transversal SB-S0-.5L

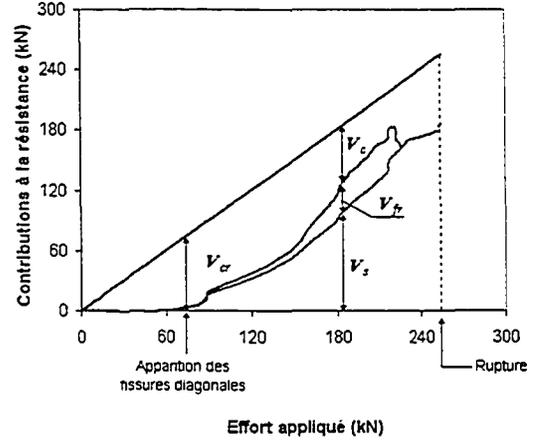


(b) Poutre élancée renforcée de CFRP, avec acier transversal SB-S1-.5L

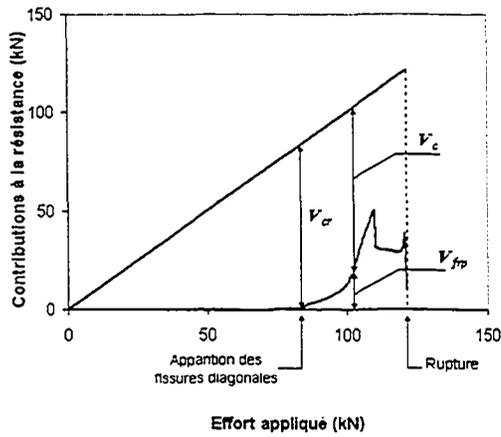
Figure 122 Évolution de la résistance sous charge croissante



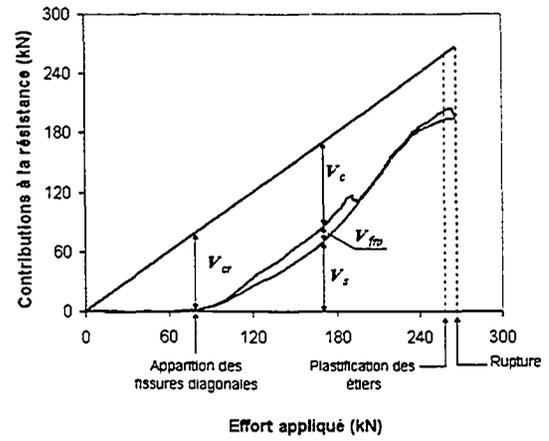
(a) SB-S0-1L



(b) SB-S1-1L



(c) SB-S0-2L



(d) SB-S1-2L

Figure 123 Évolution de la résistance sous charge croissante – Phase 1

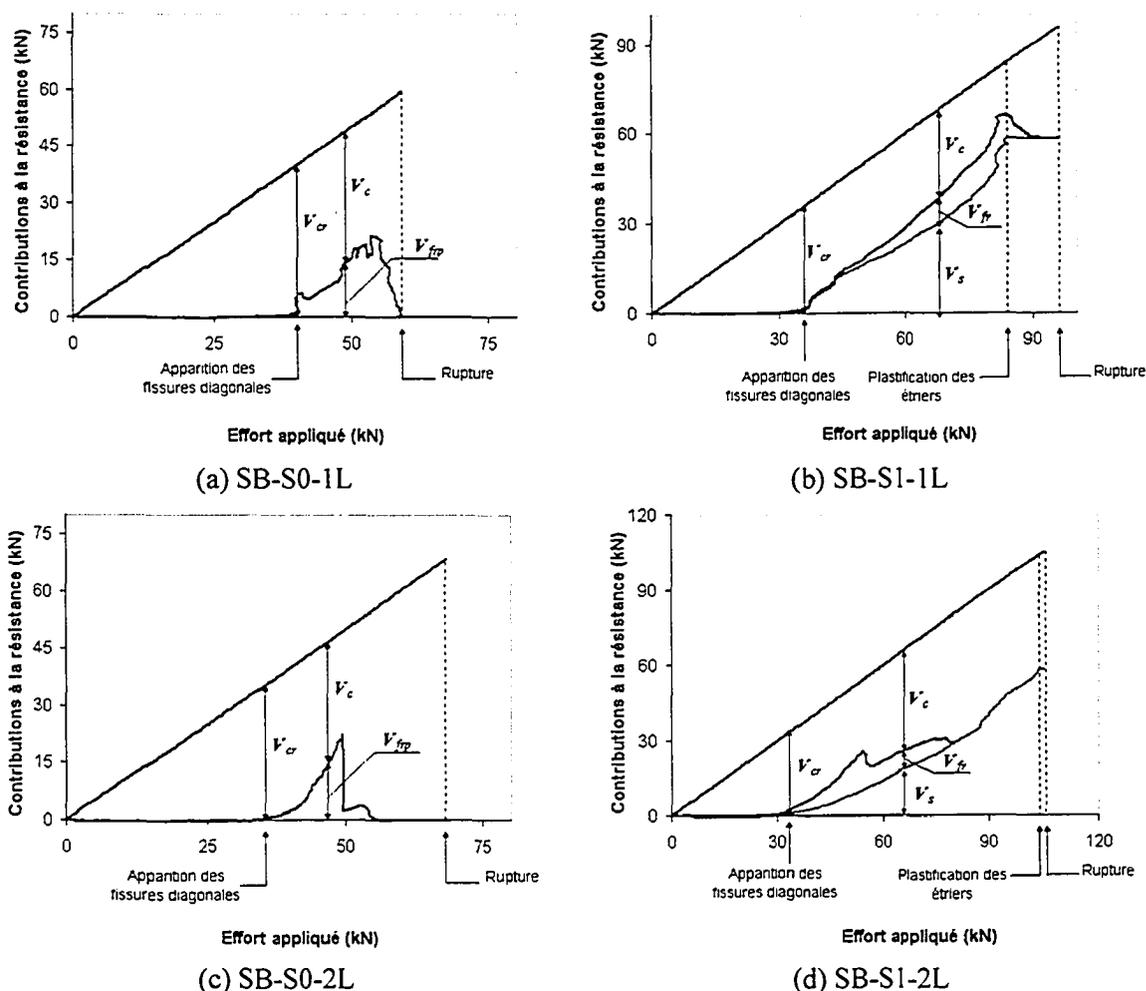


Figure 124 Évolution de la résistance sous charge croissante – phase 2

### 8.1.3 Contribution du béton sous charge croissante

Contrairement aux contributions du FRP et de l'acier transversal, celle du béton est effective dès le début de chargement. Sous charge croissante, la contribution du béton  $V_c$  augmente jusqu'à l'apparition des fissures diagonales, ce qui correspond à  $V_{cr}$ , défini comme l'effort tranchant ayant causé les premières fissures diagonales. Au-delà de cette phase, et alors que les contributions du renforcement en cisaillement en FRP ( $V_f$ ) et/ou en acier transversal ( $V_s$ ) amorcées, augmentent sous charge croissante, celle du béton

( $V_c$ ) ne varie pas, ou très peu. À la rupture, on constate que la contribution du béton  $V_c$  obtenue est du même ordre que  $V_{cr}$ . Également, on peut noter que la contribution  $V_c$ , et donc  $V_{cr}$ , est en général du même ordre que la résistance enregistrée dans la poutre témoin, sans acier transversal et sans renfort en FRP SB-S0-0L (voir tableau XXI).

Ce résultat est en parfait accord avec l'approche adoptée par la norme américaine, qui considère que (ASCE-ACI, 1973) :

- dans une poutre en béton armé, sans acier transversal, la contribution du béton à la résistance en cisaillement peut être exprimée par l'effort tranchant correspondant à l'apparition des premières fissures diagonales;
- dans une poutre en béton armé, contenant de l'acier transversal, la contribution du béton à la résistance est supposée égale à celle correspondant à une poutre en béton armé sans acier transversal. Autrement dit, la contribution du béton est la même, avec ou sans acier transversal;
- tout renforcement en cisaillement doit être dimensionné pour reprendre les efforts excédentaires à la contribution du béton, c'est-à-dire  $V_c \equiv V_{cr}$ , laquelle est supposée constante. Et, en effet, le renfort en FRP et l'acier transversal ne sont, effectivement, activés qu'après l'apparition des fissures diagonales.

Quelle(s) expression(s) pourrai(en)t prédire, de façon fiable, la contribution  $V_c$ ? C'est là une question qui suscite, encore à ce jour, beaucoup de controverse. Dans ce cadre, il est intéressant de rappeler l'observation relevée à propos de l'apparition des fissures diagonales; à savoir que cette dernière est produite sous des efforts, légèrement, supérieurs aux efforts correspondant à l'apparition des premières fissures de flexion dans la zone d'appui (voir § 7.2.2). Partant de cette observation, et considérant, à l'instar de la

Tableau XXI

Contributions du béton et de l'acier transversal obtenues par les tests versus déterminées à partir des déformations enregistrées

Phase	Spécimen	Effort ( $V_n$ ) (kN)	Contribution du béton ( $V_c$ ) (kN)		Contribution de l'acier ( $V_s$ ) (kN)	
			Poutre témoin	$V_{cr}$	Poutre témoin	$f(\varepsilon_{s,i})$
1	SB-S0-0L	81.2	81.2	—	—	
	SB-S0-.5L	102.4	81.2	80.0	—	
	SB-S0-1L	120.0	81.2	90.0	—	
	SB-S0-2L	121.7	81.2	85.0	—	
	SB-S1-0L	262.8	81.2	68.0	181.6	193.5
	SB-S1-.5L	282.0	81.2	78.0	181.6	193.8
	SB-S1-1L	255.0	81.2	75.0	181.6	186.0
	SB-S1-2L	267.2	81.2	75.0	181.6	193.0
2	SB-S0-0L	36.1	36.1	—	—	
	SB-S0-1L	59.3	36.1	40.0	—	
	SB-S0-2L	68.5	36.1	36.0	—	
	SB-S1-0L	92.9	36.1	29.0	56.8	58.3
	SB-S1-1L	95.7	36.1	35.0	56.8	58.3
	SB-S1-2L	105.1	36.1	33.0	56.8	58.2

norme américaine ACI-318-02 (2002) que l'effort pour lequel apparaissent les premières fissures diagonales représente la contribution du béton à la résistance ( $V_c \cong V_{cr}$ ), l'idée de formuler la contribution du béton à partir du moment de fissuration  $M_{cr}$  – ce qui, à priori, semble plus rationnel – est fort séduisante. Plusieurs propositions ont d'ailleurs été avancées dans ce sens très récemment (Tureyen et Frosch 2003, Kim et Park 1996).

Bien entendu, pareille formulation n'est pas tout à fait nouvelle. L'ACI-318 (2002), par exemple, qui renferme 43 équations pour le calcul en cisaillement, dont la plupart relatives à la contribution du béton  $V_c$ , propose, en ce qui concerne les éléments précontraints, des expressions faisant intervenir, entre autres, le moment de fissuration.

#### 8.1.4 Contribution de l'acier transversal sous charge croissante

Amorcée après l'apparition des fissures diagonales, la contribution de l'acier transversal  $V_s$  n'évolue pas de façon tout à fait linéaire (Figures 125-a et 125-b). Rappelons que celle-ci est obtenue à partir des déformations enregistrées dans les étriers, et que ces déformations évoluent suivant des taux qui dépendent de l'emplacement de l'étrier dans la zone de rupture. Ceci est également valable pour la plastification qui va se produire de façon graduelle : d'abord dans l'étrier situé dans la section critique, puis dans les autres étriers. Le plateau qui apparaît sur les différentes courbes représentées indique, pour sa part, la plastification totale de l'ensemble des étriers interceptant le plan de rupture. Ce seuil étant dépassé, la contribution de l'acier transversal devient constante, alors que la charge appliquée enregistre une légère augmentation, avant d'atteindre la rupture. Enfin, il est intéressant de noter que les contributions de l'acier transversal dans les différents spécimens, déterminées à partir des déformations des étriers, sont du même ordre que celles obtenues à partir des résistances respectives des spécimens témoins SB-S0-0L et SB-S1-0L, testées dans les phases 1 et 2, respectivement (voir tableau XXI).

Sur la figure 126, on compare l'évolution de la contribution  $V_s$  dans les poutres de la série S1 sous charge croissante. La figure 126-a concerne les poutres testées dans la phase 1; la figure 126-b celles de la phase 2. Rappelons que, lors de l'analyse des déformations de l'acier transversal, correspondant aux spécimens de la série S1 (phases 1 et 2, respectivement), il a été clairement montré qu'à charge égale, les étriers de la poutre témoin (SB-S1-0L) étaient plus sollicités que ceux des poutres renforcées de FRP (voir § 5.5.2 et § 6.5.2). Outre le fait que la présence du renfort en FRP retarde, bien que légèrement, l'amorce de la contribution de l'acier, la figure 126 permet de visualiser, clairement, ce qui vient d'être rappelé, mais en terme de résistance : à charge égale, la contribution de l'acier transversal est moindre dans une poutre renforcée de FRP. La plastification totale de la section d'armature transversale est d'ailleurs atteinte, en premier, dans la poutre sans renfort en FRP.

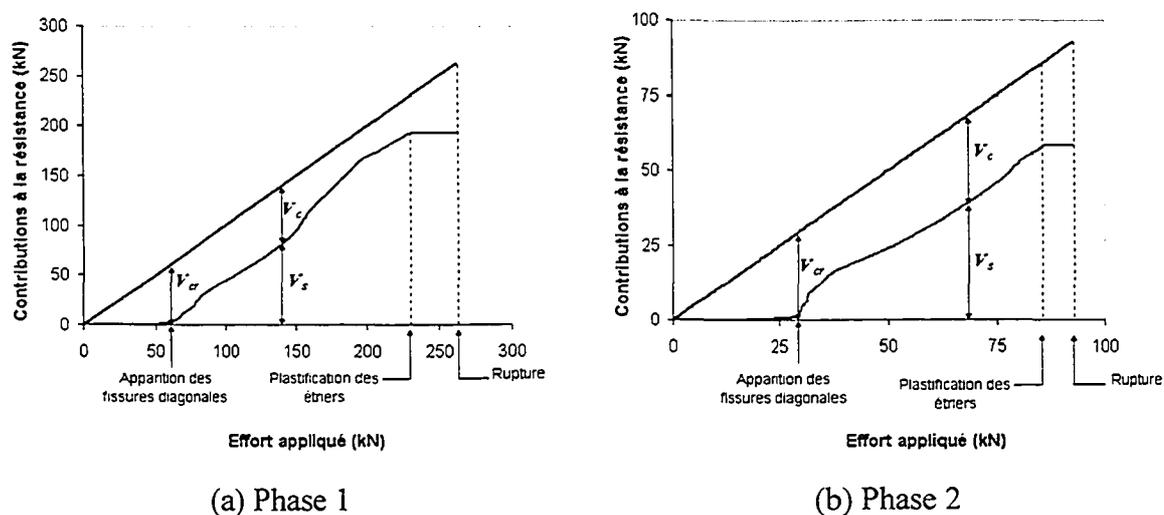
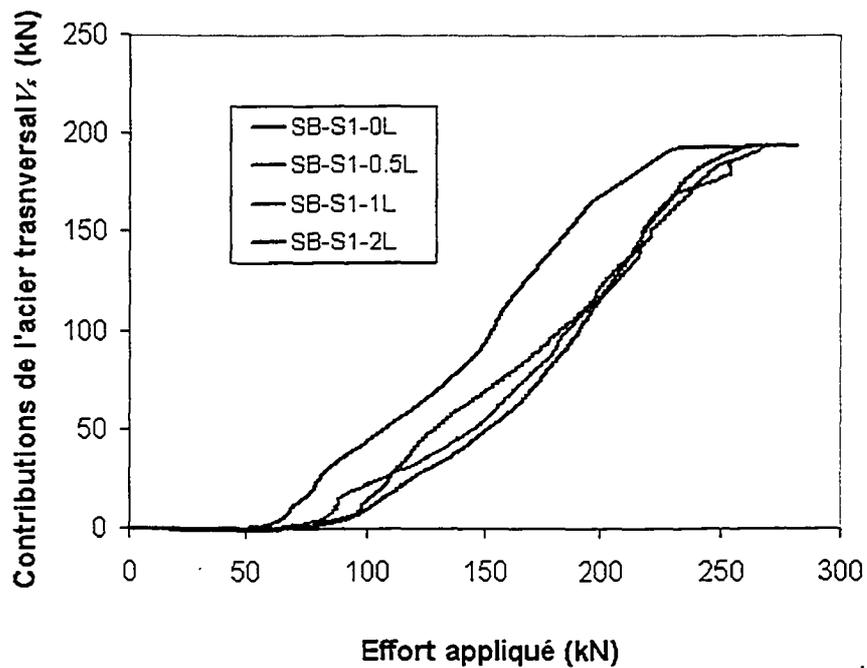
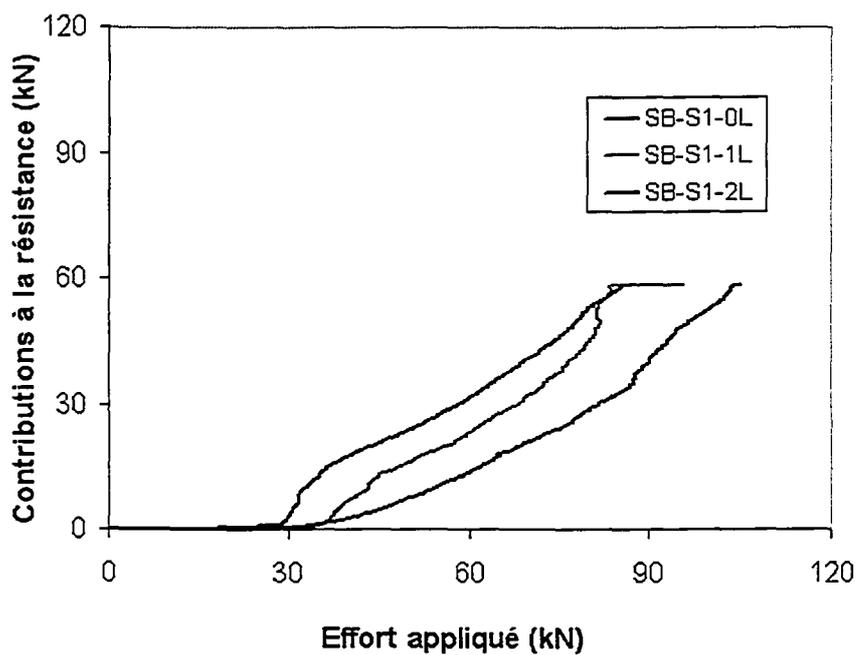


Figure 125 Évolution de la résistance dans SB-S1-0L sous charge croissante



(a) Phase 1



(b) Phase 2

Figure 126 Influence du renfort en CFRP sur la contribution de l'acier transversal

### 8.1.5 Contribution du FRP sous charge croissante

Comme l'acier transversal, le renfort en FRP est mis à contribution après l'apparition des fissures diagonales. Également, la contribution  $V_f$  n'évolue pas de façon tout à fait linéaire, en raison de l'évolution des déformations, laquelle dépend de la section instrumentée par rapport à la zone de rupture. Mais contrairement à la contribution  $V_s$ , qui est plafonnée par la plastification totale de la section d'armature, celle du FRP ( $V_f$ ) continue d'augmenter jusqu'à la rupture du spécimen (Figure 122).

Les contributions  $V_f$  obtenues à la rupture, dans les poutres SB-S0-0.5L et SB-S1-0.5L (Figure 122), sont quasi-identiques à celles qui ont été déduites par superposition à partir des contributions  $V_c$  et  $V_s$ , correspondant aux poutres témoins SB-S0-0L et SB-S1-0L, respectivement. Ce qui, malheureusement, n'a pu être montré pour la totalité des poutres mises à l'essai, à cause de l'interruption qui a été constatée dans les déformations du FRP.

Par ailleurs, l'ajout de l'armature transversale aux poutres renforcées de FRP, de la phase 2, conduit à une diminution sensible de la contribution du FRP. Concernant les poutres de la phase 1, la contribution du FRP résultante est quasiment nulle (voir aussi § 5.1.1 et § 6.1.1).

Pour pallier à l'interruption constatée dans les déformations du FRP, et pouvoir représenter l'évolution des contributions du FRP dans l'ensemble des poutres testées, on procède comme suit :

$$V_f = V_r - V_c - V_s \quad (8.14)$$

En se basant sur les observations relevées à propos de la contribution du béton  $V_c$  et de l'effort tranchant ayant causé les premières fissures diagonales  $V_{cr}$ , on admet que :

$$V_c = V_{cr} \quad (8.15)$$

L'équation (8.14) devient alors :

$$V_f = V_r - V_{cr} - V_s \quad (8.16)$$

Cette équation, valable uniquement après l'apparition des fissures diagonales, fixe la contribution du béton à  $V_{cr}$ ; quant à  $V_s$  et  $V_r$ , elles sont déterminées à partir des équations (8.10) et (8.13), respectivement.

L'application de l'équation (8.14) permet d'obtenir les figures 127 et 128. Ces deux figures montrent que les contributions du FRP à la rupture sont du même ordre que celles obtenues à partir des contributions relatives aux spécimens de contrôle SB-S0-0L et SB-S1-0L (voir tableau XXII). De plus, elles permettent d'illustrer, clairement, l'évolution de la résistance en cisaillement  $V_r$  sous charge croissante, à travers les trois contributions que sont  $V_c$ ,  $V_s$  et  $V_f$  :

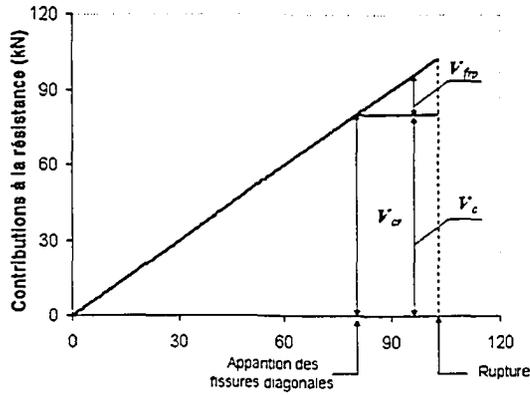
- au début du chargement et jusqu'à l'apparition des fissures, seule la contribution du béton  $V_c$  intervient dans la résistance;
- l'apparition des fissures diagonales active les contributions de l'acier transversal et celle du FRP. Ces deux contributions continuent d'augmenter sous charge croissante alors que celle du béton se stabilise;
- la contribution  $V_s$  atteint sa valeur maximale avec la plastification totale de la section d'armature, située dans la zone critique;

- la rupture des poutres se produit à un niveau de chargement légèrement supérieur à celui correspondant à la plastification. Pour les poutres de la phase 2, cela s'accompagne de contribution du FRP; en revanche, pour celles de la phase 1, la contribution du FRP enregistrée à la rupture est quasiment négligeable.

Dans les spécimens sans acier transversal, l'évolution de la résistance sous charge croissante, suit le même cheminement. L'effort appliqué, dans ce cas, est totalement repris par le béton avant l'apparition des fissures. Cette étape étant dépassé, le renfort amorce sa participation en reprenant l'excédent de l'effort, soit :

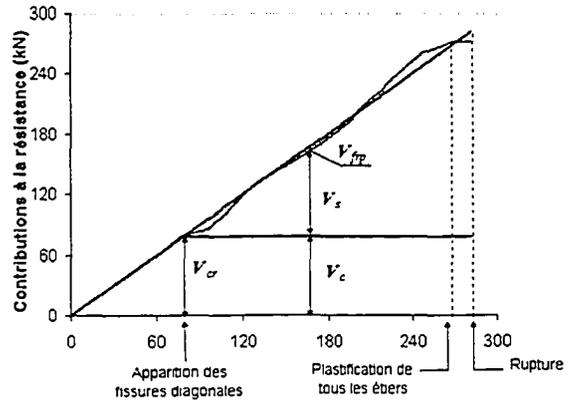
$$V_f = V_r - V_{cr} \quad (8.17)$$

Pour être plus générale, la description qui est faite ici de l'évolution de la résistance sous charge croissante, et la redistribution des efforts internes qui s'y produit à chacune des phases, doit forcément intégrer les autres scénarios de rupture possibles, c'est-à-dire le décollement du FRP et l'écrasement prématuré du béton. Ceci sera discuté dans le chapitre suivant.



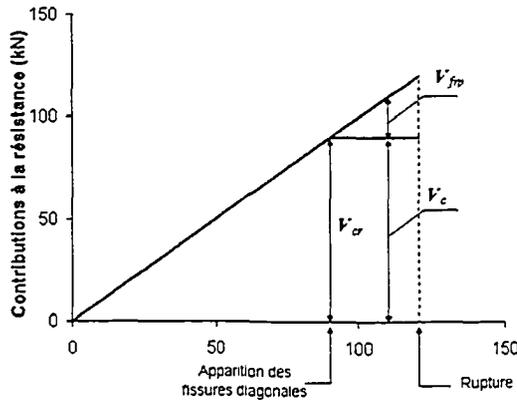
Effort appliqué (kN)

SB-S0-.5L



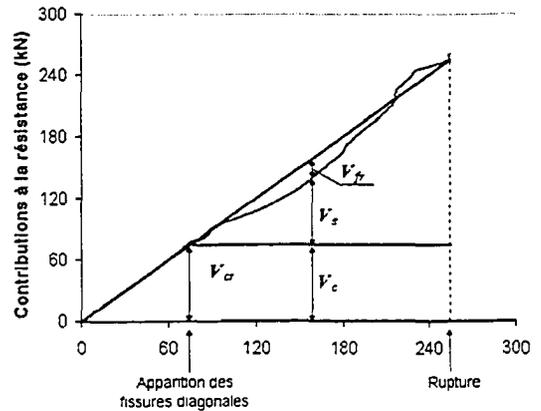
Effort appliqué (kN)

SB-S1-.5L



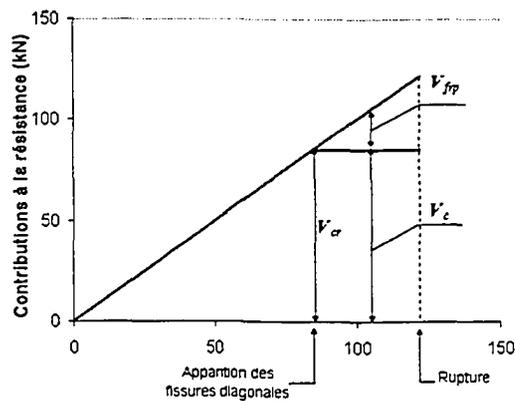
Effort appliqué (kN)

SB-S0-1L



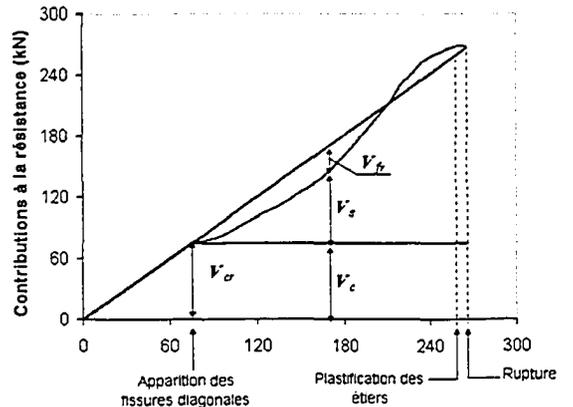
Effort appliqué (kN)

SB-S1-1L



Effort appliqué (kN)

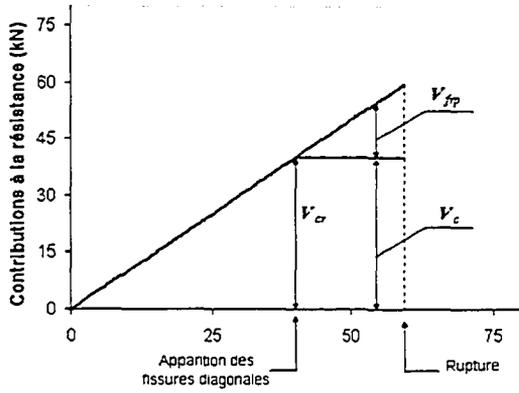
SB-S0-2L



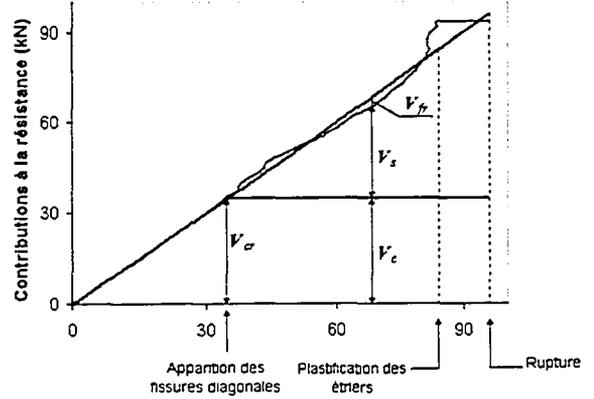
Effort appliqué (kN)

SB-S1-2L

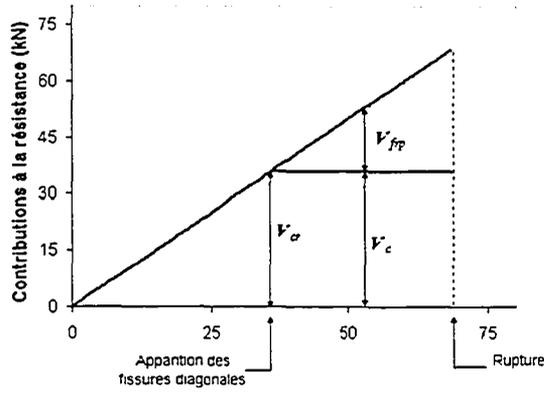
Figure 127 Évolution de la résistance sous charge croissante – Phase 1



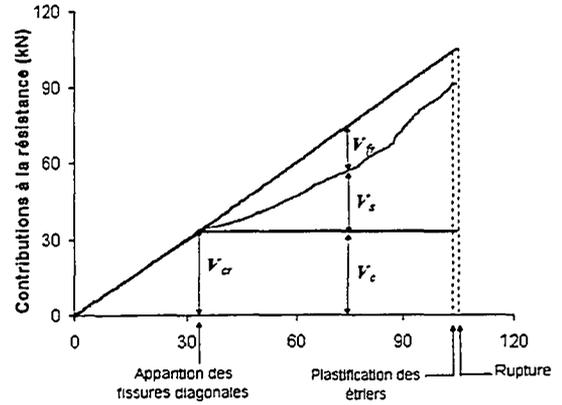
Effort appliqué (kN)  
SB-S0-1L



Effort appliqué (kN)  
SB-S1-1L



Effort appliqué (kN)  
SB-S0-2L



Effort appliqué (kN)  
SB-S1-2L

Figure 128 Évolution de la résistance sous charge croissante – Phase 2

Tableau XXII

Contributions du CFRP obtenues par superposition versus déterminées à partir des déformations enregistrées

Phase	Spécimen	$V_u$	$V_c$	$V_s$	$V_f$	
		(kN)	(kN)	(kN)	Superposition	Éq. 8.16 ou Éq. 8.17
			Éq. 8.15	Éq. 8.10		
1	SB-S0-0L	81.2	—	—	—	—
	SB-S0-.5L	102.4	80.0	—	21.2	22.4
	SB-S0-1L	120.0	90.0	—	38.7	30.0
	SB-S0-2L	121.7	85.0	—	40.4	36.7
	SB-S1-0L	262.8	68.0	193.5	—	—
	SB-S1-.5L	282.0	78.0	193.8	19.2	10.2
	SB-S1-1L	255.0	75.0	186.0	—	—
	SB-S1-2L	267.2	75.0	193.0	4.4	—
2	SB-S0-0L	36.1	—	—	—	—
	SB-S0-0L	59.3	40.0	—	23.2	19.3
	SB-S0-2L	68.5	36.0	—	32.4	32.5
	SB-S1-0L	92.9	29.0	58.3	—	—
	SB-S1-1L	95.7	35.0	58.3	2.8	2.4
	SB-S1-2L	105.1	33.0	58.2	12.2	13.9

## 8.2 Poutres profondes

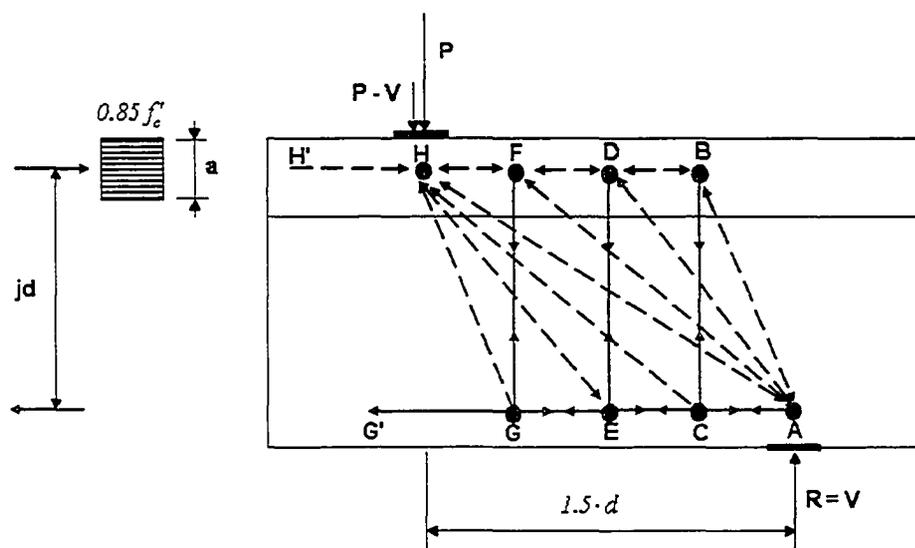
La seconde partie du chapitre se propose de déterminer les contributions de l'acier transversal, du renfort en FRP, et du béton, dans les poutres de type *profond*, et ce à partir des déformations enregistrées dans l'acier transversal, et dans le FRP. Pour ce faire, on utilise la méthode des bielles et tirants, fortement recommandée pour le dimensionnement et la vérification de ce type de poutre. Elle est appliquée aux poutres témoins (sans renfort en FRP) d'abord, puis à une série de poutres renforcées à l'aide de FRP, mises à l'essai dans la phase 1 et 2, respectivement.

Les contributions ainsi obtenues sont comparées aux contributions présentées dans les chapitres 5 et 6, lesquelles ont été déterminées par simple superposition des effets (voir tableaux IX et XII). Outre cette comparaison, l'on s'attend à ce que le calcul qui est présenté ici permette de visualiser davantage le rôle joué par le renforcement en cisaillement – interne en étriers et/ou externe en FRP – dans les poutres de type *profond*, comparativement à celles de type *élancé*.

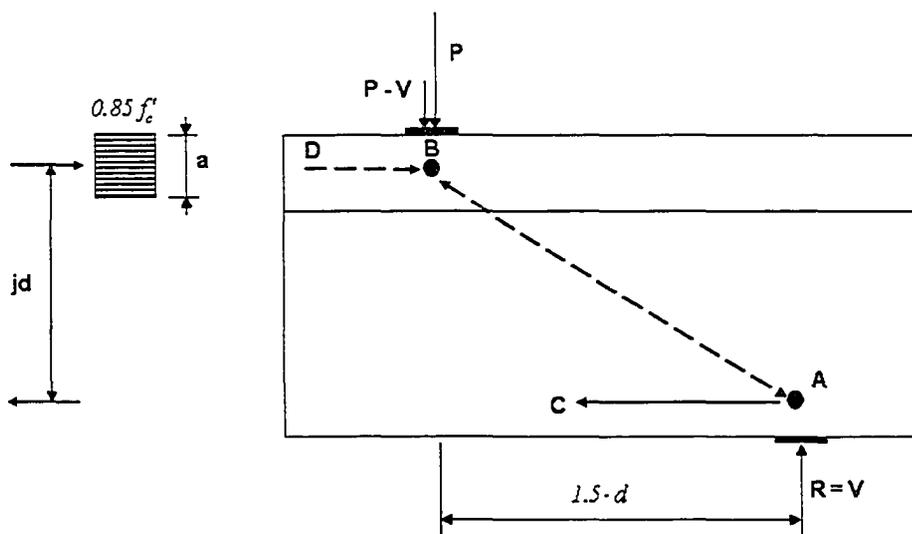
### 8.2.1 Poutres de contrôle

La figure 129-a correspond à une poutre profonde de la série S1, modélisée en treillis, suivant la méthode des bielles et tirants. Les différents éléments constituant le treillis y sont représentés : les tirants (acier longitudinal et acier transversal), les bielles et les nœuds. Dans les poutres sans acier transversal, la structure du treillis peut prendre la forme représentée dans la figure 129-b.

Connaissant l'effort tranchant à la rupture et les efforts dans les étriers, puisqu'on connaît les déformations, il suffit alors d'utiliser les conditions d'équilibre aux différents nœuds pour déterminer les efforts qui sollicitent les éléments du treillis. Il n'est donc pas



(a) Poutre profonde avec acier transversal



(b) Poutre profonde sans acier transversal

Figure 129 Exemples de modèles de bielles et tirants appliqués aux poutres profondes

supposé ici que l'acier transversal est plastifié. Dans les poutres sans acier transversal, et en admettant un schéma simplifiée du treillis (Figure 129-b), le calcul des efforts devient encore plus simple, dans la mesure où le treillis se réduit à un tirant (acier longitudinal), et à la bielle de béton reliant la charge appliquée à l'appui.

La figure 130 montre les structures de treillis correspondant aux poutres de contrôle de la phase 1 et de la phase 2, respectivement. Sur ces structures, sont indiqués les efforts sollicitant les éléments du treillis relatifs aux poutres DB-S0-0L (phase 1) et DB-S0-0L, DB-S1-0L (phase 2). Concernant les poutres DB-S1-0L et DB-S2-0L (phase 1), les efforts sont donnés dans les tableaux XXIII et XXIV, respectivement.

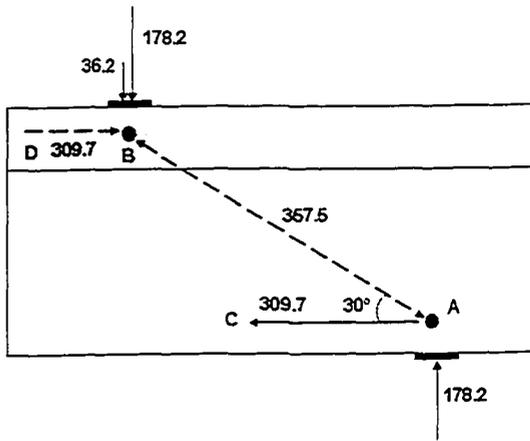
Ces résultats permettent de déduire les contributions de l'acier transversal et du béton. Pour cela, on admet que la résistance totale à l'effort tranchant ( $V_r$ ) soit exprimée comme suit :

$$V_r = V_c + V_s \quad (8.18)$$

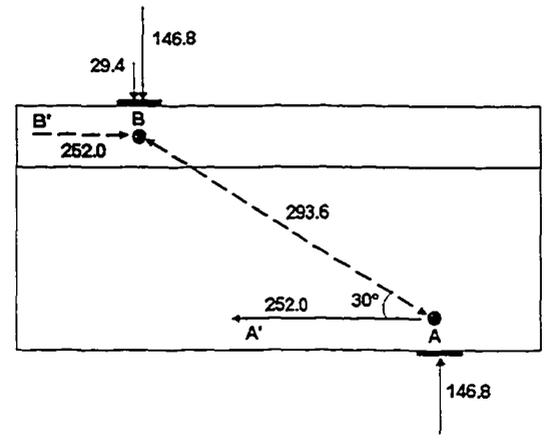
La contribution de l'acier transversal est déterminée à partir de la somme des contributions  $V_{s,i}$ , correspondant aux étriers effectifs situés dans la zone de test ( $a = 1.5d$ ), soit :

$$V_s = A_s \cdot E_s \sum \varepsilon_{s,i} \quad (8.19)$$

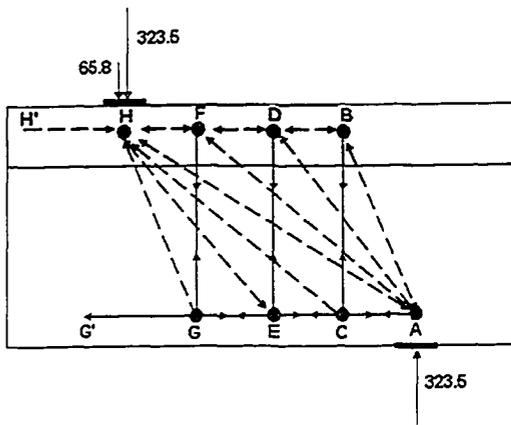
Ce qui revient à dire aussi que la contribution  $V_s$  est la somme des efforts sollicitant les tirants verticaux.



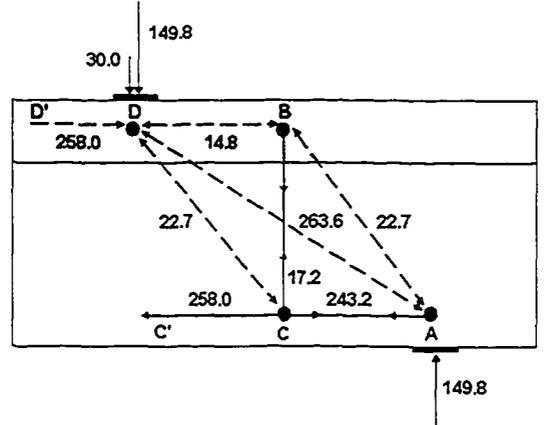
DB-S0-0L - phase 1



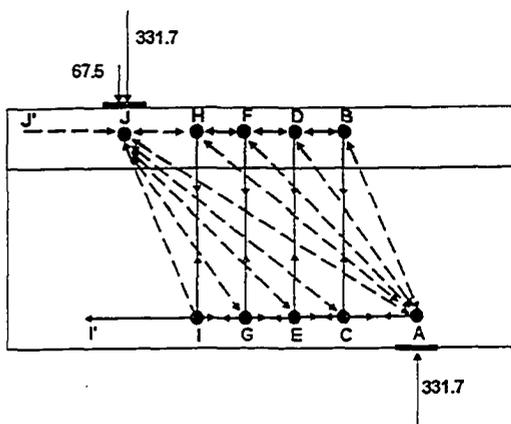
DB-S0-0L - phase 2



DB-S1-0L - phase 1



DB-S1-0L - phase 2



DB-S2-0L - phase 1

Figure 130 Structures de treillis dans les poutres sans CFRP

Tableau XXIII

Efforts internes dans le treillis – Phase 1, spécimen DB-S1-0L

Élément	Angle (deg.)	Effort (kN)
GG'	0	704.0
EG	0	692.5
CE	0	622.8
AC	0	550.9
CB	90	39.5
ED	90	64.5
GF	90	31.6
AB	70	- 42.0
AD	42.6	- 95.3
AF	28.9	- 65.4
AH	24.7	- 448.5
GH	70	- 33.5
EH	42.6	- 95.3
CH	28.9	- 81.7
BD	0	- 14.0
DF	0	- 84.2
FH	0	- 141.5
HH'	0	- 704.0

Tableau XXIV

Efforts internes dans le treillis – Phase 1, spécimen DB-S2-0L

Élément	Angle (deg.)	Effort (kN)
II'	0	740.0
IG	0	730.0
GE	0	690.7
EC	0	606.6
CA	0	515.0
IH	90	17.9
GF	90	42.3
ED	90	64.5
CB	90	54.8
AB	60.9	- 62.7
AD	47	- 88.2
AF	37.5	- 69.5
AH	30.9	- 34.8
AJ	24.1	- 373.5
JI	60.9	- 20.5
JG	47	- 57.8
JE	37.5	- 106.0
JC	30.9	- 106.7
DB	0	- 30.5
DF	0	- 90.6
FH	0	- 145.8
HJ	0	- 175.7
JJ'	0	- 740.0

À partir de l'effort tranchant appliqué  $V_n$ , et connaissant la contribution de l'acier transversal  $V_s$ , il est alors possible de déduire celle du béton, soit :

$$V_c = V_n - V_s \quad (8.20)$$

Aux chapitres 5 et 6, les contributions du béton et de l'acier étaient calculées, mais autrement : la contribution du béton correspondait alors à l'effort de rupture de la poutre témoin (DB-S0-0L), soit :

$$V_c = V_{n, DB-S0-0L} \quad (8.21)$$

Quant à la contribution de l'acier transversal, elle était déduite à partir de l'équation suivante :

$$V_{s, DB-S1-0L} = V_{n, DB-S1-0L} - V_{n, DB-S0-0L} \quad (8.22)$$

Ou encore,

$$V_{s, DB-S1-0L} = V_{n, DB-S1-0L} - V_c \quad (8.23)$$

Les valeurs de  $V_s$  et  $V_c$ , obtenues à partir des équations 8.19 et 8.20 sont rapportées dans le tableau XXV. On y reporte également les valeurs de  $V_c$  et  $V_s$ , obtenues à partir des équations (8.21) et (8.23) (voir également tableaux IX et XII). La comparaison permet de constater que le rapport entre ces contributions, aussi bien en ce qui concerne le béton que l'acier transversal, est globalement satisfaisant, eu égard des diverses incertitudes qui peuvent accompagner les différentes mesures (propriétés géométriques, mécaniques,

mesures des déformations,...). Concernant le béton, le rapport des contributions ( $V_c$ ) varie entre 0.95 et 1.17. Pour l'acier transversal ( $V_s$ ), ce rapport varie entre 0.86 et 1.07.

Dans le tableau XXV, on compare également les efforts obtenus dans l'acier longitudinal (tirant), en utilisant le méthode des bielles et tirants, aux efforts obtenus à partir des déformations expérimentales, vu que l'acier longitudinal a été aussi instrumenté dans la zone de chargement. L'effort de tension dans le tirant (l'acier longitudinal) peut être déterminé suivant l'équation suivante :

$$T_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{avec} \quad (\varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \quad (8.24)$$

Là aussi, on constate que les rapports entre les deux efforts donne des résultats satisfaisants, soit 0.87 à 1.21.

Tableau XXV

Contributions à la résistance dans les poutres de contrôle versus efforts déterminés par le modèle des bielles et tirants (MBT)

Phase	Spécimen	Effort total (kN)	Contribution du béton (kN)			Contribution de l'acier trans. (kN)			Effort interne dans l'acier long. (kN)		
			Éq. 8.21	MBT	ratio	Éq. 8.23	MBT	ratio	MBT	Éq. 8.24	ratio
			(a)	(b)	(a/b)	(c)	(d)	(c/d)	(e)	(f)	(e/f)
1	DB-S0-0L	178.2	178.2	—	—	—	—	—	309.7	354.6	0.87
	DB-S1-0L	323.5	178.5	187.9	0.95	145.3	135.6	1.07	704.0	—	—
	DB-S2-0L	331.7	178.5	152.5	1.17	153.6	179.2	0.86	740	675	1.10
2	DB-S0-0L	146.8	146.8	—	—	—	—	—	252	207	1.21
	DB-S1-0L	149.8	146.8	132.6	1.11	3.0	17.2	0.17	258	222	1.16

Les résultats obtenus dans les treillis sont également utilisés pour déterminer les contraintes dans les bielles principales; entendu par là celles qui relient directement la charge à l'appui. Ces contraintes sont comparées aux résistances effectives du béton dans les bielles.

Les contraintes dans les bielles inclinées ( $f_{cw}$ ) peuvent être déterminées à partir de l'équation suivante :

$$f_{cw} = \frac{N_{bielle}}{b_w \omega} \quad (8.25)$$

où :

$N_{bielle}$  : effort sollicitant la bielle

$b_w$  : largeur de l'âme

$\omega$  : largeur de la bielle

La largeur de la bielle ( $\omega$ ) est déterminée à partir des dimensions des plaques d'appuis, sous la charge et à l'appui, et de l'angle  $\theta$  que fait la bielle principale avec l'horizontale.

La résistance du béton dans la bielle ( $f_c$ ) est inférieure à la résistance du béton en compression ( $f'_c$ ), obtenue à partir des tests sur cylindre. De nombreux modèles sont proposés dans la littérature pour déterminer ( $f_c$ ) (Foster et Malik, 2002). Dans la norme canadienne CSA A23.3-94, la contrainte de compression dans la bielle est limitée à :

$$f_c = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c \quad (8.26)$$

La déformation en tension ( $\varepsilon_l$ ) dépend de la déformation du tirant ( $\varepsilon_x$ ), soit :

$$\varepsilon_l = \varepsilon_x + [\varepsilon_x + 0.002] \cot^2 \theta \quad (8.27)$$

Pour le calcul de la résistance de la bielle  $f_c$ , on utilise les déformations moyennes  $\varepsilon_x$  enregistrées dans l'acier longitudinal (Série S0), et dans l'acier transversal (Série S1).

Les résultats présentés dans le tableau XXVI mettent en évidence l'influence de l'angle de la bielle sur la résistance effective  $f_c$  : plus petit est l'angle, et plus faible est la résistance du béton. Ces résultats permettent aussi de constater que les contraintes dans les bielles principales ( $f_{cw}$ ) dépassent les résistances effectives ( $f_c$ ), ce qui va dans le sens des observations relevées lors des tests, en ce qui concerne le mode de rupture, à savoir l'écrasement de l'âme.

Cependant, force est de constater que l'écart entre  $f_{cw}$  et  $f_c$  est assez important, surtout dans les poutres DB-S1-0L et DB-S2-0L (phase 1). D'autant plus que, selon les observations relevées : (i) la rupture s'est produite par écrasement du béton ; (ii) aucun signe de rupture prématurée n'a été observé ; (iii) les déformations enregistrées dans les bielles sont relativement élevées, ce qui indique tout de même que la résistance du béton a pu atteindre un niveau plus élevé que celui qui est donné par l'équation. Cette dernière, déterminée sur la base d'une importante campagne de tests réalisés sur des panneaux en béton (Vecchio et Collins, 1986), serait-elle trop conservatrice dans le cas des poutres de type *profond*?

Tableau XXVI

Comparaison des contraintes dans les bielles aux résistances effectives

	Phase 1			Phase 2	
	DB-S0-0L	DB-S1-0L	DB-S2-0L	DB-S0-0L	DB-S1-0L
$N_{bielle}$ (kN)	357.5	448.5	373.5	293.6	263.6
$w_{bielle}$ (mm)	133.3	160.8	159.9	88.9	89.7
$f_{cw} = \frac{N_{bielle}}{b_w \omega}$ (MPa)	17.6	18.4	15.4	12.2	10.9
$\varepsilon_s$	0.0009	0.0019	0.0020	0.0023	0.0023
$\theta$ (deg.)	29.9	24.7	24.1	30.2	30.1
$\varepsilon_1$	0.0095	0.0204	0.0220	0.0150	0.0151
$\frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85$	0.41	0.23	0.22	0.30	0.30
$f_c$ (MPa)	10.3	5.9	5.5	7.5	7.4

### 8.2.2 Poutres renforcées de FRP

Le choix d'un treillis, dont la géométrie devra représenter autant que possible le flux des efforts, est relativement aisé lorsqu'il s'agit de structures courantes, comme les poutres profondes sans renfort en FRP (Figure 129). Ce n'est pas le cas des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. La présence de ce dernier (le renfort en FRP) rend la définition des lignes moyennes des éléments du treillis (nœuds, bielles et tirants), plus ardue. Dans une section en T, par exemple, le renfort externe en FRP, qui joue le rôle de tirant vertical, et contrairement à l'acier transversal, ne croise pas nécessairement la

membrure supérieure qui joue le rôle de bielle horizontale. Comment s'effectue le transfert du flux des efforts dans ces conditions? Pour une application rigoureuse de la méthode des bielles et tirants au cas des poutres renforcées de FRP, des modèles de treillis, différents de ceux habituellement adoptés, doivent être donc proposés. On peut, par exemple, penser au modèle représenté à la figure 131. Celui-ci s'inspire du modèle proposé, récemment par Regan et Kennedy Reid (2004), pour l'étude des poutres en béton armé déficientes en terme d'ancrage des étriers.

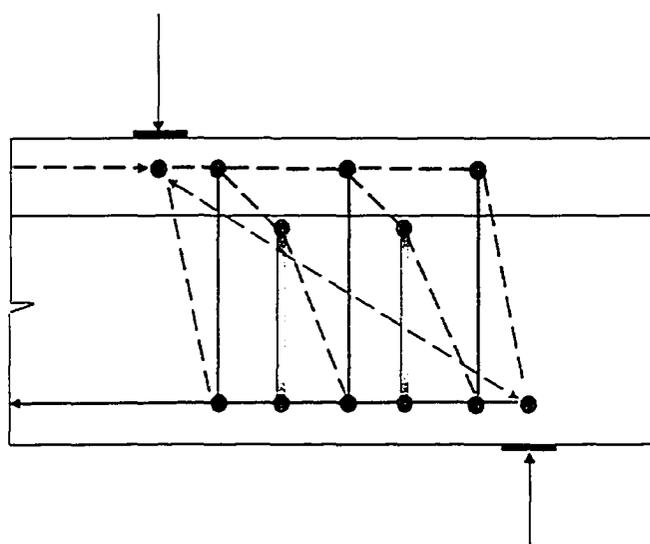


Figure 131 Exemple d'application du modèle des bielles et tirants appliqué aux poutres profondes renforcées de FRP

Cette problématique, fort intéressante du reste, ne s'inscrit pas dans le cadre de ce travail doctoral. Aussi, l'application de la méthode des bielles et tirants aux poutres profondes renforcées sera grandement simplifiée : la contribution du FRP sera ajoutée à celle de l'acier transversal, si prévu, pour déterminer l'effort alloué à la bielle principale, reliant le point d'application de la force à l'appui. Mais, contrairement aux étriers internes en acier transversal, le renfort en FRP n'est pas pris en compte dans le calcul des éléments du treillis.

Sur les figures 132 et 133, sont représentées des poutres renforcées à l'aide de FRP, des phases 1 et 2, respectivement. Ces poutres sont modélisées en treillis suivant la méthode des bielles et tirants. Le renfort en FRP, comme l'acier transversal (série S1), y joue le rôle de tirant vertical. L'effort dans le FRP est déterminé à partir des déformations enregistrées expérimentalement. Il en est de même des étriers, puisqu'on connaît les déformations (série S1).

Connaissant l'effort tranchant à la rupture, et l'effort dans le FRP et dans l'acier transversal, on peut, grâce aux conditions d'équilibre, déduire l'effort sollicitant la bielle de béton reliant la charge appliquée à l'appui. Les contributions du renfort en FRP, de l'acier transversal et du béton, ainsi quantifiées, sont comparées aux contributions déduites par simple superposition, et qui sont présentées aux chapitres 5 et 6.

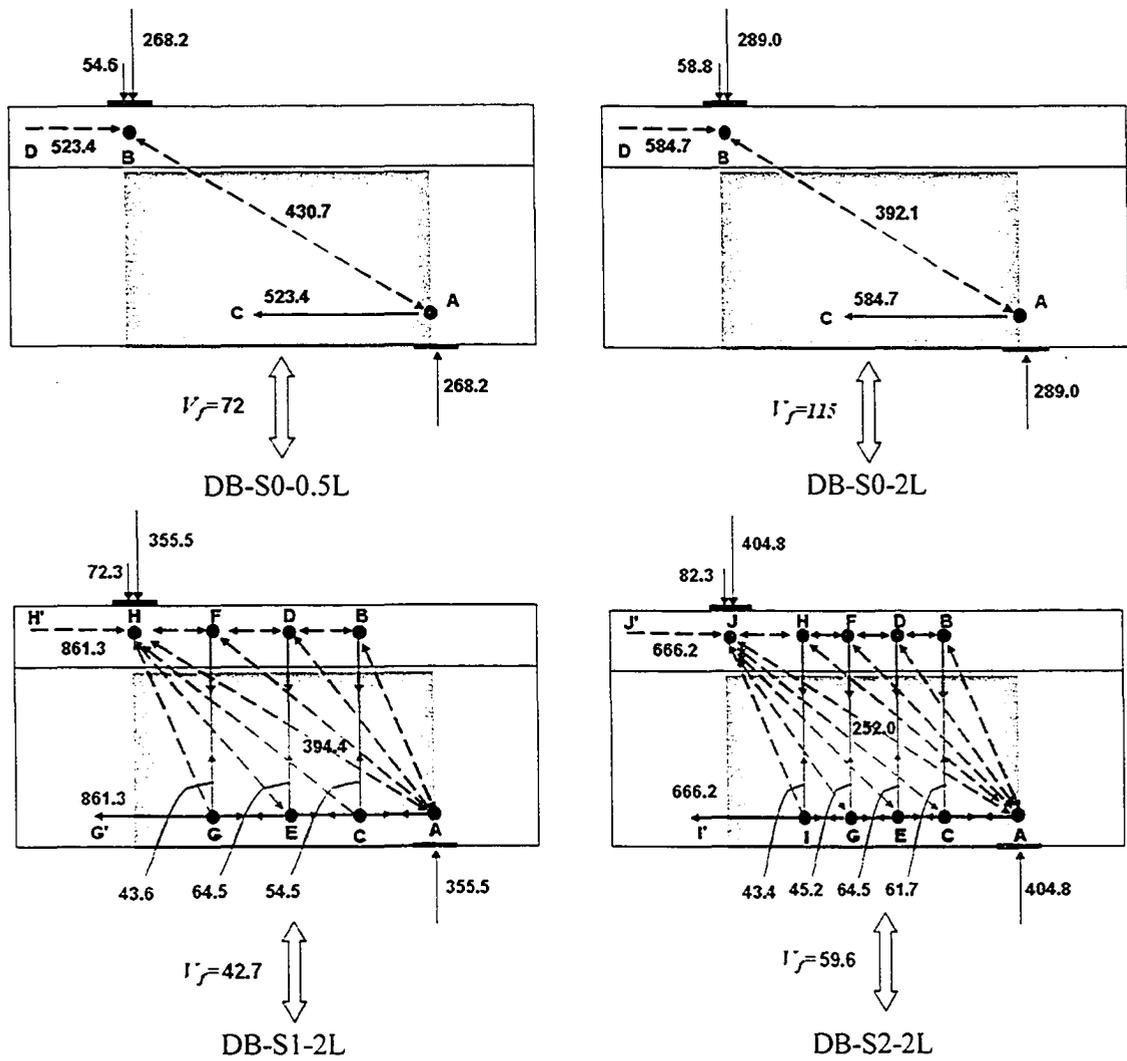


Figure 132 Structures de treillis dans les poutres renforcées de CFRP – Phase 1

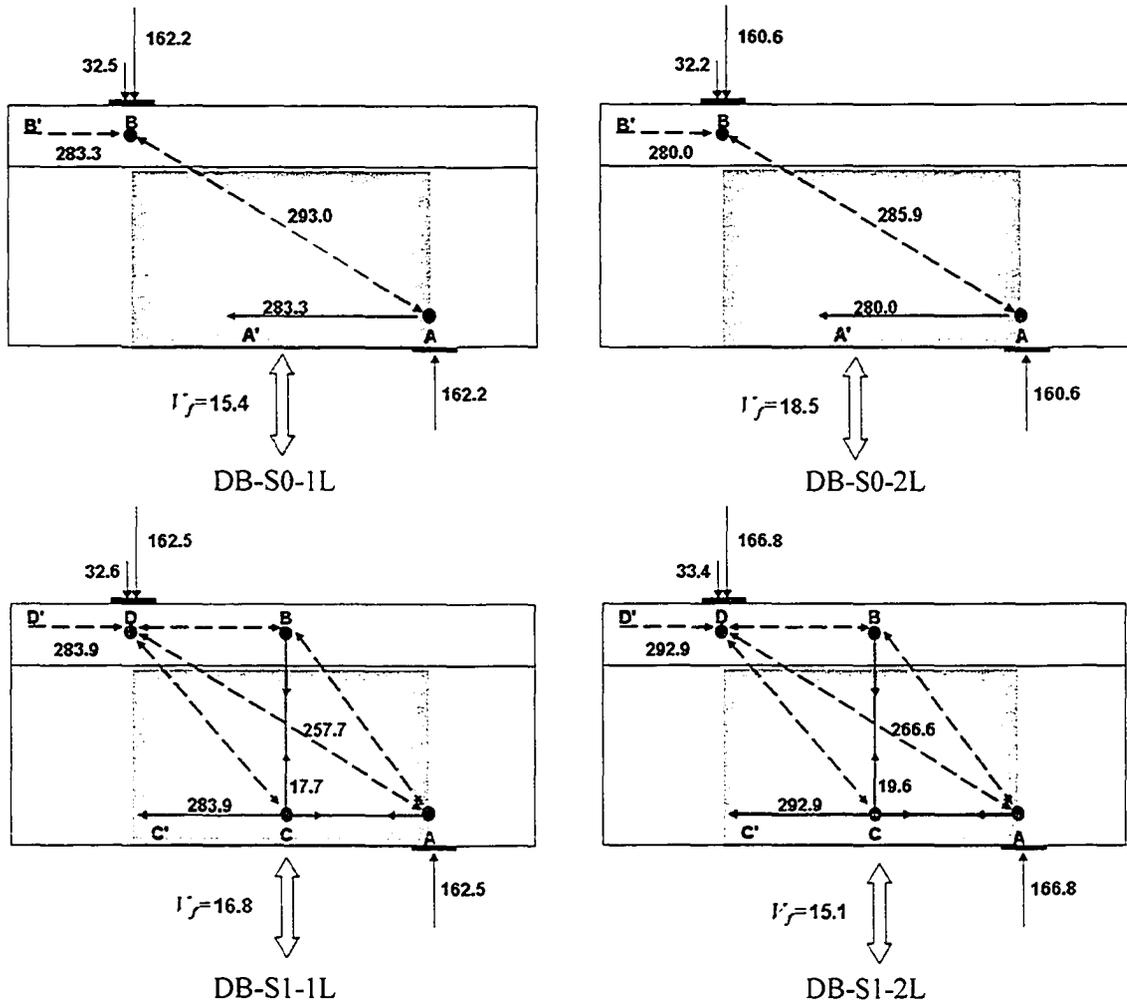


Figure 133 Structures de treillis dans les poutres renforcées de CFRP – Phase 2

La contribution du renfort en FRP ( $V_f$ ) s'écrit :

$$V_f = 2 \cdot E_f t_f \sum w_i \cdot \varepsilon_{f,eff,i} \quad (8.28)$$

Dans cette équation, on suppose que la déformation du FRP enregistrée dans chacune des sections instrumentées, soit  $\varepsilon_{f,eff,i}$ , est constante sur une bande "i", dont la largeur tributaire est  $w_i$ .

Le calcul de la contribution de l'acier transversal est donnée par l'équation 8.19; soit :

$$V_s = A_s \cdot E_s \sum \varepsilon_{s,i} \quad (8.19)$$

Pour déterminer la contribution du béton  $V_c$ , l'on admet que :

$$V_c = V_n - V_s - V_f \quad (8.11)$$

Dans le cas des spécimens sans acier transversal, l'équation précédente se réduit à :

$$V_c = V_n - V_f \quad (8.12)$$

Aux chapitres 5 et 6, les contributions du béton, du renfort en FRP et de l'acier ont été calculées en considérant que :

$$V_c = V_{n,DB-S0-0L} \quad (8.21)$$

La contribution du renfort en FRP  $V_f$ , dans le cas de poutre sans acier transversal, était déduite à partir de l'équation suivante :

$$V_{f, DB-S0-\neq L} = V_{n, DB-S0-\neq L} - V_{n, DB-S0-0L} \quad (8.29)$$

Pour une poutre contenant de l'acier transversal, la contribution  $V_f$  s'écrivait :

$$V_{f, DB-S1-\neq L} = V_{n, DB-S1-\neq L} - V_{n, DB-S1-0L} \quad (8.30)$$

Quant à la contribution de l'acier transversal, elle était déduite à partir de l'équation 8.22; soit :

$$V_{s, DB-S1-0L} = V_{n, DB-S1-0L} - V_{n, DB-S0-0L} \quad (8.22)$$

ou encore l'équation 8.23; soit :

$$V_{s, DB-S1-0L} = V_{n, DB-S1-0L} - V_c \quad (8.23)$$

Dans le tableau XXVII, on présente les résultats de calcul des contributions  $V_c$ ,  $V_s$  et  $V_f$ , utilisant les déformations expérimentales recueillies dans le FRP et dans les étriers instrumentés. Ces résultats sont comparés à ceux utilisant le principe de superposition (voir également tableaux IX et XII).

Dans les poutres sans acier transversal, la contribution du béton  $V_c$ , estimée à partir de l'effort tranchant ultime, obtenu dans le spécimen témoin (DB-S0-0L), ne s'écarte quasiment pas de la contribution du béton, déduite de l'effort ultime et de la contribution du FRP  $V_f$ , quantifiée à partir des déformations expérimentales. Le rapport entre les deux varie entre 0.91 et 1.03. Dans les poutres pourvues d'acier transversal, où la contribution  $V_s$  est également quantifiée à partir des déformations expérimentales, la contribution  $V_c$ , semble, plutôt, surestimée pour la phase 1.

Concernant l'acier transversal, les contributions effectives (quantifiées à partir des déformations) sont, en général, supérieures à celles déduites de l'équation 8.17, soit un rapport compris entre 0.72 et 0.89 (DB-S2-2L). En même temps, ces contributions restent inférieures à celles présupposant la plastification de la totalité des étriers situés le long de la zone de test ( $a = 1.5 d$ ).

Enfin, la comparaison entre la contribution du FRP,  $V_f$ , quantifiée à partir des mesures effectuées, et la contribution déduite à partir des équations 8.15 ou 8.16, donne des résultats acceptables, avec des rapports qui varient entre 0.76 et 1.25.

Enfin, le tableau XXVIII compare entre les efforts obtenus dans l'acier longitudinal (tirant), en appliquant la méthode des bielles et tirants, aux efforts obtenus à partir des déformations expérimentales mesurées dans l'acier longitudinal instrumenté. Le rapport entre les deux efforts donne des résultats qui varient entre 0.77 et 1.06 pour les poutres de la phase 1; pour celles de la phase 2, le rapport est autour de 1.30.

Tableau XXVII

Contributions dans les poutres renforcées de CFRP obtenues par superposition versus déterminées par le modèle des bielles et tirants

Phase	Équation	Contribution du béton (kN)			Contribution de l'acier trans. (kN)			Contribution du FRP (kN)		
		8.14 (a)	8.11 ou 8.13 (b)	ratio (a/b)	8.17 (c)	8.19 (d)	ratio (c/d)	8.15 ou 8.16 (e)	8.28 (f)	ratio (e/f)
1	DB-S0-.5L	178.2	196.2	0.91	—	—	—	90.1	72.0	1.25
	DB-S0-2L	178.2	173.8	1.03	—	—	—	110.9	115.2	0.96
	DB-S1-2L	178.2	150.2	1.19	145.3	162.6	0.89	34.2	42.7	0.80
	DB-S2-2L	178.2	130.4	1.37	153.6	214.8	0.72	73.0	59.6	1.22
2	DB-S0-1L	146.8	145.6	1.00	—	—	—	15.4	16.6	.93
	DB-S0-2L	146.8	142.1	1.03	—	—	—	13.8	18.5	.76
	DB-S1-1L	146.8	128.0	1.15	3.0	17.7	.17	12.7	16.8	.76
	DB-S1-2L	146.8	132.1	1.11	3.0	19.6	.17	17.0	15.1	1.13

Tableau XXVIII

Efforts dans l'acier longitudinal obtenus par le modèle des bielles et tirants versus déterminés à partir des déformations enregistrées

Phase	Spécimen	Contribution du FRP (kN)		
		Bielles et tirants (a)	$T_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s$ (b)	ratio (a/b)
1	DB-S0-.5L	—	—	—
	DB-S0-2L	584.7	553.7	1.06
	DB-S1-2L	—	—	—
	DB-S2-2L	666.0	864.0	0.77
2	DB-S0-1L	283.3	219.8	1.29
	DB-S0-2L	279.9	195.0	1.43
	DB-S1-1L	283.9	225.5	1.26
	DB-S1-2L	292.9	233.1	1.26

## CHAPITRE 9

### PROPOSITIONS THÉORIQUES POUR LE CALCUL DE LA CONTRIBUTION DU RENFORT EXTERNE EN FRP À LA RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT

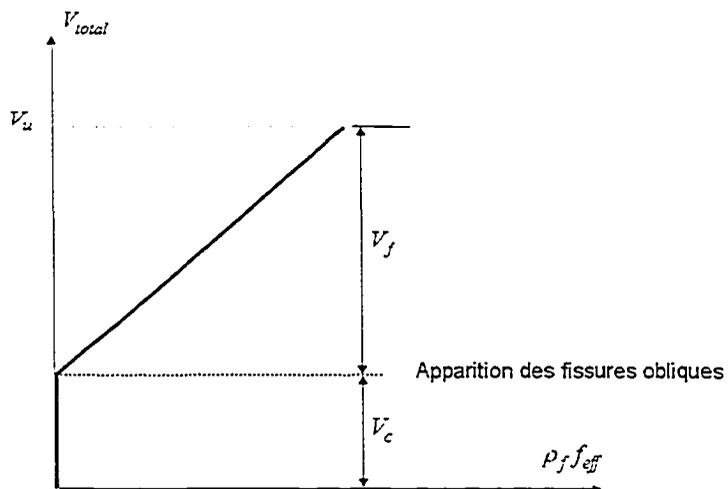
Ce chapitre présente des propositions théoriques pour le calcul de la contribution du FRP à la résistance en cisaillement. Il complète ainsi les deux précédents, consacrés, successivement, au comportement des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP sous charge croissante, et à l'évolution de leur résistance en cisaillement, également sous charge croissante.

Mais tout d'abord, un bref retour sur la prédiction de la résistance en cisaillement dans les poutres en béton armé renforcées de FRP : ses fondements; les différentes contributions qui composent cette résistance; le principe de superposition; et les modes de rupture.

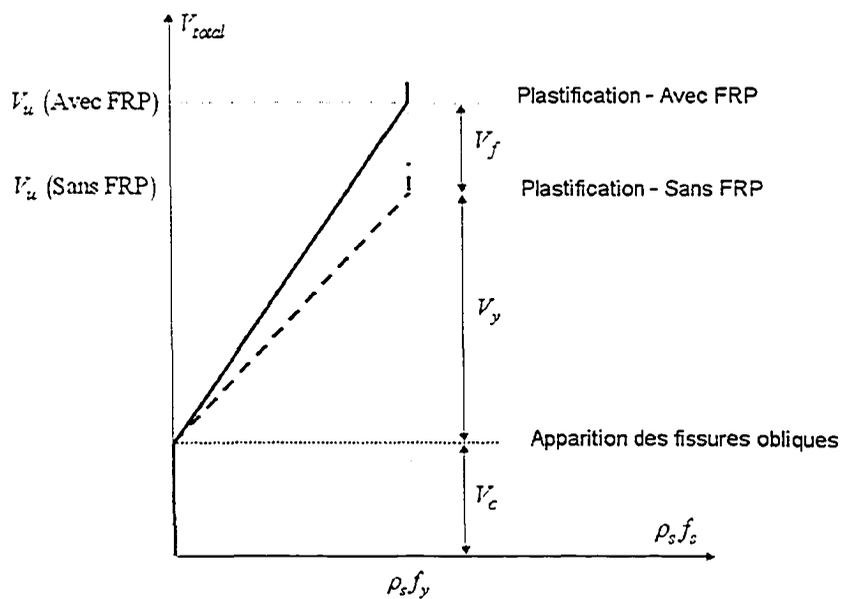
#### 9.1 Calcul de la résistance en cisaillement – Les fondements

Il s'agit, avant tout, de la prédiction de la résistance en cisaillement dans les poutres en béton armé, de type élancé. Le cas des poutres de type profond sera discuté plus loin, vu que celles-ci ont un comportement structural différent de celui des poutres élancées.

En ce qui concerne donc les poutres élancées, la résistance en cisaillement est donnée par la somme des contributions du béton, de l'acier transversal et du renfort externe en FRP. Inspirée des résultats relatifs à l'évolution des différentes contributions sous charge croissante (voir chapitre 8), la figure 134 illustre, de façon schématique, la composition de la résistance en cisaillement dans les poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. La figure 134-a concerne les poutres sans acier transversal; la figure 134-b, celles contenant de l'acier transversal.



(a) Poutre renforcée de FRP, sans acier transversal



(b) Poutre renforcé de FRP, avec acier transversal

Figure 134 Modélisation des différentes contributions à la résistance en cisaillement

Avant de discuter, individuellement, chacune de ces contributions, il y a lieu de mentionner que la prédiction de la résistance en cisaillement des poutres en béton armé, de type élancé, renforcées en cisaillement à l'aide de FRP, est fondée sur une approche de type *semi empirique* : le calcul de la contribution du béton, sujet à controverse encore, est basé sur des expressions empiriques, obtenues à partir des résultats des tests; celui de la contribution de l'acier transversal utilise le modèle du treillis, universellement accepté; quant à la contribution du renfort externe en FRP, son calcul combine, le plus souvent, le modèle du treillis – par analogie avec les étriers internes – et les modèles décrivant le comportement mécanique à l'interface FRP-béton, vu que le renfort est collé en surface.

### 9.1.1 Contribution du béton

L'expression de la contribution du béton qui est proposée dans les normes et règles de calcul est tirée des résultats des tests. C'est donc un terme empirique, qui vient s'ajouter aux contributions de l'acier transversal et du renfort en FRP. Dans la norme américaine par exemple, la contribution du béton est définie comme étant l'effort tranchant correspondant à l'apparition des premières fissures diagonales (ASCE-ACI, 1973). Comme mentionné à la section § 7.4.2, cette approche est en parfait accord avec les observations relevées lors de l'exploitation des résultats expérimentaux obtenus. En effet, il a été constaté que la contribution du béton, dans les poutres de type élancé, n'augmente plus, ou presque, après l'apparition de fissures diagonales (Figure 134).

Toutefois, la prédiction théorique de  $V_c$ , à partir de l'ACI-318 (2002) ou encore son équivalent dans la norme canadienne (CSA A23.3, 1994), s'écarte de façon très sensible des résultats obtenus expérimentalement, comme on le verra plus loin, en comparant les prédictions théoriques aux résultats expérimentaux (voir § 9.3.5.1). Ce qui suggère une révision de cette expression, comme le réclament d'ailleurs de nombreuses recherches (Collins et coll. 1996, MacGregor 1988). Dans ce cadre, il peut être utile de rappeler

l'observation relevée précédemment à propos de l'apparition des fissures diagonales (voir § 7.2.2). Cette dernière se produit sous des efforts légèrement supérieurs aux efforts correspondant à l'apparition des premières fissures de flexion dans la zone d'appui. Aussi, l'idée d'une nouvelle formulation de la contribution du béton, faisant intervenir le moment de fissuration, paraît fort séduisante. En attendant, la contribution du béton à la résistance est à déterminer conformément aux dispositions réglementaires en vigueur.

### 9.1.2 Contribution de l'acier transversal

La présence conjointe de renforcement externe en FRP et de renforcement interne en acier transversal suscite bien des interrogations quant à la plastification des étriers, ou encore la répartition de l'effort appliqué, entre le renfort externe en FRP et les étriers internes en acier.

Concernant la contribution de l'acier transversal, celle-ci est déterminée à partir du modèle de treillis. L'application rigoureuse de ce dernier requiert cependant la plastification des étriers; ce qui a été vérifié sur la plupart des spécimens élancés mis à l'essai, du moins dans la zone de rupture (voir § 7.1). À moins d'une rupture de la poutre, survenue prématurément suite à l'écrasement du béton, l'adoption du modèle de treillis, pour représenter la contribution de l'acier transversal, dans les poutres en béton renforcées en cisaillement à l'aide de FRP, semble donc justifiée.

Pour ce qui est de l'angle du plan de rupture, habituellement supposé égal à  $45^\circ$ , les résultats des tests montrent qu'il est d'environ  $38^\circ$  dans les poutres élancées contenant de l'acier transversal. À ce titre, il convient de rappeler que, dans les poutres élancées, sans acier transversal, le plan de rupture est encore plus aplati (de l'ordre de  $23^\circ$ ). C'est la raison pour laquelle certaines normes, comme l'Eurocode 2 (1992), propose, comme seconde alternative pour le dimensionnement en cisaillement des poutres en béton armé,

l'utilisation du modèle du treillis à angle variable. Mais, à défaut de règles permettant de prédire avec précision l'angle du plan de rupture, il semble plus judicieux – et en tout cas plus simple – de maintenir, pour le calcul de la contribution de l'acier transversal, dans les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de FRP, l'hypothèse, encore en vigueur dans la plupart des normes de béton armé (CSA A23.3 1994, ACI-318 2002, Ec2 1992), d'un plan de rupture incliné à 45°.

Quant à la répartition de l'effort appliqué entre l'acier transversal et le renfort en FRP, les résultats des tests montrent clairement qu'en présence de FRP, l'acier transversal est moins sollicité (voir § 5.5.2 et § 6.5.2). Également, on montre dans la figure 126, qu'à charge égale, la contribution de l'acier transversal, sous charge croissante, est moindre dans une poutre renforcée en cisaillement à l'aide de FRP. Pourtant, les renforcements en cisaillement, interne en acier transversal et externe en FRP, jouent, à priori, des rôles similaires. En tout cas, pour ce qui est de l'acier transversal, ce rôle consiste, entre autres, à s'opposer à l'ouverture des fissures diagonales, et à freiner leur propagation vers la zone comprimée. Ce qui renforce l'action des composantes liées aux mécanismes de résistance, à l'instar de l'effet d'engrènement, et la prolonge (ASCE-ACI, 1973). Mais le fait que l'acier transversal soit interne, c'est-à-dire noyé dans le béton a, certainement, pour effet de développer une plus grande adhérence, comparée à celle qui est développée par le renfort en FRP; ce dernier étant simplement collé en surface. La contribution de l'acier transversal qui en découle est, de toute évidence, plus significative. La rigidité de l'acier transversal, bien plus élevée que celle du FRP, ainsi que son mode d'ancrage, peuvent également constituer des facteurs favorables à une telle contribution de l'acier. Ce qui, d'une certaine manière, relègue le renfort en FRP au second rôle, comme l'atteste l'écart qui sépare les gains en résistance, dus à l'un et l'autre des deux types de renforcement, respectivement (acier transversal versus FRP). Évidemment, en absence d'acier transversal, le renfort en FRP doit assumer seul et pleinement son rôle de renforcement en cisaillement, et ce, en s'opposant à l'ouverture

des fissures diagonales, et en freinant leur propagation vers la zone comprimée; d'où une participation plus significative.

### 9.1.3 Contribution du FRP

Les résultats expérimentaux présentés montrent que le comportement du renforcement externe en FRP et celui du renforcement interne en acier transversal présentent des similitudes à bien des égards. D'une part, la contribution du FRP, comme celle de l'acier transversal, ne sont activées qu'après l'apparition des fissures diagonales; et d'autre part, aucune tendance ne distingue, à priori, leurs évolutions respectives sous charge croissante, et ce jusqu'à la plastification de l'acier. De ce point de vue-ci, l'adoption du modèle du treillis, pour représenter la contribution du renfort externe en FRP, semble donc justifiée.

En revanche, du point de vue mécanique, une telle adoption pourrait être perçue comme une entorse à la théorie de la plasticité, lorsqu'il s'agit de poutres renforcées de FRP, mais sans ou à faible taux d'acier transversal. Car, en raison du comportement du FRP, parfaitement linéaire jusqu'à la rupture, et à un degré moindre celui du béton, l'application du modèle du treillis, qui requiert une ductilité suffisante de la structure, serait, dans ces conditions, discutable.

À cela, il faut ajouter que l'application du modèle du treillis pose, également, un problème d'ordre pratique : celui de la déformation (ou résistance), effectivement, atteinte par le renfort en FRP, au moment de la rupture. L'ensemble des études expérimentales consacrées au sujet, incluant la présente, montre que les déformations atteintes par le renfort en FRP à la rupture ne représentent qu'une fraction, généralement modeste, de la déformation ultime, et qu'elles dépendent de plusieurs paramètres, dont la rigidité du renfort et sa configuration. Ces facteurs ont un lien direct avec le comportement du renfort à l'interface FRP-béton, lequel revêt une importance

fondamentale pour la performance même du renforcement externe en FRP. De là découle la nécessité de combiner le modèle du treillis et les modèles décrivant le comportement mécanique à l'interface FRP-béton afin de prédire la contribution du FRP à la résistance en cisaillement. Une approche hybride, en somme!

En présence d'acier transversal, les résultats montrent que la contribution du FRP est moindre. Au fait, il semble que la contribution du FRP, dans ce cas, dépend de sa capacité à retarder la plastification des étriers : plus tard a lieu la plastification de l'acier transversal, et plus significative sera la contribution du renfort en FRP. Comme la rupture se produit à un niveau de chargement légèrement plus élevé que celui correspondant à la plastification des étriers, il semble donc plus judicieux de ne pas tenir compte du gain en résistance additionnel dû au FRP, obtenu au-delà de la plastification (Figure 134-b).

#### 9.1.4 À propos du principe de superposition

À l'instar des codes de béton armé, les règles de dimensionnement, relatives aux structures en béton armé renforcées de FRP, telles que le CSA-S802 (2002), l'ACI-440 (2002), ou encore le *fib* TG 9.3 (2001), adoptent, pour le calcul de la résistance en cisaillement, le principe de superposition. L'application de ce principe, qui suppose que les contributions du béton, de l'acier transversal et du renfort en FRP, ne sont pas interdépendantes, soulève parfois des interrogations; notamment en ce qui a trait à la contribution du béton : cette dernière serait-elle la même dans une poutre renforcée, avec ou sans armature transversale?

Selon les résultats présentés dans le tableau XXI (voir chapitre 8) : (i) la contribution du béton, enregistrée dans la poutre témoin (SB-S0-0L), est du même ordre que la contribution du béton déduite à partir des contributions de l'acier transversal et du FRP, quantifiées à partir des déformations enregistrées; (ii) cette contribution du béton ne

s'écarter pas beaucoup de l'effort tranchant correspondant à l'apparition des fissures diagonales. De plus, la contribution de l'acier transversal, comme celle du renfort en FRP, ne sont activées qu'après l'apparition des fissures diagonales. Concernant l'acier transversal, la détermination de sa contribution, à partir des déformations recueillies, montre qu'elle est du même ordre dans les différents spécimens mis à l'essai, et égale à celle obtenue dans la poutre témoin SB-S1-0L (Tableau XXI). Enfin, pour ce qui est du renfort en FRP, nul doute à présent, que sa contribution est reliée au taux d'acier transversal.

Par conséquent, on peut dire que l'application du principe de superposition, pour la détermination de la résistance totale à l'effort tranchant dans les poutres renforcées en FRP, semble valide; sous réserve, toutefois, de prendre en compte l'influence de l'acier transversal sur la contribution du FRP.

#### **9.1.5 Cas des poutres profondes**

Concernant les poutres de type profond, le modèle des bielles et tirants s'avère être, indéniablement, le plus approprié pour prédire adéquatement la résistance. D'ailleurs, de plus en plus de normes de béton armé s'y réfèrent (CSA-A23.3 1994, Ec2 1992, ACI-318 2002).

L'application rigoureuse de ce modèle au cas des poutres profondes renforcées de FRP est cependant plus difficile, ne serait-ce que du point de vue de la géométrie du treillis; la définition des lignes moyennes des différents éléments du treillis, dans ce cas-ci, étant plus complexe. Une approche de type empirique semble, dans l'état actuel des connaissances, incontournable.

## 9.2 Modes de rupture

Pour prétendre à une prédiction adéquate de la résistance, celle-ci doit considérer les différents scénarios de rupture, susceptibles de se produire. L'identification de ces scénarios constitue donc une étape préalable à toute proposition théorique de la résistance. C'est ce que l'on se propose de faire dans ce qui suit. Toutefois, seuls les modes de rupture suivants seront discutés : le décollement du renfort externe en FRP; l'écrasement de l'âme et enfin; la plastification de l'armature en acier. On traite, successivement, les poutres élancées et les poutres profondes.

### 9.2.1 Poutres élancées

#### 9.2.1.1 Poutres sans acier transversal

Deux modes de rupture majeurs peuvent être observés dans les poutres sans acier transversal (Figure 135) : (a) le décollement prématuré du renfort; (b) l'écrasement du béton.

##### o Rupture par décollement prématuré du renfort en FRP

Trois facteurs déterminants influencent ce mode de rupture : (i) la configuration du renfort; (ii) sa rigidité; et (iii) la résistance du béton.

La rupture par décollement du FRP est très répandue dans les poutres dont le renfort est collé sur les faces latérales seulement (voir figure 27). Le renfort en U, certes moins vulnérable que celui collé sur les faces latérales seulement, présente aussi des risques vis-à-vis du décollement. En revanche, le renfort en forme d'enveloppe en est totalement immunisé, comme tendent à le montrer les résultats des tests rapportés dans la littérature (voir figure 27).

La rigidité du renfort, aussi, représente un facteur déterminant pour ce mode de rupture : plus le renfort est rigide, et plus le risque de décollement est élevé. C'est ainsi que le décollement affecte davantage le renfort en FRP constitué de lamelles, comparativement au renfort constitué de tissu.

Enfin, une résistance du béton, relativement faible, va inévitablement affecter la performance du comportement à l'interface FRP-béton, au risque même de causer le décollement prématuré du renfort externe.

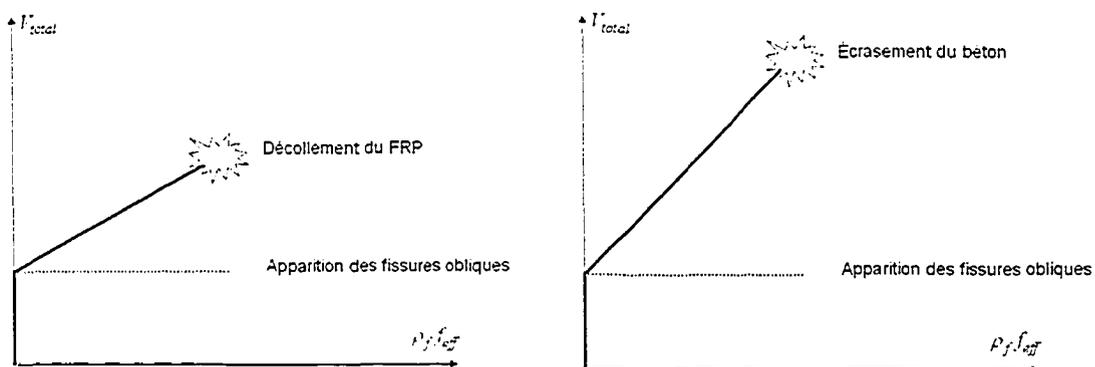


Figure 135 Modes de rupture des poutres renforcées de FRP, sans acier transversal

### ○ Rupture par écrasement du béton

L'écrasement du béton est le second mode de rupture majeur, susceptible de se produire dans les poutres sans acier transversal, renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. C'est ce mode-ci qui a été observé dans les spécimens testés dans le cadre de cette recherche. Il s'agissait, en effet, de l'écrasement de l'âme. La littérature rapporte que l'écrasement du béton peut être observé aussi dans la zone de compression (Khalifa et Nanni, 2000).

Un béton de résistance élevée permet, outre l'amélioration de l'adhérence à l'interface FRP-béton, d'éviter qu'un écrasement ne se produise prématurément; ce qui se traduit par une meilleure performance du renforcement.

Inévitablement, la rupture aura lieu, soit par suite du dépassement de la résistance du béton, ce qui correspond à la rupture par écrasement du béton, soit par suite du dépassement de la résistance d'adhérence à l'interface FRP-béton, auquel cas, on parlera de rupture par décollement du renfort.

### 9.2.1.2 Poutres avec acier transversal

Dans les poutres contenant de l'acier transversal, un troisième mode de rupture vient s'ajouter aux deux précédents (Figure 136). Il s'agit de la rupture en cisaillement *initiée* par la plastification des étriers, pour reprendre les termes du Comité ASCE-ACI 426 (1973).

#### ○ Rupture en cisaillement initiée par la plastification des étriers

Dans ce cas, la rupture se produit à une charge légèrement supérieure à celle pour laquelle la totalité des étriers, situés dans la zone de rupture, atteignent la plastification. Celle-ci est alors suivie par l'écrasement du béton (Figure 136). C'est ce qui a été observé dans les spécimens contenant de l'acier transversal (série S1), testés dans le cadre de cette recherche.

#### ○ Rupture par écrasement prématuré du béton

En raison d'une résistance relativement faible du béton et/ou d'un taux d'acier transversal relativement élevé, un écrasement prématuré de l'âme est à craindre avant même que l'acier transversal n'atteigne la plastification. Ce mode de rupture est pris en compte par les différentes normes de béton armé. L'ACI-318 (2002), par exemple, plafonne la contribution de l'acier transversal, de sorte que :

$$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.1)$$

L'ACI-440 (2002), à son tour, préconise de plafonner la contribution du renforcement en cisaillement, incluant les étriers internes en acier transversal et le renfort externe en FRP, en apportant une modification de forme à l'équation précédente; soit :

$$V_s + V_{frp} \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.2)$$

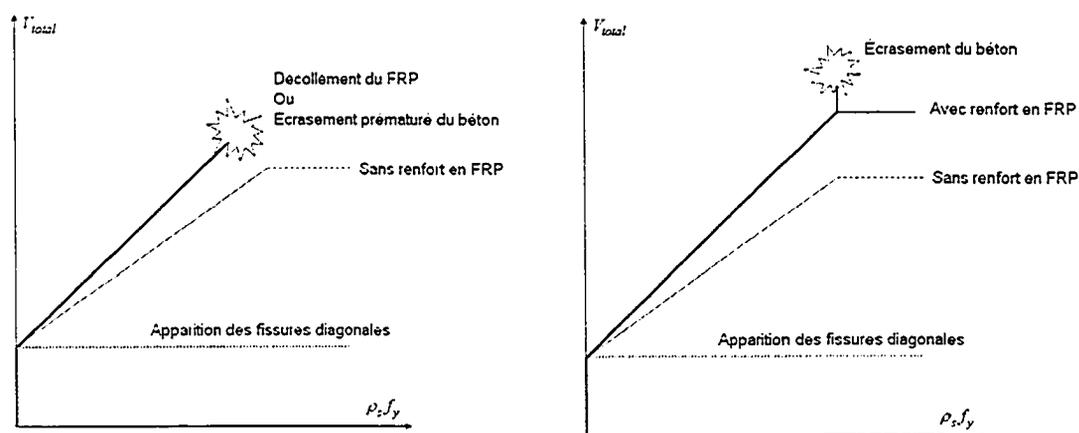


Figure 136 Modes de rupture des poutres renforcées de FRP, avec acier transversal

#### ○ Rupture par décollement prématuré du renfort en FRP

Ce mode de rupture peut survenir avant la plastification des étriers (Figure 136). Ses causes peuvent être rapportées aux facteurs discutés plus haut, soient : (i) la configuration du renfort; (ii) sa rigidité; et (iii) la résistance du béton. Comme dans les poutres sans acier transversal, ce dernier facteur (la résistance du béton) se trouve être commun, puisqu'il intervient, à la fois dans la rupture par écrasement du béton, et dans la rupture par décollement du renfort.

Également, le fait que les poutres soient pourvues d'armatures transversales pourrait favoriser davantage ce mode de rupture, c'est-à-dire le décollement. Les charges supportées par les poutres peuvent, dans ce cas-ci, atteindre des niveaux assez élevés. En

contribuant à la reprise de ces charges, le renfort en FRP se retrouve alors sujet à des sollicitations relativement importantes à l'interface FRP-béton. Ces sollicitations sont telles, qu'à terme, elles peuvent conduire à un décollement du renfort, avant même que l'acier n'atteigne la plastification. C'est ce qui a été observé dans les spécimens élancés, contenant de l'acier transversal, en comparaison aux spécimens SB-S0; même si dans ce cas, le décollement du renfort était localisé.

Enfin, il y a lieu d'ajouter que, selon certains résultats de tests, rapportés dans la littérature, le décollement du renfort ne conduit pas forcément à la rupture, comme l'observe Hutchinson (2000) dans ses tests. En effet, dans certains cas, il est accompagné d'une redistribution des efforts vers les autres constituants, c'est-à-dire, l'acier transversal et le béton. À notre avis, ceci pourrait dépendre de la surface du renfort ayant subi le décollement : plus grande est cette surface, plus élevées sera le risque de décollement généralisé du renfort en FRP.

### **9.2.2 Poutres profondes**

La rupture d'une poutre de type profond peut être initiée par la plastification de l'acier longitudinal, suivie alors par l'écrasement du béton. Elle peut aussi résulter de l'écrasement prématuré du béton, soit dans la bielle, soit dans les zones d'appuis. La plastification des étriers, présumée dans la méthode des bielles et tirants, n'est pas, apparemment, considérée comme une phase pouvant initier la rupture des poutres de type profond; contrairement au cas des poutres de type élancé.

Dans ce qui suit, il ne sera considéré que les modes de rupture suivants : (a) rupture initiée par la plastification de l'acier longitudinal; (b) rupture par écrasement prématuré du béton. Également, sera discuté le décollement du renfort externe en FRP dans ce type de poutre.

○ **Rupture initiée par la plastification de l'acier longitudinal**

La plastification de l'acier longitudinal, lorsqu'elle précède l'écrasement du béton dans la bielle, permet à la structure d'éviter une rupture de type fragile. C'est donc un mode de rupture à privilégier.

○ **Rupture par écrasement prématuré du béton**

Si le taux d'acier longitudinal est élevé et/ou la résistance du béton est relativement réduite, un écrasement du béton peut se produire, prématurément, c'est-à-dire avant la plastification de l'acier longitudinal. Dans le cadre de cette recherche, la rupture s'est plutôt produite par écrasement de l'âme, et ce dans l'ensemble des spécimens profonds testés. Les mesures des déformations effectuées dans l'acier longitudinal montrent par ailleurs que ce dernier n'avait pas atteint la plastification au moment de la rupture.

○ **Décollement prématuré du renfort externe en FRP**

Les résultats de tests disponibles dans la littérature ne rapportent pas de cas de décollement du renfort externe, observé dans les poutres profondes renforcées à l'aide de FRP. Le fonctionnement qui caractérise les poutres profondes, sensiblement différent de celui des poutres élancées, pourrait expliquer ce constat. Aussi, le rôle du renforcement en cisaillement, qu'il soit interne, constitué d'étriers en acier, ou externe en FRP, n'a pas, à priori, le même degré d'importance dans les deux cas (élanqué versus profond); celui-ci semble moindre dans les poutres profondes.

Les risques de décollement du renfort externe paraissent, de ce point de vue, plus faibles. Toutefois, si décollement du renfort externe il y a – entendu par là avant la plastification de l'acier longitudinal – celui-ci devrait être alors relié à l'un des facteurs suivants : (i) la configuration du FRP; (ii) sa rigidité; et/ou (iii) la résistance du béton.

### 9.2.3 À propos du mode de rupture par fracture du renfort en FRP

Les résultats des tests rapportés dans la littérature, en ce qui concerne les modes de rupture observés, font état de décollement du renfort en FRP, mais également de fracture (rupture) du renfort. Ceci a conduit de nombreux auteurs (Triantafillou et coll. 2000, Chen et coll. 2003, Colloti et coll. 2004), à proposer des expressions empiriques du calcul de la contribution du FRP, relativement à chacun des deux modes : décollement versus fracture. Les règles de calcul européennes *fib* TG 9.3, largement inspirées des travaux de Triantafillou et coll. (2000), adoptent cette approche.

Mais le fait de considérer la fracture du renfort en FRP, comme mode de rupture, semble tout de même entachée d'une incohérence : on y propose des expressions de la déformation du FRP, dite *effective*, relativement au mode de rupture par fracture du renfort; ce qui suppose que les déformations du FRP effectivement atteintes à la rupture sont relativement *élevées*. En même temps, et pour préserver une certaine intégrité du béton, on *limite* la déformation du FRP, dite *effective*, à un seuil, de l'ordre de *0.004* à *0.005*. Ce seuil, apparemment inspiré par les travaux de Priestley et coll. (1995), sur le confinement des colonnes, semble tout à fait justifié pour ce type de structures, où la fracture du renfort est le mode dominant. Ce n'est pas le cas des structures renforcées en flexion ou en cisaillement.

Au fait, il semble bien que la lacune ici est de s'être intéressé à l'évolution de la contribution du renfort en FRP, sous charge croissante, indépendamment de celles des autres composants de la résistance que sont le béton et l'acier transversal. Alors que la rupture de la poutre dépendra, en définitive, des propriétés mécaniques et géométriques de ces trois composants à la fois, ainsi que des conditions de chargement.

Les tests conduits dans le cadre de cette recherche ont, en effet, permis d'observer que, dans certains spécimens, l'écrasement du béton, qui a causé la rupture des spécimens,

pouvait être accompagné de modes de rupture secondaires, comme la fracture du renfort, combinée parfois à la torsion (voir § 5.4.1). Des observations similaires sont également rapportées par d'autres auteurs, dont Chajes et coll. (1995).

Par conséquent, il est plus plausible que la rupture en cisaillement par fracture du renfort, rapportée dans la littérature, résulte plutôt de concentration de contraintes très intenses dans le renfort; ces concentrations de contraintes pouvant être engendrées par d'autres modes de rupture, tels l'écrasement du béton. Aussi, la proposition de règles de calcul de la contribution du FRP, relative à ce mode de rupture, ne semble pas justifiée. Cependant, il demeure impératif de distinguer entre les modes de rupture (décollement du renfort, écrasement du béton,...) lors de l'exploitation des données expérimentales.

### **9.3 Modélisation de la contribution du renfort en FRP**

#### **9.3.1 Introduction**

Il faut convenir que le développement d'un modèle de calcul permettant de prédire, de façon sûre et économique, la contribution du renfort externe en FRP à la résistance en cisaillement est une tâche ardue, et ce pour plusieurs raisons :

- d'abord, en raison du nombre élevé de paramètres – parfois interdépendants – qui influencent le comportement en cisaillement des poutres en béton armé : type de poutre, taux d'acier transversal, taille des poutres,...etc. À ces nombreux paramètres, viennent se greffer d'autres, reliés ceux-là au renfort en FRP : épaisseur, type de fibres, configuration selon qu'il s'agisse d'enveloppe, en U ou collé sur les faces latérales, continu ou discontinu, respectivement;
- puis, le fait que le renfort soit collé en surface, ce qui exige la prise en compte de modes de rupture additionnels, tels que le décollement ou la délamination;
- enfin, le comportement linéaire jusqu'à la rupture du FRP, qui rend difficile la prédiction de la contrainte – ou déformation – du FRP à la rupture. Ce qui, à son

tour, complique l'adoption du modèle du treillis, par analogie avec l'acier transversal; en plus de se heurter au théorème de la borne inférieure, de la théorie de la plasticité.

C'est pourquoi, le développement d'un modèle calcul, de type semi empirique, pour la prédiction de la contribution du renfort externe en FRP, à la résistance en cisaillement, paraît, en l'état actuel des connaissances, comme une démarche naturelle.

L'approche adoptée ici consiste alors à développer, en priorité, un modèle de calcul de la contribution du FRP, couvrant les paramètres liés au renfort seulement : sa rigidité ( $E_f t_f$ ) et sa configuration. On parlera désormais de contribution de base, notée  $V_{f,base}$ .

Celle-ci correspond à une poutre :

- de type élancé ( $a/d \geq 2$ );
- sans acier transversal;
- ayant rompu par décollement du renfort en FRP<sup>9</sup>.

En terme de modes rupture, ce modèle de calcul de la contribution du FRP, dite de base ( $V_{f,base}$ ), décrit donc le scénario de rupture par décollement du renfort externe en FRP.

Un second scénario est également envisageable : il s'agit de l'écrasement de l'âme. Pour en tenir compte, le modèle proposé est alors assorti de règles qui fixent une limite maximale à la résistance totale en cisaillement, incluant les contributions du béton, du renfort externe en FRP, et/ de l'acier transversal si prévu.

Concernant l'influence des autres paramètres, à savoir le taux d'acier transversal, la taille des poutres, ou encore le type de poutre, des règles provisoires sont suggérées afin de prendre en compte ces différentes influences.

---

<sup>9</sup> Le décollement couvre ici, également, la rupture par délamination du renfort.

### 9.3.2 Détermination de la contribution de base

Étant donnée que la contribution de base du renfort en FRP à la résistance en cisaillement décrit le mode de rupture par décollement du renfort en FRP, sa détermination passe, forcément, par la détermination de la force d'adhérence à l'interface FRP-béton du renfort en FRP situé dans la zone de rupture.

La contribution de base ( $V_{f,base}$ ) sera alors égale à la somme des forces d'adhérence ( $P$ ), développées dans la zone de rupture, sur chacune des deux faces latérales de la poutre, soit :

$$V_{f,base} = 2 \cdot P \quad (9.3)$$

Pour sa part, la force d'adhérence est largement tributaire de la longueur d'ancrage du renfort qui est disponible : les zones disposant de longueurs d'ancrage insuffisantes constituent alors des zones à risque vis-à-vis du décollement. C'est l'explication avancée par de nombreux auteurs, dont Chen et coll. (2001), quant aux causes du décollement affectant le renfort externe en FRP. C'est également ce qui a été conclu à l'issue de l'analyse des déformations du FRP, dans la zone de rupture (voir § 7.2.4.1).

Les développements qui suivent combinent l'influence, clairement mise en évidence, de la longueur d'ancrage sur la performance du renfort, et le concept, unanimement admis, de longueur effective, pour déterminer la force d'adhérence (Figure 137). Ces développements sont basés sur les hypothèses suivantes :

- o seule une partie de la surface du renfort, qui est située dans la zone de rupture, participe à la résistance. Cette surface, appelée désormais *surface effective*, est délimitée par le plan de rupture d'une part, et d'autre part, par la longueur effective du FRP;

- le plan de rupture est incliné suivant un angle égal à  $45^\circ$ ;
- la force d'adhérence, développée au-delà de la longueur effective, n'est pas prise en compte.

Dans ce qui suit, l'on se propose de déterminer la force d'adhérence ( $P$ ), et à partir de là, déduire la contribution de base ( $V_{f,base}$ ), et ce pour chacune des configurations envisageables du renfort. On traite successivement le renfort continu puis discontinu, en U, collé sur les faces latérales et en enveloppes, respectivement.

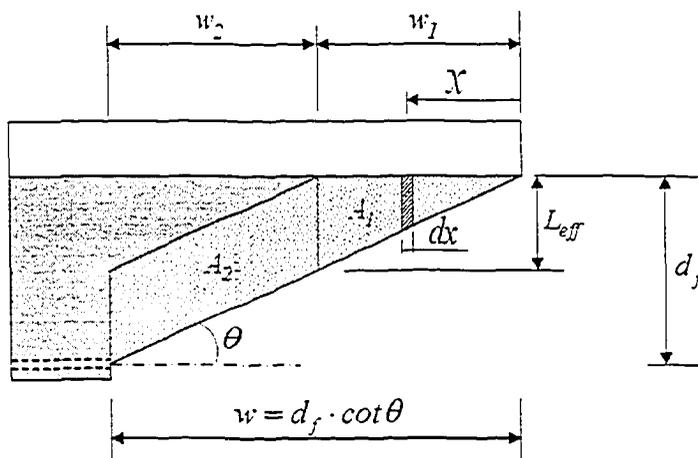


Figure 137 Surface effective du renfort en FRP et principales définitions

### 9.3.2.1 Renfort continu, en U

La figure 138 illustre la surface effective d'un renfort continu, en U, dans la zone de rupture. La force d'adhérence  $P$  à l'interface FRP-béton, correspondant à la surface effective, peut être exprimée par l'équation suivante :

$$P = \int_A \tau \cdot dA \quad (9.4)$$

où  $\tau$  représente la contrainte de cisaillement à l'interface FRP-béton.

En décomposant la surface effective en deux parties  $A_1$  et  $A_2$  (Figure 138), l'équation (9.4) devient :

$$P = \int_{A_1} \tau \cdot dA_1 + \int_{A_2} \tau \cdot dA_2 \quad (9.5)$$

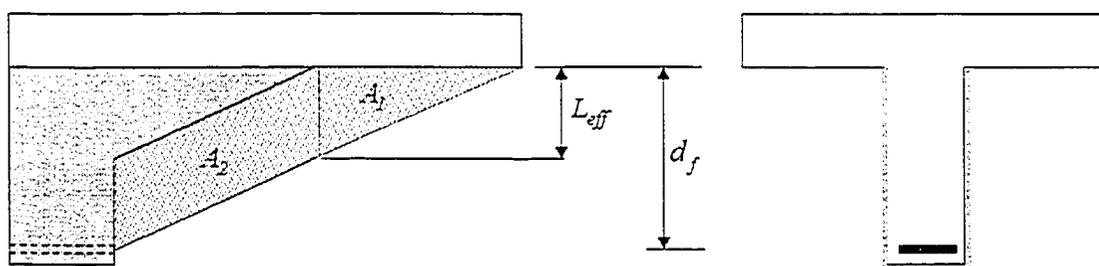


Figure 138 Surface effective pour un renfort en U, continu

La littérature fait état de nombreux travaux ayant trait au comportement à l'interface FRP-béton, dont : Chen et Teng (2001); Bizindavyi (2000); Neubauer et Rostasy (1997); Brossens et Van Gemert (1997); Maeda et coll. (1997); Van Gemert (1980). Différents modèles, de type empirique (exemple, Maeda et coll. 1997), ou basés sur la mécanique de la rupture (exemple, Van Gemert et Brossens 1997, Neubauer et Rostasy 1997) y sont proposés. Il est important de rappeler que ces modèles, dans leur ensemble, ont été développés à partir d'essais en traction ou en flexion, pour lesquels l'état de déformation est unidirectionnel. Ce n'est pas le cas du cisaillement, qui se caractérise par un état de déformation bidirectionnel. Aussi, l'adoption de ces modèles d'adhérence, pour le calcul de la contribution du renfort en FRP à la résistance en cisaillement, aura comme conséquence de négliger implicitement cet effet bidirectionnel de la déformation.

Après plusieurs tests, notre choix a finalement porté sur celui de Neubauer et Rostasy (1997), pour exprimer la contrainte de cisaillement  $\tau$ , et la longueur effective  $L_{eff}$ , soient alors :

$$\tau = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \left( \frac{L_{eff}}{L_x} \right) \quad \text{si } L_x \geq L_{eff} \quad (9.6)$$

$$\tau = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \left( 2 - \frac{L_x}{L_{eff}} \right) \quad \text{si } L_x < L_{eff} \quad (9.7)$$

avec :

$$L_{eff} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2 f_{ctm}}} \quad (9.8)$$

$k_p$  : coefficient qui dépend de la largeur du renfort en FRP  $b_p$ , et celle de l'élément en béton armé  $b_c$ ; soit :

$$k_p = \sqrt{1.125 \frac{2 - b_p/b_c}{1 + b_p/400}} \quad (9.9)$$

À noter que l'expression de la résistance du béton en tension  $f_{ctm}$  adoptée ici est celle proposée dans la norme américaine (ACI-318, 2002), soit :

$$f_{ctm} = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad (9.10)$$

En portant l'expression de la contrainte  $\tau$  dans l'équation 9.5, il suit :

$$P = \int_{A_1} 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \left( 2 - \frac{L_x}{L_{eff}} \right) \cdot dA_1 + \int_{A_2} 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \cdot dA_2 \quad (9.11)$$

Considérons d'abord la première partie de l'équation précédente; soit :

$$\int_{A_1} 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \left( 2 - \frac{L_x}{L_{eff}} \right) \cdot dA_1 \quad (9.12)$$

avec :

$$dA_1 = L_x \cdot dx \quad \text{et} \quad L_x = x \cdot \tan \theta \quad (9.13)$$

En portant les expressions de  $dA_1$  et  $L_x$  dans l'équation 10.12, on trouve :

$$P_1 = \int_0^{w_1} 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \left( 2 - \frac{x \tan \theta}{L_{eff}} \right) \cdot x \tan \theta \cdot dx \quad (9.14)$$

avec :

$$w_1 = L_{eff} \cdot \cot \theta \quad (9.15)$$

L'intégration de l'équation donne finalement :

$$P_1 = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \cot \theta \left( \frac{2}{3} L_{eff}^2 \right) \quad (9.16)$$

Considérons à présent la seconde partie de l'équation 9.11; soit :

$$\int_{A_2} 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \cdot dA_2 \quad (9.17)$$

avec :

$$dA_2 = L_{eff} \cdot dx \quad (9.18)$$

En portant l'expression de  $dA_2$  dans l'équation 9.17, on trouve :

$$P_2 = \int_0^{w_2} 0.48 k_p \sqrt{f'_c} L_{eff} \cdot dx \quad (9.19)$$

avec<sup>10</sup> :

$$w_2 = (d_f - L_{eff}) \cdot \cot \theta \quad (9.20)$$

Ce qui donne :

$$P_2 = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} L_{eff} (d_f - L_{eff}) \cdot \cot \theta \quad (9.21)$$

Finalement, l'addition des équations 9.16 et 9.21, pour un angle  $\theta = 45^\circ$ , donne, après réarrangement, l'expression suivante de la force d'adhérence  $P$ , lorsque le renfort est continu, en U :

$$P = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \left( \frac{d_f}{L_{eff}} - .33 \right) \quad (9.22)$$

<sup>10</sup> Dans le cas d'une section de forme rectangulaire,  $d_f$  sera remplacé par  $d$ .

### 9.3.2.2 Renfort continu, collé sur les faces latérales seulement

La figure 139 illustre la surface effective, dans le cas d'un renfort continu, collé sur les faces latérales seulement. L'équation de la force d'adhérence  $P$  à l'interface FRP-béton, correspondant à la surface effective, prend, dans ce cas, la forme suivante :

$$P = 2 \cdot \int_{A_1} \tau \cdot dA_1 + \int_{A_2} \tau \cdot dA_2 \quad (9.23)$$

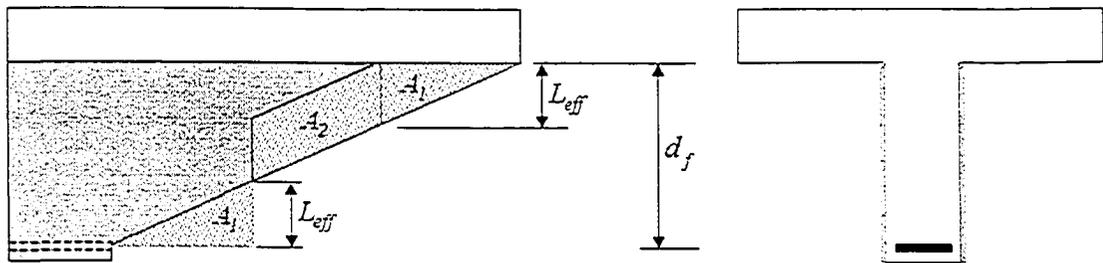


Figure 139 Surface effective pour un renfort collé sur les faces latérales, continu

Le premier terme de l'équation, qui correspond à la partie 1 de la surface effective, ne change pas, en comparaison au renfort continu, en U. On peut donc écrire :

$$\int_{A_1} \tau \cdot dA_1 = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} \cot \theta \left( \frac{2}{3} L_{eff}^2 \right) \quad (9.24)$$

Le second terme, par contre, connaît une légère modification. Il suit :

$$\int_{A_2} \tau \cdot dA_2 = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} L_{eff} (d_f - 2L_{eff}) \cdot \cot \theta \quad (9.25)$$

Finalement, l'expression de la force d'adhérence  $P$ , pour un angle  $\theta = 45^\circ$ , et dans le cas d'un renfort continu, collé en surface seulement, s'écrit :

$$P = 0.48 k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \left( \frac{d_f}{L_{eff}} - 0.67 \right) \quad (9.26)$$

### 9.3.2.3 Renfort continu, en enveloppe

La figure 140 illustre la surface effective dans le cas d'un renfort continu, en enveloppes. Dans ce cas, l'équation de la force d'adhérence  $P$  à l'interface FRP-béton, correspondant à la surface effective, s'écrit comme suit :

$$P = \int_A \tau \cdot dA \quad (9.27)$$

ou encore :

$$P = \int_0^w 0.48 k_p \sqrt{f'_c} L_{eff} \cdot dx \quad (9.28)$$

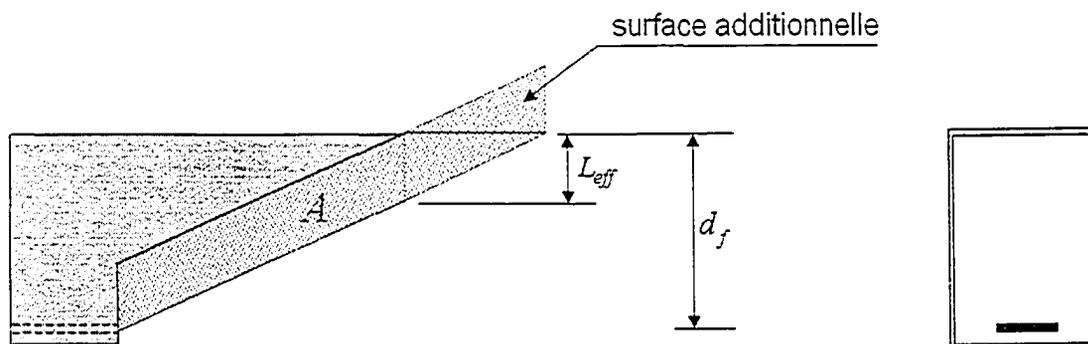


Figure 140 Surface effective pour un renfort en enveloppe, continu

Le fait que le renfort soit en enveloppe, et donc disposant de longueur d'ancrage suffisante sur toute sa largeur, permet de supposer l'existence d'une surface effective additionnelle du renfort (Figure 140).

Finalement, l'intégration de l'équation précédente donne, pour un angle  $\theta = 45^\circ$ , l'expression suivante de la force d'adhérence  $P$  :

$$P = 0.48k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) \quad (9.29)$$

#### 9.3.2.4 Renfort discontinu, en U

La détermination de la force d'adhérence  $P$ , dans le cas d'un renfort de type discontinu, suit les mêmes étapes que précédemment, avec cependant quelques modifications, afin de tenir compte de la discontinuité du renfort.

La figure 141 montre la surface effective d'un renfort de type U. S'agissant de renfort discontinu, l'équation 9.5 exprimant la force d'adhérence prend alors la forme suivante :

$$P = \sum_{i=1}^{n_1} \tau_1 A_{i,1} + \sum_{i=1}^{n_2} \tau_2 A_2 \quad (9.30)$$

En remplaçant la contrainte de cisaillement  $\tau$  par son expression, l'équation précédente devient :

$$P = \sum_{i=1}^{n_1} 0.48k_p \sqrt{f'_c} \left( 2 - \frac{L_x}{L_{eff}} \right) A_{i,1} + \sum_{i=1}^{n_2} 0.48k_p \sqrt{f'_c} A_2 \quad (9.31)$$

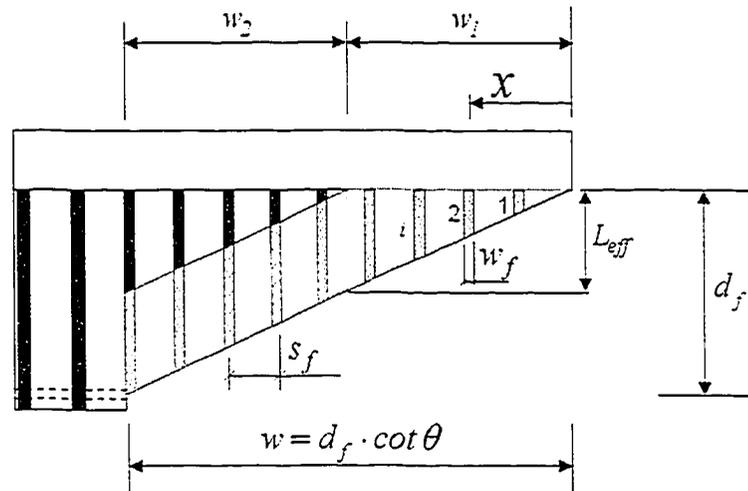


Figure 141 Surface effective pour un renfort en U, discontinu

Dans cette équation,  $n_1$  et  $n_2$  représentent les nombres de lamelles situées dans les parties 1 et 2 de la surface effective; soient :

$$n_1 = \frac{L_{eff}}{s_f} \cot \theta \quad (9.32)$$

$$n_2 = \frac{d_f - L_{eff}}{s_f} \cot \theta \quad (9.33)$$

Pour une lamelle "i", située dans la partie 1, l'aire  $A_{i,1}$  s'écrit :

$$A_{i,1} = w_f L_x \quad (9.34)$$

Pour une lamelle située dans la partie 2, l'aire  $A_2$  s'écrit :

$$A_2 = L_{eff} w_f \quad (9.35)$$

Enfin, on admet que la longueur  $L_x$  d'une lamelle " $i$ ", située dans la partie 1, et comptée à partir de l'origine des X (Figure 141), peut être exprimée comme suit :

$$L_x = i(s_f \tan \theta) \quad (9.36)$$

En portant les expressions 9.34 à 9.36, dans l'équation 9.31, il suit :

$$P = \sum_{i=1}^{n_1} 0.48k_p \sqrt{f'_c} w_f s_s \tan \theta (2i - i^2) + \sum_{i=1}^{n_2} 0.48k_p \sqrt{f'_c} L_{eff} w_f \quad (9.37)$$

Sachant, par ailleurs, que :

$$\sum_{i=1}^n i = 1 + 2 + i + \dots + n = \frac{n(n+1)}{2} \quad (9.38)$$

$$\sum_{i=1}^n i^2 = 1^2 + 2^2 + i^2 + \dots + n^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6} \quad (9.39)$$

On trouve, après développement, l'expression suivante de la force d'adhérence  $P$ , relative à un renfort discontinu, en U :

$$P = 0.48k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \frac{w_f}{s_f} \left( -0.16 \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right)^2 + 0.5 \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right) + \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) - 0.33 \right) \quad (9.40)$$

### 9.3.2.5 Renfort discontinu, collé sur les faces latérales seulement

L'équation de la force d'adhérence  $P$  à l'interface FRP-béton pour un renfort discontinu, collé sur les faces latérales seulement, s'écrit comme suit :

$$P = 2 \cdot \sum_{i=1}^{n_1} \tau_1 A_{i,1} + \sum_{i=1}^{n_2} \tau_2 A_2 \quad (9.41)$$

avec :

$$n_2 = \frac{d_f - 2L_{eff}}{s_f} \cot \theta \quad (9.42)$$

Pour un angle un angle  $\theta = 45^\circ$ , on trouve finalement l'expression suivante de  $P$  :

$$P = 0.48k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \frac{w_f}{s_f} \left( -\frac{1}{3} \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right)^2 + \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right) + \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) - .67 \right) \quad (9.43)$$

### 9.3.2.6 Renfort discontinu, en enveloppe

Pour un renfort discontinu, en enveloppe, l'équation de la force d'adhérence à l'interface FRP-béton  $P$ , correspondant à la surface effective, s'écrit comme suit :

$$P = \sum_{i=1}^n \tau_2 A_2 \quad (9.44)$$

avec :

$$n = \frac{d_f}{s_f} \cot \theta \quad (9.45)$$

Pour un angle  $\theta = 45^\circ$ , l'expression de la force d'adhérence  $P$ , pour un renfort discontinu, en enveloppe s'écrit alors :

$$P = 0.48k_p\sqrt{f'_c}L_{eff}^2 \frac{w_f}{s_f} \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) \quad (9.46)$$

### 9.3.2.7 Récapitulatif

En portant, dans l'équation 9.3, les résultats qui viennent d'être obtenus, on déduit alors l'expression de la contribution de base ( $V_{f,base}$ ), relative à chaque type de configuration du renfort. Tenant compte de la recommandation formulée par Neubauer et Rostasy (Chen et coll., 2001), de considérer pour le design, 75 % seulement de la force d'adhérence  $P$ , on trouve finalement :

○ renfort continu

○ en U

$$V_{f,base} = 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \left( \frac{d_f}{L_{eff}} - 0.33 \right) \quad (9.47)$$

○ collé sur les faces latérales seulement

$$V_{f,base} = 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \left( \frac{d_f}{L_{eff}} - 0.67 \right) \quad (9.48)$$

○ en enveloppe

$$V_{f,base} = 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) \quad (9.49)$$

- renfort discontinu

- en U

$$V_{f,base} = 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \frac{w_f}{s_f} \left( -0.16 \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right)^2 + 0.5 \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right) + \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) - 0.33 \right) \quad (9.50)$$

- collé sur les faces latérales seulement

$$V_{f,bae} = 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \frac{w_f}{s_f} \left( -\frac{1}{3} \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right)^2 + \left( \frac{s_f}{L_{eff}} \right) + \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) - 0.67 \right) \quad (9.51)$$

- en enveloppe

$$V_{f,base} = 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c} L_{eff}^2 \frac{w_f}{s_f} \left( \frac{d_f}{L_{eff}} \right) \quad (9.52)$$

Ces résultats appellent, de notre part, les observations suivantes :

- les expressions développées font intervenir l'ensemble des facteurs d'influence, reliés au renfort en FRP : la rigidité à travers la longueur effective; la résistance du béton; et enfin la profondeur du renfort;
- l'influence de la configuration du renfort, en ce qui a trait à l'ancrage, apparaît clairement dans les expressions de la contribution du FRP : pour un renfort collé sur les faces latérales seulement, par exemple, le rapport  $d_f/L_{eff}$  est réduit de 0.67; alors que pour un renfort en enveloppe, ce rapport ne subit aucune réduction;
- pour un renfort discontinu, dont l'espacement des lamelles tend vers zéro, le rapport  $w_f/s_f$  égal à l'unité, alors que le rapport  $w_f/L_{eff}$  tend vers zéro. On retrouve alors les expressions correspondantes au renfort continu.

### 9.3.3 Résistance maximale en cisaillement

Le modèle qui vient d'être développé, pour le calcul de la contribution du renfort externe en FRP à la résistance en cisaillement, est fondé sur l'adhérence à l'interface FRP-béton. Ce modèle décrit donc la rupture par décollement du renfort en FRP. Le second scénario de rupture à envisager est l'écrasement de l'âme. Certaines règles de dimensionnement des poutres renforcées de FRP collé en surface, comme l'ACI-440 (2002), prévoient des prescriptions visant à éviter pareil scénario, et ce, en fixant une limite maximale de la résistance en cisaillement. Mais ces prescriptions ne sont pas fondées sur une étude préalable propre aux éléments en béton armé renforcés de FRP collé en surface. Elles sont, tout simplement, reprises des prescriptions contenues dans les normes de béton armé (ACI-440, 2002), avec une modification de forme, comme le rappellent les équations 9.1 et 9.2.

Ce qui suit traite de cet aspect du comportement en cisaillement; le but étant de proposer une expression de la résistance maximale en cisaillement dans les poutres renforcées de FRP, visant à prévenir une rupture par écrasement prématuré de l'âme.

#### 9.3.3.1 Mise en équation

L'application des conditions d'équilibre au modèle illustré à la figure 142 permet d'établir les équations suivantes :

Suivant le plan I-I :

$$f_{cw} \sin^2 \theta (\cot \theta + \cot \alpha) = \frac{V_u}{b_w j d} \quad (9.53)$$

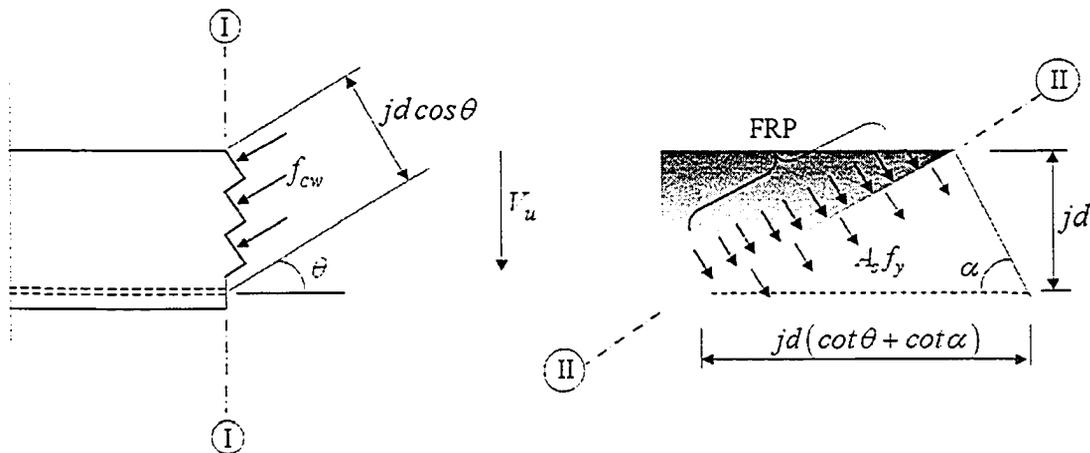


Figure 142 Modélisation de l'âme en treillis – Équilibre des forces

Pour un renforcement en cisaillement vertical, ce qui est le plus utilisé en pratique, l'angle  $\alpha = 90^\circ$ , et l'équation précédente s'écrit, après transformation, comme suit :

$$f_{cw} = \frac{V_u}{b_w j d} (\tan \theta + \cot \theta) \quad (9.54)$$

Suivant le plan II-II :

$$V_u = (V_s + V_f) \cdot \cot \theta \quad (9.55)$$

Dans cette équation, la contribution de l'acier transversal s'écrit :

$$V_s = A_s f_y \frac{j d}{s} \quad (9.56)$$

En introduisant le taux d'acier transversal  $\rho_s$ , l'équation précédente devient :

$$V_s = 0.9 b_w d f_y \rho_s \quad (9.57)$$

avec :

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w j d} \quad (9.58)$$

Concernant la contribution du FRP, celle-ci peut être exprimée suivant le format suivant :

$$V_f = A_f f_{f,eff} \quad (9.59)$$

En considérant les définitions suivantes :

$$A_f = t_f (2 n w_f) \quad ; \quad n = \frac{w_f}{s_f} \quad ; \quad d_f \equiv j d \quad (9.60)$$

ou encore :

$$A_f = \frac{2 t_f w_f}{b_w s_f} b_w d_f \cot \theta \quad (9.61)$$

avec :

$$\rho_f = \frac{2 t_f w_f}{b_w s_f} \quad (9.62)$$

où  $\rho_f$  représente le taux de renfort en FRP;

et,  $f_{f,eff}$  représente la contrainte effective dans le FRP à la rupture.

En portant l'expression de  $A_f$  dans l'équation 9.59, on obtient alors :

$$V_f = 0.9 b_w d f_{f,eff} \rho_f \cot \theta \quad (9.63)$$

Ceci permet de réécrire l'équation d'équilibre suivant le plan II-II sous la forme suivante :

$$V_u = 0.9 b_w d (\rho_s f_y + \rho_f f_{f,eff} \rho_f) \cot \theta \quad (9.64)$$

Les développements qui précèdent sont basés sur les hypothèses suivantes :

- l'effort tranchant est repris, dans sa totalité, par l'âme; celle-ci étant modélisée en treillis (Figure 142);
- l'écrasement de l'âme et la plastification de l'acier transversal se produisent simultanément; ce qui permet de supposer qu'à la rupture, la contrainte dans l'acier transversal  $f_s$  est telle que :

$$f_s = f_y \quad (9.65)$$

- pour sa part, la contrainte de compression dans les bielles inclinées  $f_{cw}$  est limitée à une valeur nettement inférieure à la résistance en compression, fournie à partir des tests standards réalisés sur éprouvettes, soit :

$$f_{cw} \leq \nu f'_c \quad (9.66)$$

où  $\nu$  représente un coefficient de réduction, qui sera défini plus loin.

- en raison du comportement linéaire jusqu'à la rupture du FRP, on considère une contrainte effective, telle que :

$$f_{f,eff} = E_f \epsilon_{f,eff} \leq f_{f,u} \quad (9.67)$$

Dans l'équation 9.67, l'expression de la déformation  $\varepsilon_{f,eff}$  est obtenue par calibration des résultats des tests. On adopte pour cela l'approche basée sur le modèle du treillis, utilisée du reste par de nombreux auteurs (Matthys et coll. 2001, Triantafillou et coll. 2000, Khalifa et coll. 1998, Triantafillou 1998); soit :

$$\varepsilon_{f,eff} = \frac{V_{f,exp}}{0.9 b_w d E_f \rho_f} \quad (9.68)$$

Dans l'équation 9.68,  $V_{f,exp}$  correspond à la contribution du FRP à la résistance en cisaillement, obtenue expérimentalement sur des poutres de type élancé, avec ou sans acier transversal, ayant rompu par écrasement du béton. Ces essais incluent également le cas de poutres renforcées ayant subi, *selon le vocable d'usage*, une rupture du FRP. Mais, à notre avis, la rupture du FRP, constatée à la phase ultime, n'est que le résultat d'une rupture initiée par d'autres composants de la structure. Parmi ces ruptures, on peut citer l'écrasement du béton, le glissement des aciers ou encore l'écrasement du béton à l'appui. La description des essais ne fait pas état des deux derniers modes en particulier, ce qui nous encourage à penser qu'il s'agit là de rupture par écrasement du béton.

Sur la figure 143, on représente la variation de la déformation  $\varepsilon_{f,eff}$ , calculée à partir de l'équation 9.68, en fonction de la rigidité du renfort  $E_f \rho_f$ . Ceci permet de déduire l'équation suivante de la déformation du FRP :

$$\varepsilon_{f,eff} = 527 \cdot (E_f \rho_f)^{0.8078} \quad (E_f \text{ en MPa}) \quad (9.69)$$

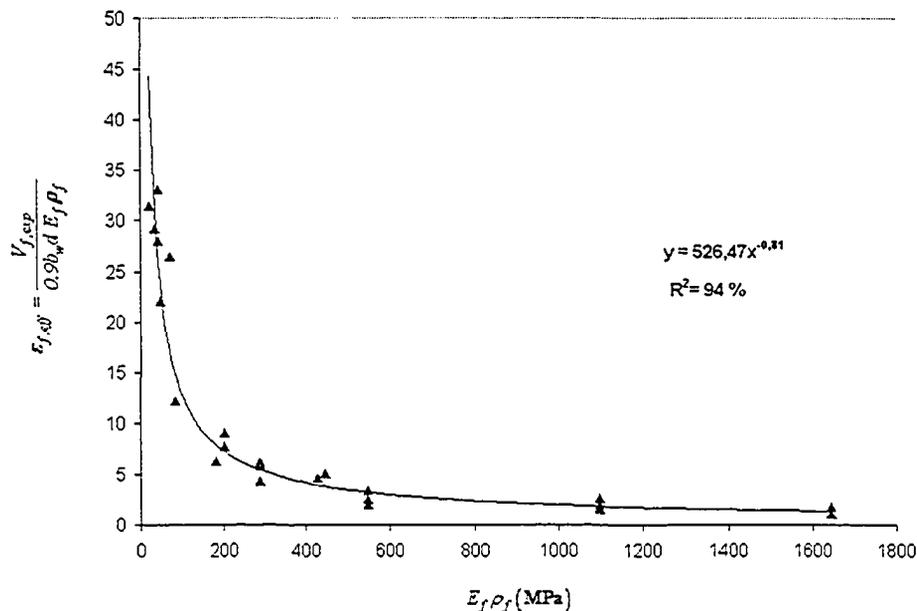


Figure 143 Déformation effective du FRP en fonction de la rigidité du renfort

La combinaison des équations 9.54 et 9.64, obtenues par application des conditions d'équilibre, nous conduit à deux résultats importants.

Le premier concerne l'angle du plan de rupture  $\theta$ . En effet, en portant l'expression de  $V_u$  dans l'équation 9.54, on obtient :

$$f_{cw} = \frac{0.9 b_w d (\rho_s f_y + \rho_f f_{f,eff}) \cdot \cot \theta}{b_w j d} (\tan \theta + \cot \theta) \quad (9.70)$$

Le développement de l'équation précédente donne :

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{f_{cw}}{\rho_s f_y + \rho_f f_{f,eff}} - 1} \quad (9.71)$$

Ce résultat indique le lien qui existe entre le taux de renforcement et l'angle du plan de rupture : pour des taux de renforcement faibles, l'équation prédit des plans de rupture très aplatis. Des expressions similaires, faisant intervenir les déformations dans les différents composants (armatures longitudinale et transversale, bielles inclinées) sont données par la théorie modifiée du champ de compression.

Le second résultat concerne l'effort ultime  $V_u$ , dont l'expression peut être réarrangée comme suit :

$$V_u = 0.9 b_w d f_{cw} \left( \rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{f,eff}}{f_{cw}} \right) \cdot \cot \theta \quad (9.72)$$

ou encore :

$$\frac{V_u}{0.9 b_w d f_{cw}} = \left( \rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{f,eff}}{f_{cw}} \right) \cdot \cot \theta \quad (9.73)$$

Remplaçons le terme  $\cot \theta$  par son expression, on trouve alors :

$$\frac{V_u}{0.9 b_w d f_{cw}} = \sqrt{\rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{f,eff}}{f_{cw}}} \sqrt{1 - \left( \rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{f,eff}}{f_{cw}} \right)} \quad (9.74)$$

En notant :

$$\rho_{tot} = \rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \rho_f \frac{f_{f,eff}}{f_{cw}} \quad (9.75)$$

L'équation 9.74 s'écrit finalement :

$$\frac{V_u}{0.9 b_w d f_{cw}} = \sqrt{\rho_{tot} (1 - \rho_{tot})} \quad (9.76)$$

Dans cette équation, le terme  $(V_u / 0.9 b_w d f_{cw})$  a pour valeur maximale 0.5; celle-ci étant obtenue pour  $\rho_{tot} = 0.5$ . Il suit alors :

$$\frac{V_u}{0.9 b_w d f_{cw}} = \sqrt{\rho_{tot} (1 - \rho_{tot})} \leq 0.5 \quad (9.77)$$

Ce second résultat exprime la résistance maximale en fonction du taux de renforcement en cisaillement, incluant le renfort en FRP et l'acier transversal.

Ces relations, relatives à l'angle  $\theta$  (équation 9.71) et à l'effort ultime  $V_u$  (équation 9.76), et les développements qui précèdent, sont au fait une application du modèle du treillis à angle variable aux poutres renforcées de FRP collé en surface. Cette application utilise le format du code modèle (CEB-FIB, 1990). Le paramètre relatif au taux d'acier transversal  $\gamma$  est modifié afin de tenir compte du renfort externe en FRP (voir équation 9.75). Pour une poutre en béton sans renfort externe en FRP, ce paramètre prend la forme particulière suivante (Regan 1993, CEB-FIB 1990) :

$$\rho_{tot} = \rho_s (f_y / f_{cw}) \quad (9.78)$$

Dans une étude fort intéressante, parue récemment, Colloti et coll. (2004) utilisent un coefficient ( $\psi$ ), analogue au coefficient  $\rho_{tot}$ . L'étude en question propose un modèle analytique pour la prédiction du mode de rupture et de la résistance des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP. Le modèle proposé reprend la

formulation du théorème de la borne inférieure, présentée par Nielsen (1984), en ajoutant au coefficient ( $\psi$ ), à l'origine relatif au renforcement en acier transversal, un terme supplémentaire prenant en compte le renforcement externe en FRP; soit :

$$\psi = \rho_s \frac{f_y}{f_{cw}} + \min \left( \underbrace{\frac{w_f d_f \tau_u}{s_s b_w f_{cw}}}_{\text{Décollement}}, \underbrace{\rho_f \frac{f_f}{f_{cw}}}_{\text{Fracture}} \right) \quad (9.79)$$

*FRP*

Le développement du modèle, précisent les auteurs, présuppose que la rupture du renfort externe en FRP, qu'il s'agisse du décollement ou de la *fracture*, survient après la plastification des étriers/écrasement du béton. Mais ceci appelle les observations suivantes de notre part :

- la rupture survient à un niveau de chargement légèrement supérieur au niveau de chargement correspondant à la plastification. Si, à ce niveau de chargement, il est observé un décollement du renfort, ce dernier ne pourrait être considéré comme mode de rupture. Car celle-ci aurait été, en réalité, initiée par la plastification des étriers. Il en est de même de l'écrasement du béton. Aussi, la prise en compte du décollement dans le calcul du coefficient  $\psi$  semble mal adaptée;
- pour ce qui est de la fracture du FRP, les auteurs du modèle adoptent, comme résistance du FRP, la valeur ultime ( $f_f$ ). Or cette dernière est, en général, trop élevée pour être atteinte; d'où la prise en compte, d'une résistance du renfort effective ( $f_{f,eff}$ ), pour le calcul du coefficient ( $\rho_{tot}$ ) proposé dans cette étude.

### 9.3.3.2 Confrontation aux résultats des tests et proposition

La confrontation des développements théoriques qui précèdent aux résultats des tests obtenus dans cette recherche, et aussi à ceux rapportés dans la littérature, est présentée dans la figure 144. Pour des raisons de simplification seulement, on choisit, pour le calcul de la contrainte  $f_{cw}$ , l'équation proposée par l'Eurocode 2 (1992); soit :

$$f_{cw} = v \cdot (0.9 f'_c) \quad (9.80)$$

avec :

$$v = 0.7 - \frac{0.9 f'_c}{200} \geq 0.5 \quad (9.81)$$

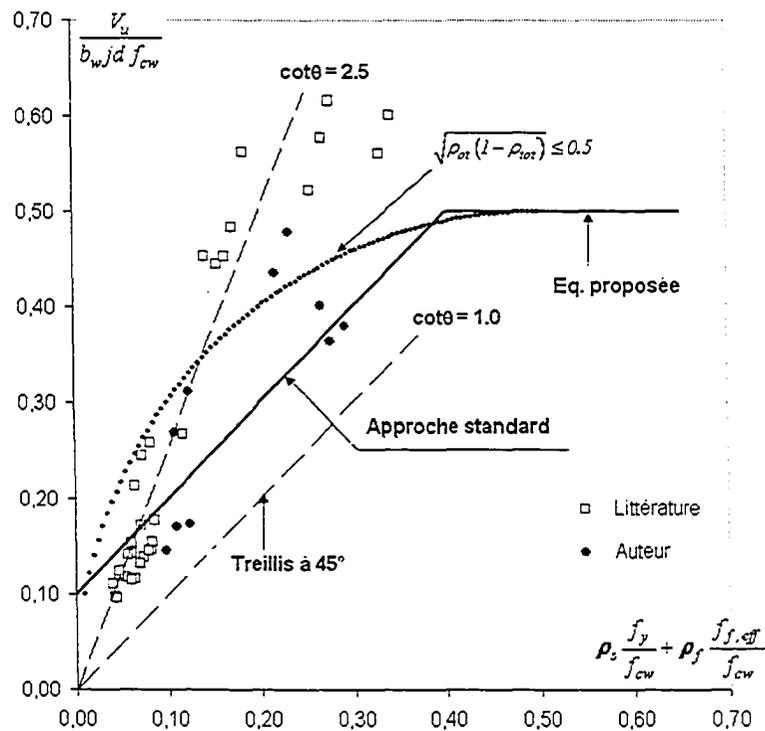


Figure 144 Résistance maximale en cisaillement des poutres renforcées de FRP

Il va sans dire que l'utilisation de toute autre équation similaire de la contrainte  $f_{cw}$  est tout à fait envisageable. En ce qui concerne le calcul du facteur  $\rho_{tot}$ , rappelons que ce dernier dépend, entre autres, de la contrainte effective du FRP, et consécutivement la déformation effective du FRP. Le calcul de cette dernière est effectué à l'aide de l'équation 9.69.

Sur la figure 144 est représenté aussi le tracé, de forme circulaire, de l'équation 9.76. On y indique également l'angle d'inclinaison du plan de rupture ( $\theta$ ) pour deux valeurs très caractéristiques : (i)  $\cot \theta = 2.5$ , considérée, dans la norme européenne, comme une limite inférieure de l'angle  $\theta$ ; et (ii)  $\cot \theta = 1.0$  qui correspond au treillis classique à  $45^\circ$ .

Cette figure montre que les résultats des tests ont tendance à épouser le tracé de la fonction  $\sqrt{\rho_{tot}(1-\rho_{tot})} \leq 0.5$ , surtout pour des valeurs de  $\rho_{tot} \geq 0.15$ . Cette figure est très similaire à la figure 145, rapportée par Regan (1993), et qui compare les résultats des tests relatifs, cette fois-ci, aux poutres en béton armé conventionnelles, aux prédictions fournies, et par le modèle du treillis classique à  $45^\circ$ , et par le modèle du treillis à angle variable. À propos de poutres en béton armé, Kuchma et coll. (2001) relevaient que peu de recherche ont été conduites sur des spécimens ayant des taux de renforcement supérieurs à  $0.5\%$ ; probablement parce que les investigations visaient, en priorité, les pièces faiblement armées en cisaillement, ajoutent les auteurs. On confirme que c'est aussi le cas pour les poutres renforcées de FRP collé en surface, où le taux de renforcement en cisaillement, englobant l'acier transversal et le FRP, ne dépasse pas  $0.4\%$ .

Il importe de rappeler cependant que l'équation 9.76 repose sur l'hypothèse que la totalité de l'effort est reprise par l'âme; faisant ainsi abstraction de la contribution propre du béton à la résistance en cisaillement.

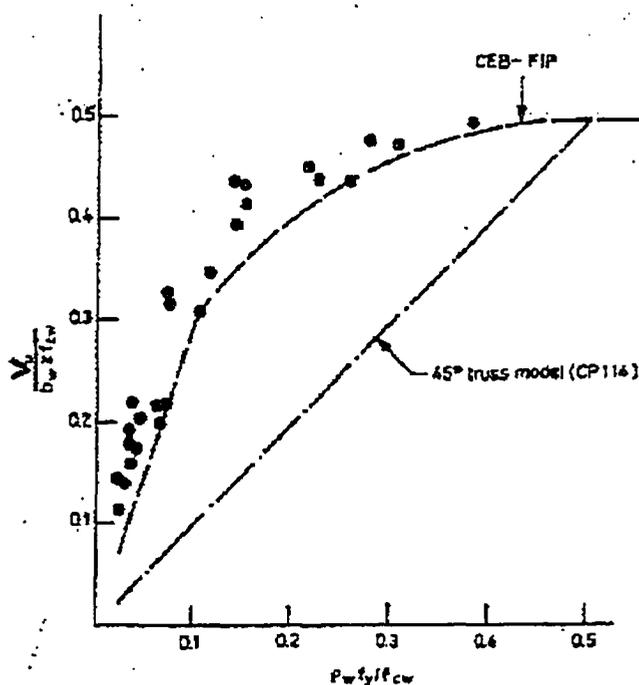


Figure 145 Résistance maximale en cisaillement des poutres en béton armé (Adaptée de Regan, 1993)

Par ailleurs, le modèle du treillis à 45°, tel que proposé par Mörsch, paraît très conservateur : (i) d'abord parce qu'il ne prend pas en compte la contribution du béton; (ii) puis, en raison de l'angle d'inclinaison du plan de rupture qui, selon la figure 144, paraît nettement inférieur à 45°.

Pour sa part, l'approche standard, du reste utilisée par de nombreuses normes de béton armé, décale le modèle du treillis à 45°, en ajoutant, de façon empirique, un terme représentant la contribution du béton; ce qui est, évidemment, plus économique.

C'est dans ce cadre, c'est-à-dire celui de l'approche standard, qu'est formulée l'équation permettant de prédire la résistance maximale en cisaillement, dans les poutres en béton armé, renforcées de FRP collé en surface; soit :

$$\frac{V_u}{0.9 b_w d f_{cv}} = (\rho_{tot} + 0.1) \leq 0.5 \quad (9.82)$$

La limite maximale de cette résistance est la même que celle donnée par l'EC2 (1992) :

$$V_u \leq 0.5 (b_w j d f_{cv}) \quad (9.83)$$

Pour sa part, la norme canadienne (CSA A23.3, 1994) préconise :

$$V_u \leq 0.25 (b_w d f'_c) \quad (9.84)$$

Alors que les spécifications contenues dans l'ACI-318-02 et dans AASHTO-LFRD, respectivement, stipulent (Kuchma et coll., 2001) :

$$V_{n,max} = V_c + V_{s,max} \cong \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.85)$$

$$V_{max} = 0.25 f'_c (b_w \cdot 0.9d) \quad (9.86)$$

L'équation proposée (éq. 9.82) peut paraître conservatrice. Avec l'accumulation des données expérimentales, elle pourrait être alors révisée. Mieux encore, une formulation, basée sur le modèle du treillis à angle variable, pour lequel l'angle du plan de rupture n'est pas imposé a priori, pourrait même être envisagée. Pareille formulation est déjà proposée dans le Code modèle (CEB, 1990), dans l'Eurocode 2 (1992), ainsi que dans la norme suisse SIA 162 (Walther et Mielbradt, 1990). Entre temps, des questions méritent d'être élucidées : le comportement linéaire du renfort en FRP jusqu'à la rupture, et son incompatibilité avec le théorème de la borne inférieure; ou encore l'interaction constatée entre la contribution des étriers internes en acier et celle du renfort externe en FRP.

### 9.3.4 Paramètres influençant la contribution du FRP

Il s'agit des paramètres couverts par la présente recherche; soient : (i) l'acier transversal; (ii) la taille des spécimens; et (iii) le type de poutre (élancé versus profond). L'influence de ces trois paramètres sur la contribution du FRP à la résistance, clairement mise en évidence dans cette recherche, est un fait expérimental établi dont on ne peut, désormais, faire abstraction, lors de l'élaboration d'un modèle de calcul.

Toutefois, les explications avancées, en ce qui concerne ces influences, ne semblent pas suffisamment mûres pour permettre de formuler un modèle capable de prendre en charge, de façon *complète* et suffisamment *rationnelle*, toutes ces influences; des influences qui sont souvent couplées. Car, il faut convenir qu'un tel objectif ne peut être accompli sans avoir, au préalable, élucidé certains aspects encore flous; par exemple : comment se répartit l'effort appliqué entre le renfort externe en FRP et les étiers internes en acier? Des investigations additionnelles, encore plus ciblées, sont donc requises. En attendant, et en guise de complément au modèle qui vient d'être proposé, des règles provisoires sont suggérées.

#### 9.3.4.1 Acier transversal

De nombreuses études expérimentales, parues récemment, montrent que la contribution en cisaillement du renfort externe en FRP est moindre dans une poutre contenant de l'acier transversal, comparativement à une poutre sans acier transversal (Li et coll. 2001, Chaallal et coll. 2002). C'est aussi ce que révèle, mais à plus grande échelle, l'analyse des données expérimentales rapportées dans la littérature, présentée dans le chapitre 3; d'où notre choix du taux d'acier transversal, comme paramètre d'étude dans cette recherche.

Les résultats obtenus alors confirment ce résultat, comme l'illustre la figure 146, qui représente les contributions du FRP enregistrées dans les séries S1, de la phase 1 et de la phase 2, respectivement, en fonction de la rigidité de l'acier transversal rapportée à celle du FRP ( $E_s \rho_s / E_f \rho_f$ ). Une tendance similaire ressort de la figure 147, qui traite des résultats des tests rapportés dans la littérature.

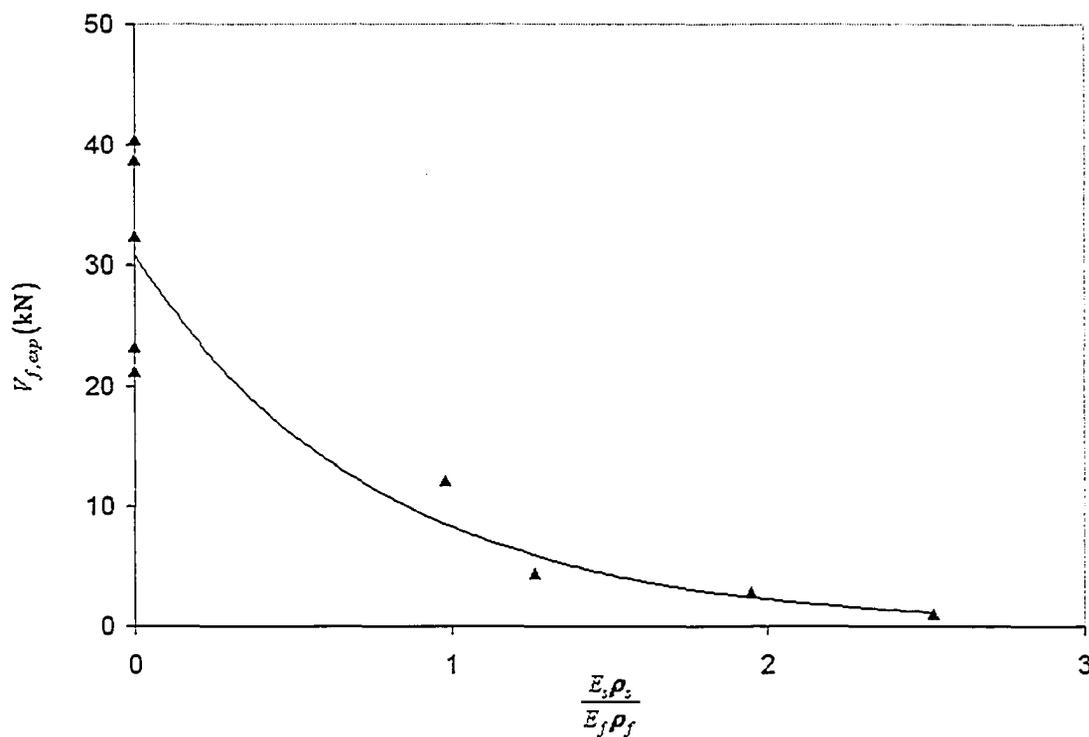
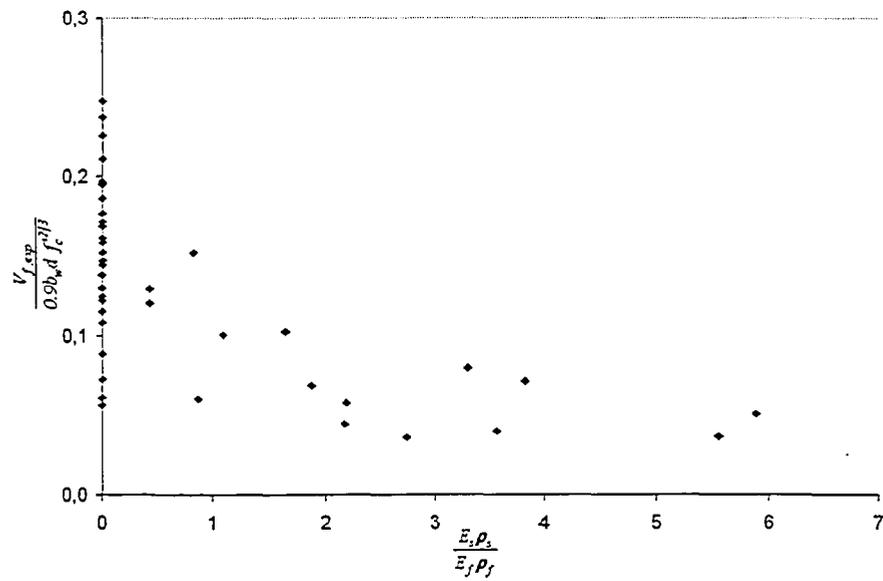
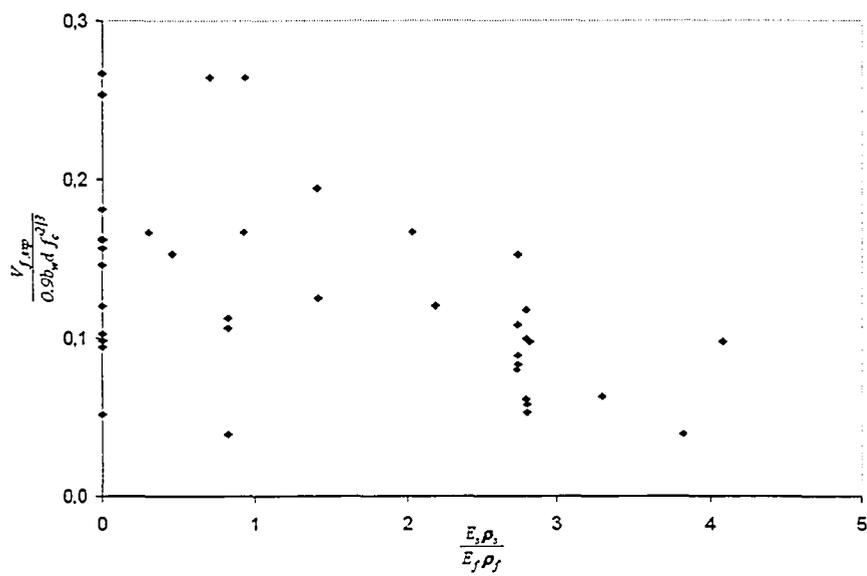


Figure 146 Influence du taux d'acier transversal sur la contribution du FRP : tests conduits par l'auteur



(a) Décollement du FRP



(b) Écrasement du béton

Figure 147 Influence du taux d'acier transversal sur la contribution du FRP : tests rapportées dans la littérature

Partant des tendances observées, en ce qui concerne la variation de la contribution du FRP, en fonction du ratio  $(E_s \rho_s / E_f \rho_f)$ , on peut alors envisager d'introduire une limite maximale de  $V_f$ , afin de tenir compte de la présence de l'acier transversal, de sorte que :

$$V_f(A_s) \leq V_{f,limite} \left( \frac{E_s \rho_s}{E_f \rho_f} \right) \quad (9.87)$$

Une telle limite peut être déduite par simple calibration des résultats expérimentaux disponibles dans la littérature, comme illustré dans la figure 148.

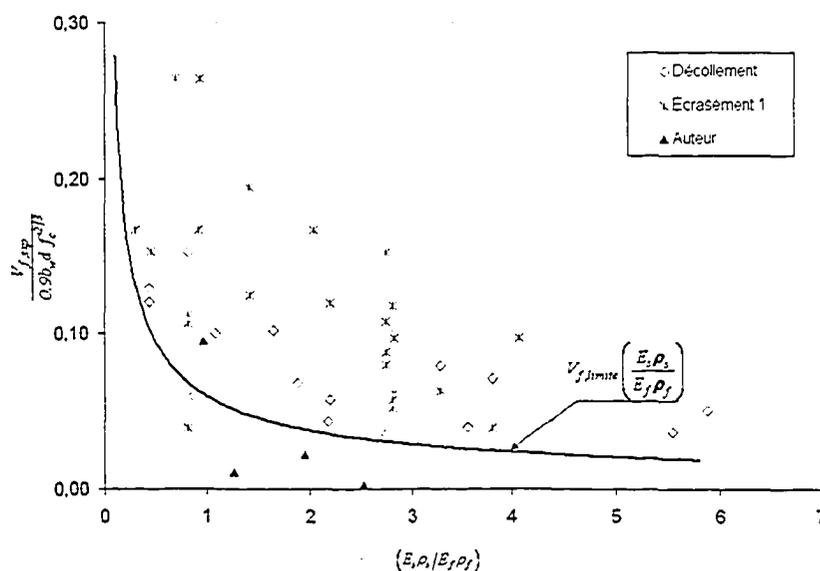


Figure 148 Limite maximale la contribution du FRP en fonction du taux d'acier

Mais, en testant le modèle proposé pour le calcul de la contribution du FRP, dite de base – lequel présuppose une poutre dépourvue d'acier transversal – sur les résultats des tests, correspondant aux poutres contenant de l'acier transversal, ayant rompu par décollement du renfort, on aboutit à un résultat, pour le moins surprenant (Figure 149) : l'écart entre les prédictions théoriques et les résultats des tests croît au fur et à mesure que le taux

d'acier transversal rapporté au taux du FRP, augmente. En réalité, on pouvait s'attendre à ce que le modèle proposé surestime la contribution du FRP dans les poutres contenant de l'acier transversal. C'est finalement le contraire qu'on obtient.

Ce résultat, qui demeure sans explications pour l'instant, signifie aussi que le modèle proposé, à travers l'allure qu'il affiche, mais aussi à travers les contributions qu'il prédit, peut lui-même constituer la limite que l'on se propose d'introduire pour plafonner la contribution du FRP à la résistance, lorsque les poutres renforcées contiennent de l'acier transversal (Figure 150). L'équation 9.87 devient alors :

$$V_f(A_s) \cong V_{f,base} \quad (9.88)$$

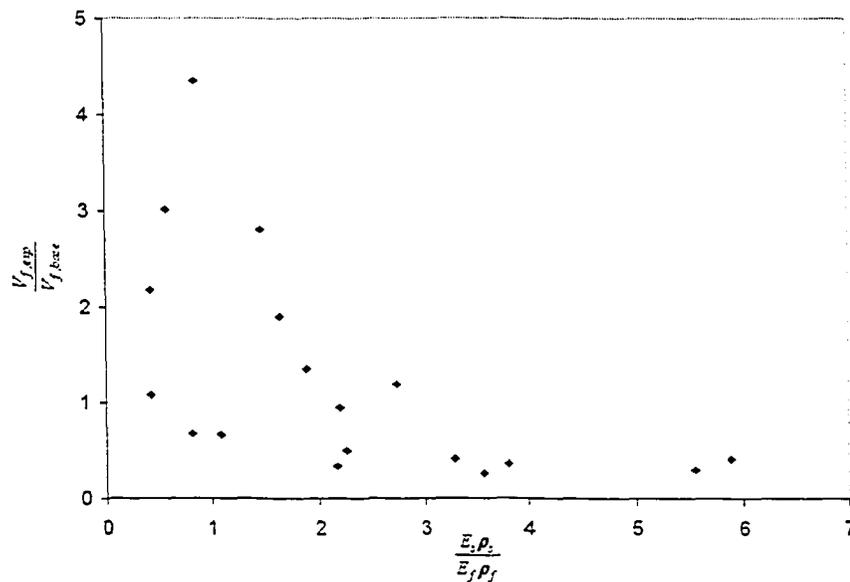


Figure 149 Évolution du modèle proposé en fonction du taux d'acier transversal

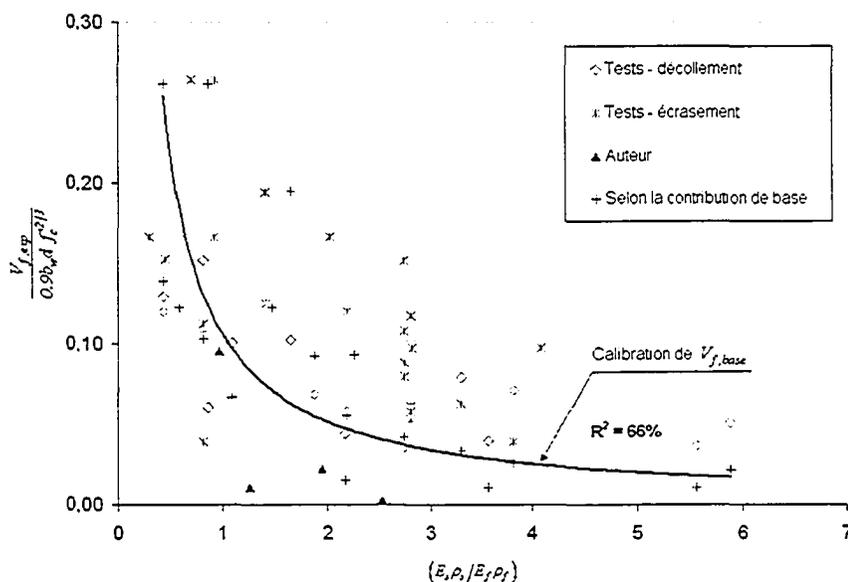


Figure 150 Contribution du FRP dans les poutres contenant de l'acier transversal

### 9.3.4.2 Taille des poutres

Les tests réalisés mettent en évidence l'existence d'un effet d'échelle affectant la contribution du renfort externe en FRP à la résistance en cisaillement; celui-ci pourrait bien être relié au comportement du FRP à l'interface FRP-béton et aux mécanismes de résistance qui lui sont associés. Le calcul de la contribution du FRP utilise donc des modèles optimistes, dans la mesure où ces modèles sont basés sur les résultats des tests, et que ces derniers sont, pour la plupart, obtenus sur des spécimens de taille réduite. La révision de ces modèles s'avère donc impérative. Théoriquement, deux approches peuvent être envisagées pour prendre en compte l'effet d'échelle dans le calcul de la contribution du FRP à la résistance en cisaillement : la première est basée sur la mécanique de la rupture; la seconde est purement empirique.

L'approche basée sur la mécanique de la rupture, qui a connu durant les vingt dernières années un développement remarquable, est surtout marquée par les travaux de Bazant et ses collaborateurs. L'effort poursuivi inlassablement par cette équipe pour faire évoluer

les connaissances sur ce sujet, de façon substantielle, mérite d'être souligné. Appliquée à l'étude de l'effet d'échelle dans le béton, mais aussi dans d'autres matériaux (les roches, les matériaux composites, la glace, ...), cette approche semble – à priori – applicable à l'étude de l'effet d'échelle qui affecte le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées de FRP. L'approche basée sur la mécanique de la rupture a l'attrait de la rigueur mathématique. Traduire ses résultats en règles de calcul simple et pratique semble, en revanche, plus difficile.

La seconde approche, c'est-à-dire empirique, se base sur les résultats des tests seulement. De nombreux aspects concernant le dimensionnement des structures en béton armé l'utilisent d'ailleurs, comme tient à le souligner Bentz (2005), dans une étude récente consacrée à l'effet d'échelle dans les éléments en béton armé. Elle est donc assez familière à la philosophie des codes et normes en vigueur. Mais, en raison du nombre élevé de paramètres affectant le comportement en cisaillement, le recours à cette approche exige beaucoup de prudence lors de l'exploitation des données expérimentales disponibles.

Comparativement à l'approche basée sur la mécanique de la rupture, l'approche empirique présente l'avantage d'être simple et pratique, ce qui répond plus aux attentes des utilisateurs, de plus en plus *pressés*. En l'état actuel des connaissances, c'est cette seconde approche que nous pensons la plus appropriée pour développer des expressions qui tiennent compte de l'effet d'échelle dans le calcul de la contribution du FRP.

La figure 151 présente les résultats des tests conduits dans cette recherche, relativement à la taille des spécimens mis à l'essai (phase 1 versus phase 2). On y représente l'évolution de la contribution du FRP, rapportée aux dimensions des spécimens, en

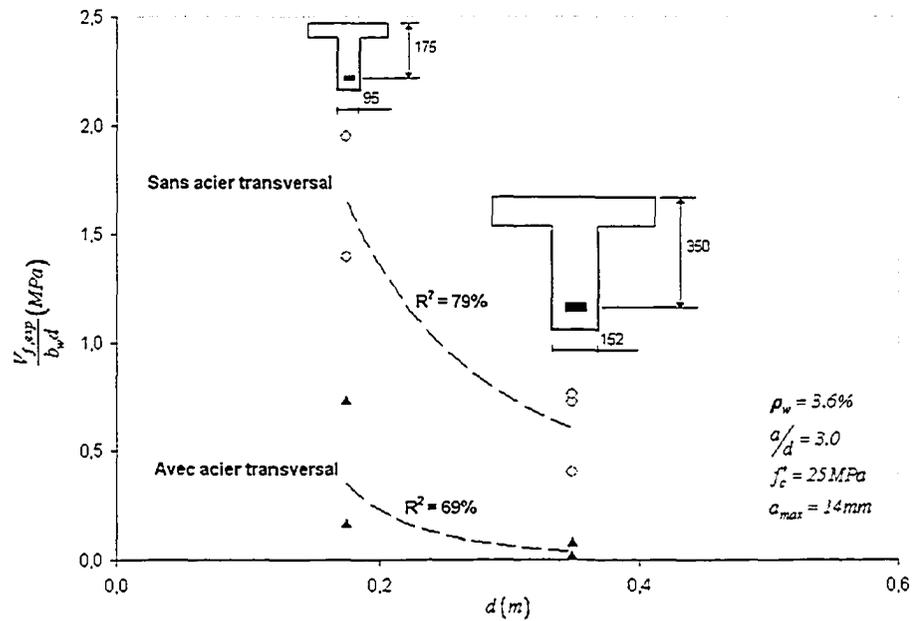


Figure 151 Évolution de la contribution du FRP en fonction de la taille des spécimens : tests conduits par l'auteur

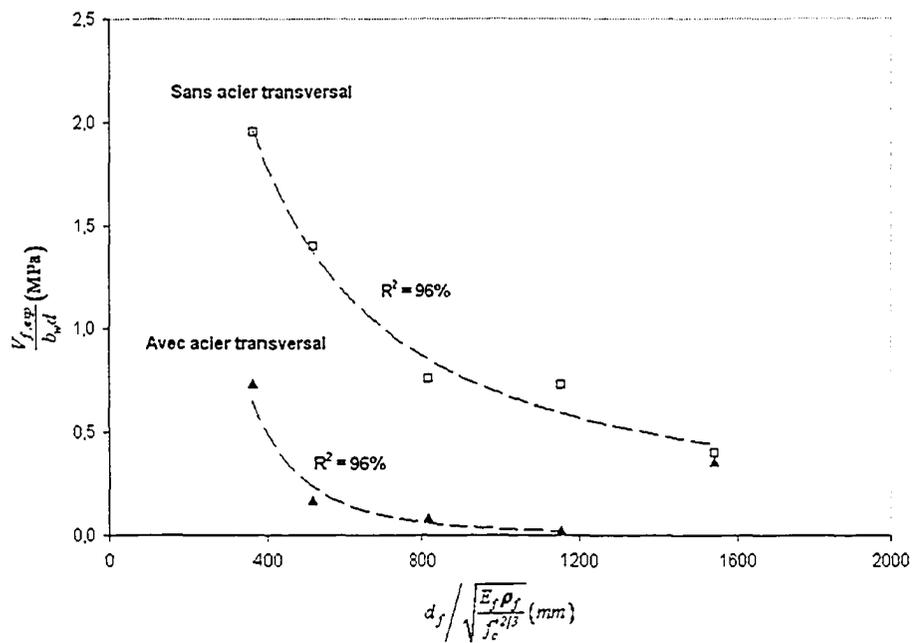


Figure 152 Évolution de la contribution du FRP en fonction de la taille des spécimens, rapportée à la rigidité du renfort en FRP : tests conduits par l'auteur

fonction de la hauteur utile. Les résultats présentés se rapportent aux poutres de type élané, des séries S0 (sans acier transversal) et S1 (avec acier transversal), respectivement. Ces résultats montrent clairement l'influence de la taille des spécimens sur la contribution du FRP. En rapportant la hauteur utile à la rigidité du renfort en FRP, le facteur de corrélation obtenu précédemment ( $R^2_{\text{moy}}=70\%$ ), peut être sensiblement améliorée, comme le montre alors la figure 152.

Ces deux figures permettent de constater ce qui suit :

- l'influence de la taille sur la contribution du FRP est clairement affichée, notamment dans les spécimens sans acier transversal;
- l'influence de l'acier transversal sur la contribution du FRP – précédemment étudiée – est également mise en évidence;
- le facteur de corrélation obtenu ( $R^2=96\%$ ) dénote le contrôle strict des différents paramètres susceptibles d'influencer le comportement en cisaillement, tant à l'étape de la conception des spécimens qu'à l'étape de leur mise à l'essai. Quelques-uns de ces paramètres sont indiqués sur la figure 151.

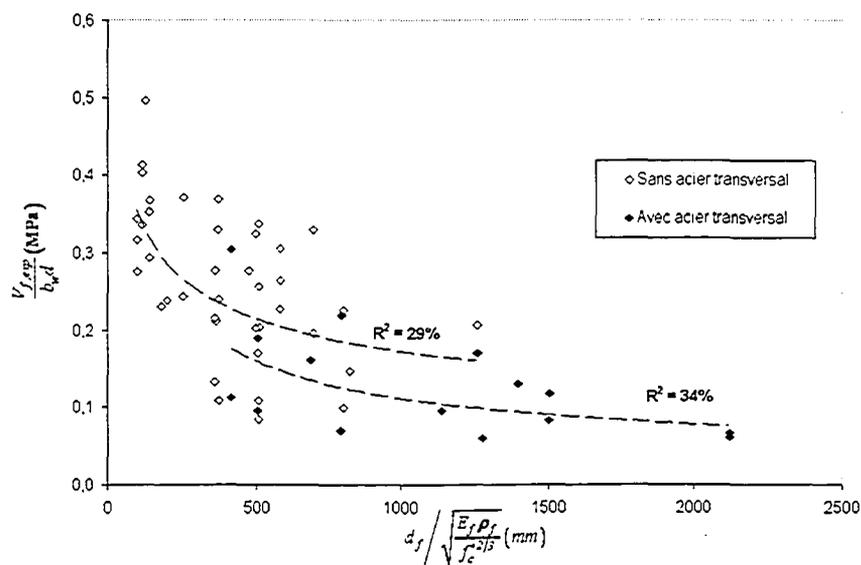
Considérons à présent les résultats disponibles dans la littérature, en représentant l'évolution de la contribution du FRP, en fonction de la hauteur utile (Figure 153). La contribution du FRP est rapportée aux dimensions du spécimen testé et à la résistance du béton, et la hauteur utile à la rigidité du renfort en FRP. La figure 153-a se rapporte aux poutres ayant rompu par décollement du renfort; la figure 153-b, à celles ayant subi un écrasement du béton. Dans chacune des deux figures, on peut distinguer deux séries de poutre : sans acier transversal versus avec acier transversal.

Les résultats présentés sur ces deux figures affichent les mêmes tendances que celle de la figure 151, relative aux essais conduits par l'auteur, et ce, aussi bien en ce qui concerne l'influence de la taille sur la contribution du FRP que celle de l'acier transversal. Mais le facteur de corrélation obtenu dans ce cas est, comme on pouvait s'y

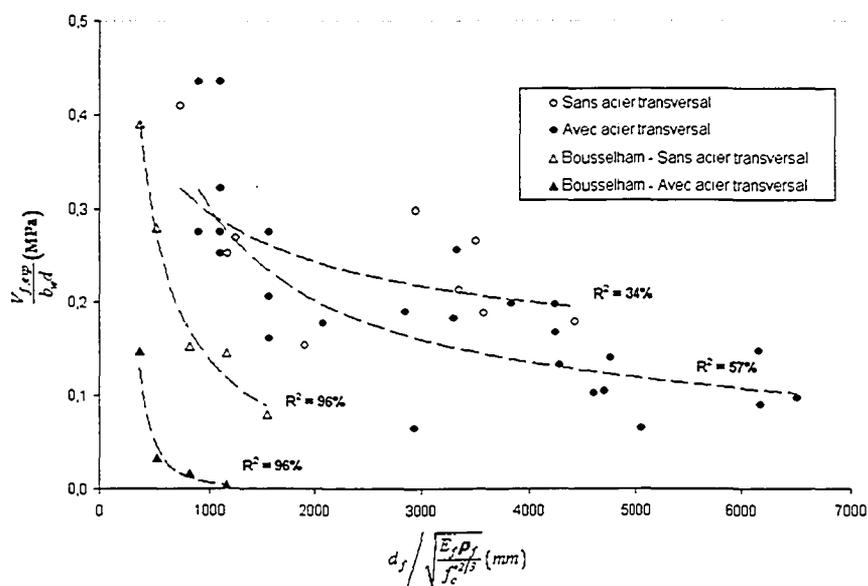
attendre, relativement faible, variant entre  $R^2=29\%$  et  $R^2=57\%$ . La dispersion observée s'explique par le fait que ces résultats se rapportent à des recherches expérimentales dont l'objectif n'était pas l'étude de l'effet d'échelle. Ce qui dénote la difficulté, maintes fois soulignée par Bazant et coll. (2003), de pouvoir exploiter les résultats des tests – tous les résultats – en vue de proposer des règles de calcul, de type empirique, traitant de l'effet d'échelle.

Proposer une expression de ce type, basée *uniquement* sur les résultats obtenus dans cette recherche, bien que tentant, ne semble pas judicieux. La fiabilité des règles de calcul qui seront proposées, qu'elles émanent de l'approche basée sur la mécanique de la rupture, ou de l'approche empirique, restent, en effet, tributaires, et pour une large part, de la disponibilité de données expérimentales. Or à l'exception de celles qui sont fournies par la présente recherche, de telles données sont inexistantes. Des investigations expérimentales, traitant essentiellement de l'effet d'échelle, avec un contrôle strict des autres paramètres d'influence, sont donc nécessaires. Également, des investigations concernant l'influence de la taille des spécimens testés sur le comportement du renfort externe à l'interface FRP-béton, et tout ce qui peut se rapporter au concept de longueur effective, ne seraient pas sans intérêt.

On peut cependant espérer, qu'à travers les données expérimentales recueillies, et l'analyse de ces données, nous apportions une contribution, si modeste soit-elle, à l'étude de cet aspect majeur du comportement en cisaillement.



(a) Rupture par décollement du FRP



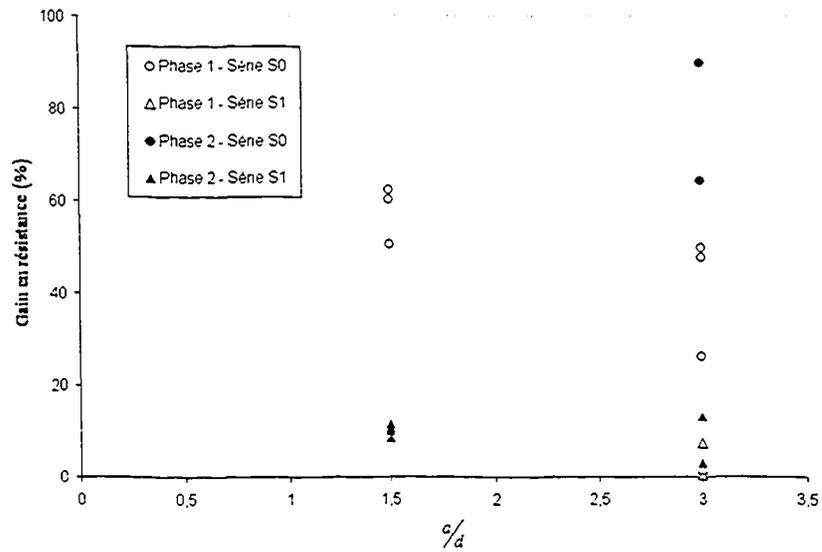
(b) Rupture par écrasement du béton

Figure 153 Évolution de la contribution du FRP en fonction de la taille des spécimens, rapportée à la rigidité du renfort en FRP : tests rapportés dans la littérature

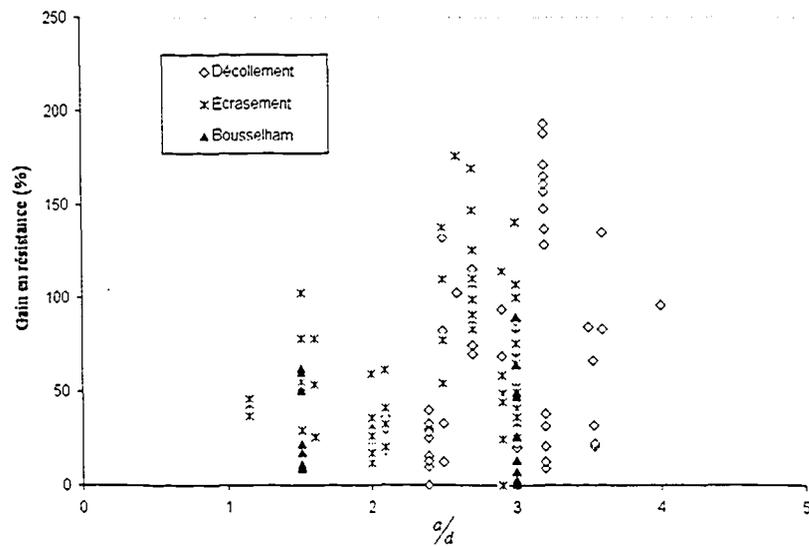
### 9.3.4.3 Type de poutre : élancé versus profond

La figure 154-a rappelle les gains en résistance dus au renfort en FRP, obtenus à l'issue des phases 1 et 2, du programme expérimental, en fonction du type de poutre : profond ( $a/d = 1.5$ ) versus élancé ( $a/d = 3.0$ ). Dans la phase 1, les gains obtenus sont plus élevés dans les poutres profondes sans acier transversal, comparativement aux élancées. Avec l'ajout de l'acier transversal, ces gains diminuent de façon sensible dans les poutres profondes et deviennent nuls dans les élancées. Mais ces résultats sont différents de ceux obtenus dans la phase 2. Dans ce cas-ci, les gains en résistance dans les poutres profondes sont très modestes, en comparaison aux élancées, et ne varient pas après l'ajout d'acier transversal.

Considérons à présent la totalité des résultats des tests recensés dans le cadre de cette recherche (Figure 154-b). On peut alors constater que les résultats des tests, relatifs à cette recherche épousent, globalement, la même tendance que ceux rapportés dans la littérature. Le gain en résistance y semble, en général, plus élevé dans les poutres de type élancé. En raison du comportement des poutres de type profond, assimilable à un arc à tirant, la contribution du renfort externe en FRP, à l'instar de celle de l'acier transversal, est moins significative dans les poutres profondes, en comparaison aux poutres élancées. La présence du renfort en FRP améliore-t-elle, cependant, le confinement du béton? D'après les courbes Effort-déformation du béton, l'ajout du renfort en FRP semble soulager un peu la bielle inclinée, et l'aider à atteindre des déformations plus élevées à la rupture (voir § 5.5.4 et § 6.5.4). Nul doute que la configuration du renfort joue un rôle majeur, dans ce cadre, selon qu'il s'agit d'un renfort en enveloppe, en U, ou collé sur les faces latérales seulement. Des essais additionnels semblent, en tout cas, nécessaires afin de répondre à cette question. En attendant, quelle méthode peut-on suggérer pour le calcul de la contribution du FRP à la résistance dans les poutres de type profond?



(a) Tests conduits par l'auteur



(b) Tests rapportés dans la littérature

Figure 154 Influence du rapport  $a/d$  sur le gain en résistance dû au FRP

Les poutres profondes, parce qu'elles relèvent de la catégorie des zones D, doivent être dimensionnées et/ou vérifiées à l'aide de la méthode des bielles et tirants, à laquelle de plus en plus de normes se réfèrent désormais (CSA A23.3 1994, EC2 1992, ACI-318 2002). Mais l'application brutale de cette méthode aux poutres de type profond, renforcées de FRP, pose des difficultés, dont quelques-unes déjà évoquées :

- la difficulté à quantifier la déformation du FRP dans la phase ultime, en raison du comportement linéaire du FRP;
- la difficulté à définir une géométrie, permettant de représenter, du mieux possible, le cheminement des efforts, depuis le point d'application des forces jusqu'aux appuis;
- et enfin, l'absence de ductilité, toujours en raison du comportement linéaire du FRP, dont on ne peut totalement faire abstraction.

Ceci nous conduit à proposer une contribution du FRP, de type empirique. Cette contribution sera ajoutée à celle de l'acier transversal, si prévu, pour déterminer l'effort alloué à la bielle principale, entendu par là celle qui relie le point d'application de la force à l'appui (Figure 155). Mais, contrairement aux étriers internes en acier transversal, le renfort en FRP n'est pas pris en compte dans le calcul du treillis.

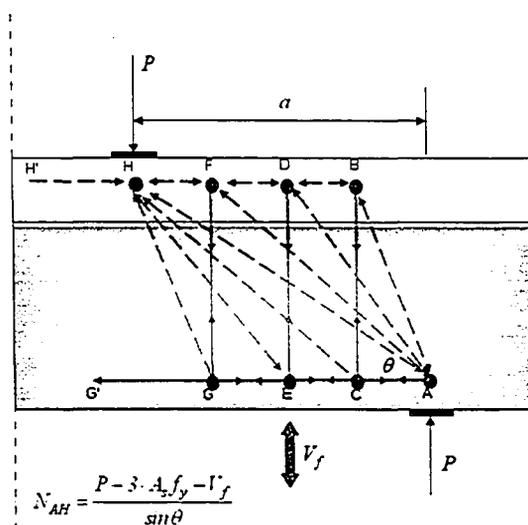


Figure 155 Application simplifiée de la méthode des bielles et tirants aux poutres profondes renforcées de FRP

Pour la détermination de la contribution du renfort en FRP, on se base sur l'équation suivante, issue du modèle du treillis à 45°, par analogie avec l'acier transversal :

$$V_f = 0.9b_w d \varepsilon_{f,moy} (E_f \rho_f) (\sin \theta + \cos \theta) \quad (9.89)$$

Dans cette équation, la déformation du FRP, notée  $\varepsilon_{f,moy}$  pour signifier moyenne, est obtenue par calibration des résultats des tests; soit :

$$\varepsilon_{f,moy} = \frac{V_{f,exp}}{0.9b_w d E_f \rho_f (\sin \theta + \tan \theta)} \quad (9.90)$$

Dans cette équation,  $V_{f,exp}$  correspond à la contribution du FRP à la résistance en cisaillement, obtenue à partir d'essais réalisés sur des poutres, avec ou sans acier transversal, mais pour lesquelles le rapport  $a/d \leq 2.5$ . Le choix de cette limite, au lieu de  $a/d \leq 2.0$  comme le préconisent certaines normes, permet d'augmenter le nombre de tests, et donc d'améliorer la corrélation.

La figure 156 donne la représentation graphique de la déformation, calculée à partir de l'équation 9.90, en fonction de la rigidité du renfort rapportée à la résistance du béton. Les données expérimentales présentent une allure très familière, où l'on constate que la déformation du FRP diminue au fur et à mesure que la rigidité du renfort augmente. L'équation suivante de la déformation moyenne, également représentée sur la figure 156, est choisie de façon conservatrice; soit :

$$\varepsilon_{f,moy} = 0.3 \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \rho_f} \right)^{2/3} \quad (9.91)$$

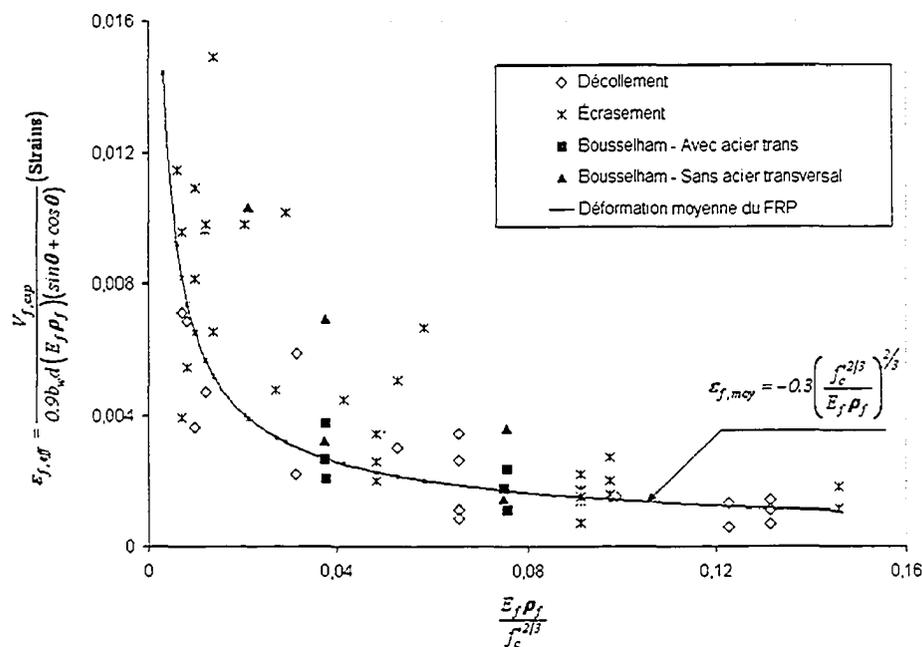


Figure 156 Variation de la déformation effective du FRP en fonction de la rigidité du renfort

Dans cette équation, le module de déformation  $E_f$  est exprimé en MPa. Aussi, et en raison de l'insuffisance de données expérimentales, concernant les poutres de type profond, l'expression proposée pour le calcul de la déformation moyenne du FRP ne distingue pas entre les différents types de configuration.

### 9.3.5 Validation

Il va de soi que toute proposition théorique doit faire l'objet de validation afin de vérifier sa fiabilité et ses aptitudes à servir d'outil de dimensionnement. C'est ainsi que le modèle proposé, pour le calcul de la contribution du FRP, est confronté à une importante série de résultats expérimentaux, provenant de sources différentes. Il est également comparé aux modèles utilisés par les normes et règles de calcul suivantes : CSA S806 (2002), ACI-440 (2002), et *fib* TG9 (2001).

Mais avant cela, comparons les résultats expérimentaux obtenus dans cette recherche, aux prévisions des normes et règles de calcul, en ce qui concerne : la contribution du béton, celle de l'acier transversal, et enfin, celle du renfort en FRP.

### 9.3.5.1 Comparaison des résultats des tests aux prévisions des normes

#### o Contributions du béton et de l'acier transversal

Les résultats des tests sont comparés aux résistances nominales, telles que prédites par les normes de béton armé (Tableaux XXIX et XXX). La comparaison concerne les poutres de type élancé seulement. Celles de type profond ayant déjà été traitées au chapitre précédent.

Les résultats présentés dans le tableau XXIX, et relatifs à la contribution du béton, montrent des écarts importants entre les données expérimentales et les prédictions théoriques, telles que prévues par la norme canadienne (méthode simplifiée) et par la norme américaine; les deux étant au fait totalement équivalentes. Comparativement, et comme le souligne MacGregor et Bartlett (2000), la formule proposée par Zsutty (1971) fournit une meilleure prédiction de la contribution du béton.

Concernant l'acier transversal (Tableau XXX), on constate que, là aussi, les résultats des tests s'écartent de façon sensible des prédictions théoriques, lesquelles sont basées sur le modèle du treillis à 45°. En considérant l'angle du plan de rupture, tel que relevé à la fin de l'essai, on obtient, pour la phase 1, un résultat qui coïncide parfaitement avec la résistance expérimentale. Pour la phase 2, en revanche, l'écart, bien que réduit, persiste toujours.

Tableau XXIX

Contributions du béton : résultats des tests versus prédictions théoriques

	Tests	Tests (kN)	CSA A23.3-94 (kN)	ACI-318-02 (kN)	Zsutty (kN)
$V_c$	Phase 1	81.2	51.2	44.3	68.8
	Phase 2	36.1	16.6	13.9	21.2

Tableau XXX

Contributions de l'acier transversal : résultats des tests versus prédictions théoriques

	Phase	Tests (kN)	CSA A23.3-94 (kN)	ACI-318-02 (kN)	Treillis $\theta \neq 45^\circ$ (kN)
$V_s$	Phase 1 $\theta = 36^\circ$	181.6	131.4	131.4	180.8
	Phase 2 $\theta = 39^\circ$	56.8	26.5	26.5	32.7

- Contribution du renfort en FRP

Les tableaux XXXI et XXXII comparent les contributions du FRP à la résistance, obtenues à partir des tests conduits dans les phase 1 et 2, respectivement, aux résistances nominales prédites par les normes et documents techniques suivants : ACI-440 (2002), CSA S806-02 (2002), et *fib* TG9.3 (2001).

Concernant les poutres élancées, sans acier transversal, de la phase 2, les résultats présentés dans le tableau XXXII montrent que les prédictions théoriques sous estiment la contribution du FRP; en particulier le guide de calcul de l'ACI-440R (2002). Pour un renfort de type 1L (SB-S0-1L), par exemple, la résistance expérimentale est de 23.2 kN alors que l'ACI-440 (2002) prédit 2.7 kN, seulement. Pour les poutres de la phase 1 (Tableau XXXI), de la même série (SB-S0), on constate que les contributions expérimentales sont du même ordre que celles données par l'ACI-440 (2002) et le CSA-S806-02 (2002), lorsqu'il s'agit de renfort de type 0.5L ou 1L. Pour ces mêmes épaisseurs de renfort, les prescriptions du *fib* TG9.3 (2001) conduisent à des contributions nettement plus élevées que celles obtenues expérimentalement. En revanche, pour un renfort de type 2L, l'écart entre les contributions expérimentales et théoriques est plus significatif : alors que le gain enregistrée à partir des tests est quasiment négligeable, lorsqu'on passe de 1L à 2L, les règles de calcul, incluant l'ACI-440 (2002), le CSA S806-02 (2002), et le *fib* TG9.3 (2001), surestiment la contribution du FRP, en particulier la norme CSA-S806-02. Il faut noter que cette dernière, dans sa formulation de la contribution du FRP, néglige l'influence de la rigidité du renfort.

Tableau XXXI

Contributions du FRP – Phase 1  
Résultats des tests versus prédictions théoriques

Type de poutre	Acier transversal	Spécimen	Tests (kN)	CSA-S802 (kN)	ACI-440 (kN)	fibTG9.3 (kN)
Profond	S0	DB S0 .5L	90.1	24.7	24.7	39.3
		DB S0 1L	107.4	44.1	40.8	50.5
		DB S0 2L	110.9	88.2	62.4	68.5
	S1	DB S1 .5L	<i>Interrompu</i>	24.7	24.7	39.3
		DB S1 1L	32.0	44.1	40.8	50.5
		DB S1 2L	34.2	88.2	62.4	68.5
	S2	DB S2 1L	57.9	44.1	40.8	50.5
		DB S2 2L	73.0	88.2	62.4	68.5
	Élancé	S0	SB S0 .5L	21.2	24.7	24.7
SB S0 1L			38.7	44.1	40.8	50.5
SB S0 2L			40.4	88.2	62.4	68.5
S1		SB S1 .5L	19.2	24.7	24.7	39.3
		SB S1 1L	0.0	44.1	40.8	50.5
		SB S1 2L	4.4	88.2	62.4	68.5

Tableau XXXII

Contributions du FRP – Phase 2  
Résultats des tests versus prédictions théoriques

Type de poutre	Acier transversal	Spécimen	Tests (kN)	CSA-S802 (kN)	ACI-440 (kN)	fibTG9.3 (kN)
Profond	S0	DB S0 1L	15.4	12.2	2.7	15.7
		DB S0 2L	13.8	24.4	11.8	21.3
	S1	DB S1 1L	12.7	12.2	2.7	15.7
		DB S1 2L	17.0	24.4	11.8	21.3
Élancé	S0	SB S0 1L	23.2	12.2	2.7	15.7
		SB S0 2L	32.4	24.4	11.8	21.3
	S1	SB S1 1L	2.8	12.2	2.7	15.7
		SB S1 2L	12.2	24.4	11.8	21.3

Mais, de façon plus générale, l'écart qui est observé entre les résultats des tests et les prédictions, dans le cas d'un renfort de type 2L, pourrait surtout signifier que les prescriptions relatives au renforcement en cisaillement ne couvrent pas adéquatement le cas où le renfort en FRP présente une rigidité relativement élevée. Le gain en résistance due au FRP peut être, dans ce cas-ci, limité soit à cause d'un décollement prématurée du renfort, soit à cause de l'écrasement du béton, si ce dernier présente une résistance en compression relativement modérée. Or, il semble que ce dernier scénario, constaté sur l'ensemble des poutres testées dans cette recherche, soit vaguement considéré dans les prescriptions relatives au renforcement en cisaillement.

Concernant les spécimens élancés avec acier transversal, les résultats des tests montrent une diminution significative du gain en charge dû au FRP. Mais, cette influence, clairement affichée, de l'acier transversal sur le gain dû au FRP ne se reflète pas dans les prédictions des guides de dimensionnements. En effet, la contribution du FRP est la même, que l'élément renforcé contienne, ou pas, de d'acier transversal.

Il en est de même du rapport  $a/d$ , dont l'influence sur la contribution due au FRP apparaît nettement dans les résultats de tests. Mais, là aussi, les guides de dimensionnements adoptent les mêmes règles pour le calcul de la résistance due au FRP, indépendamment du rapport  $a/d$ .

#### **9.3.5.2 Validation du modèle proposé**

Les contributions du FRP prévues par le modèle proposé sont confrontées aux contributions expérimentales. Rappelons que le modèle en question est applicable aux poutres de type élancé, sans acier transversal, susceptibles de rompre par décollement du renfort. Aussi, les données expérimentales, qui sont utilisées dans la validation, correspondent à des spécimens ayant les caractéristiques décrites ci-dessus.

Les contributions du FRP prévues par le modèle proposé sont également confrontées aux contributions obtenues à partir des normes et règles suivantes : CSA S806 (2002); l'ACI-440 (2002); et le *fib* TG9 (2001).

Cette double comparaison permet de mieux apprécier la fiabilité du modèle proposé et ses aptitudes à servir d'outil de dimensionnement. Sur la figure 157, on compare les résultats des tests aux prédictions théoriques fournies, et par le modèle proposé, et par la norme canadienne (CSA S806-02, 2002); la figure 158 se rapporte au guide de dimensionnement américain (ACI-440, 2002); et la figure 159 au document européen (*fib* TG9, 2001).

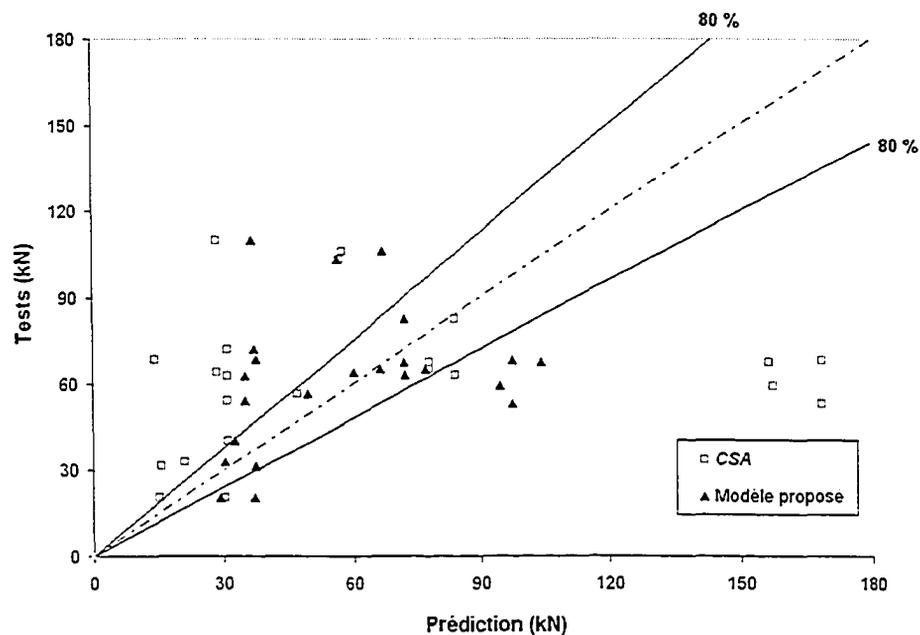


Figure 157 Comparaison des résultats des tests au modèle proposé et aux prédictions du CSA S806-02

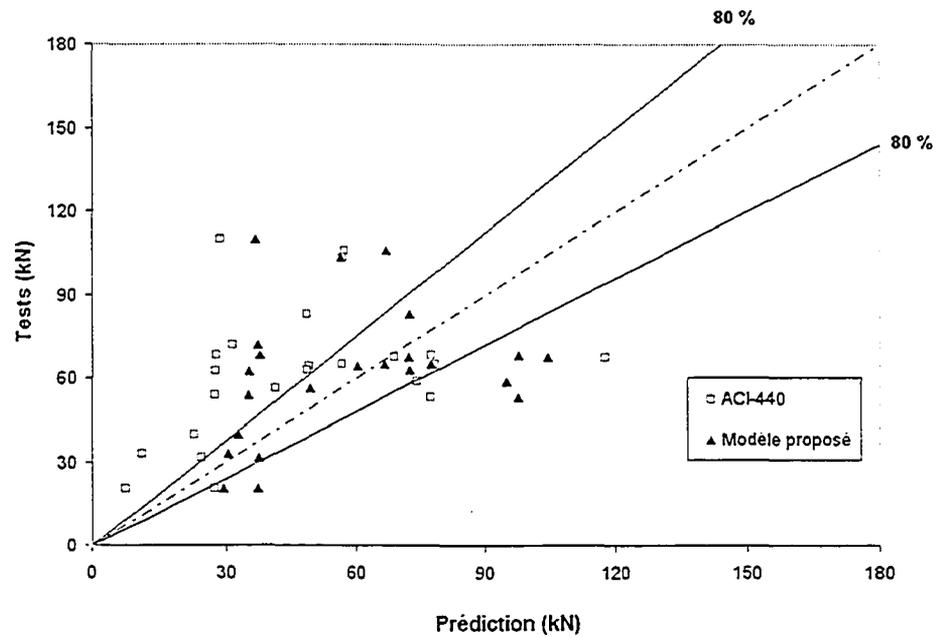


Figure 158 Comparaison des résultats des tests au modèle proposé et aux prédictions de l'ACI-440

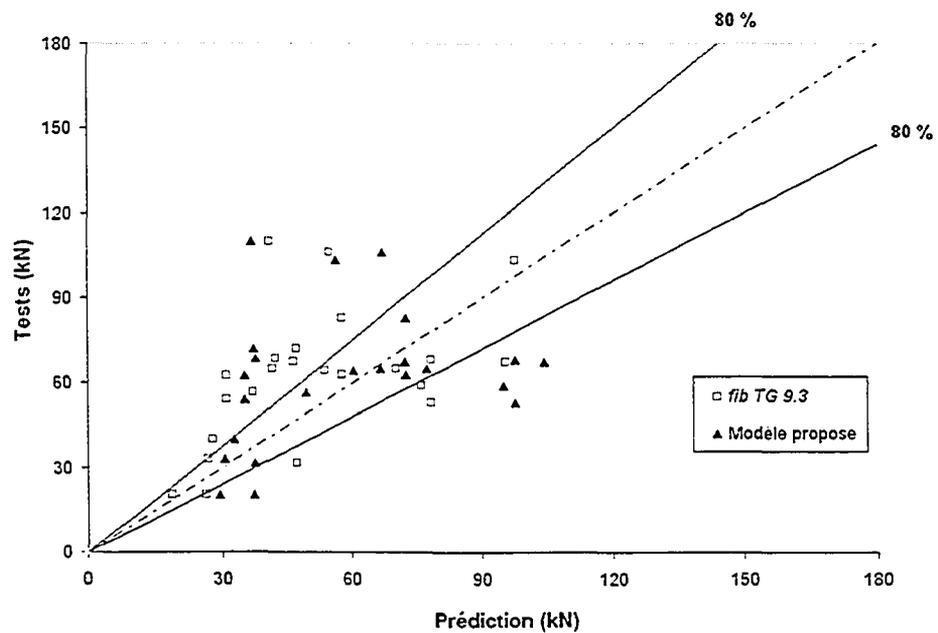


Figure 159 Comparaison des résultats des tests au modèle proposé et aux prédictions du fib TG 9.3

À première vue, ces trois figures présente des allures, plus ou moins, comparables. On serait même tenté de dire que, globalement, les règles prévues dans le CSA S806 (2002), l'ACI-440 (2002), et le *fib* TG9 (2001), au même titre que le modèle proposé, prédisent de façon acceptable la contribution du FRP; du moins pour des poutres répondant aux caractéristiques décrites ci-dessous. Il importe, cependant, de préciser que sur les 23 tests retenus dans la validation, la moyenne du ratio  $V_{test}/V_{théo}$  est de 1.19 pour le modèle proposé, avec un écart type de 59%. Pour les autres modèles, on trouve, respectivement, la moyenne et l'écart type suivants : 1.50 et 110% pour le CSA S806-02 (2002); 1.60 et 80% pour l'ACI-440 (2002); et 1.30 et 50% pour le *fib* TG 9.3 (2001). Une fiabilité *relative* distingue le modèle proposé et le document du *fib* TG 9.3 (2001).

N'empêche qu'une question, légitime il faut le reconnaître, se pose : le modèle proposé donne, effectivement, des résultats encourageants. Mais ces résultats restent, globalement, comparables à ceux donnés par les règles existantes, notamment européennes. Dans ces conditions, quel est l'intérêt de proposer un nouveau modèle qui, comparé aux modèles déjà existants, ne réduit pas, de façon sensible, l'écart entre les prévisions théoriques et les résultats des tests? Pour répondre à cette question, il y a lieu d'observer que :

- o le modèle utilisé par la norme canadienne (CSA-S806, 2002), et qui est basé sur l'analogie du treillis, prévoit une valeur forfaitaire de la déformation effective du FRP. Cette valeur ne tient pas compte de la variation de la déformation en fonction de la rigidité, clairement mise en évidence dans cette recherche. Ce modèle fait également abstraction du concept de longueur effective du renfort, largement établi, ainsi que de l'influence de la résistance du béton. Quant à l'influence de la longueur d'ancrage sur la performance du renforcement en FRP, elle y est sommairement couverte : renfort en enveloppe versus en U ou collé en surface;

- le modèle utilisé par la norme américaine (ACI-440, 2002), tout en se basant sur l'analogie du treillis, fait intervenir les propriétés d'adhérence à l'interface FRP-béton. Pour ce faire, il adopte le modèle de Maeda et col. (1997), auquel il est reproché de prédire des longueurs effectives inversement proportionnelles à la rigidité du renfort; ce que les résultats des tests contredisent, selon Chen et Teng (2001). Le modèle de Maeda ne dit pas, non plus, quelle expression de la contrainte de cisaillement  $\tau$  adopter pour  $L \leq L_{eff}$ , comme on peut d'ailleurs le noter à travers le coefficient  $k_2$ , prévu par l'ACI-440 (2002), afin de tenir compte de l'influence de la longueur d'ancrage;
- enfin, le modèle utilisé par le document européen (*fib* TG 9.3, 2001) qui, lui aussi, se base sur le modèle du treillis, et propose, pour le calcul de la déformation effective du FRP, une série d'expressions, selon le mode de rupture, le type de fibre et la configuration du renfort. Toutes ces expressions sont obtenues par calibration des résultats des tests. Ce modèle fournit de meilleurs résultats, comparativement aux deux précédents. Mais l'approche, totalement empirique, qu'il adopte est discutable; une approche qui s'apparente à celle utilisée auparavant par la norme américaine, en ce qui concerne le calcul en cisaillement des poutres en béton armé, et qui a fini par déboucher sur 43 équations (voir § 2.5.2). Loin de là, le document *fib* TG 9.3 (2001) n'en compte que 3 : (i) CFRP en enveloppes; (ii) CFRP en U ou collé sur les faces latérales; (iii) AFRP en enveloppes. Ce qui, par ailleurs, ne couvre pas tous les types de fibre, ni les configurations possibles. À notre sens, le recours à cette approche, totalement empirique, peut servir d'outils de calcul provisoires. Elle ne saurait se substituer cependant à l'approche qui consiste à développer des règles de dimensionnement à la fois rationnelles et compréhensibles.

En comparaison, le modèle proposé, bien que comparable aux précédents (CSA S806 2002, ACI-440 2002, *fib* TG9 2001), en terme de prévisions de la résistance, se distingue par le fait que : (i) son développement est totalement analytique; et (ii) la totalité des facteurs, mis en jeu dans le comportement à l'interface FRP-béton, sont pris

en compte (la rigidité du renfort, sa configuration, la résistance du béton et la profondeur du renforcement). Dans ce modèle, la composante empirique, qui touche quelques coefficients seulement, comme  $k_p$  ou  $f_{ctm}$ , provient du modèle d'adhérence adopté, en l'occurrence, le modèle proposé par Neubauer et Rostasy (1997); lui-même fondé sur la mécanique de la rupture.

De là découle, à notre sens, l'intérêt de formuler un modèle de calcul de la contribution du renfort en FRP, comme celui qui est proposé : un modèle plus compréhensible, et qui se veut plus rationnel. Il va sans dire que l'utilisation de tout autre modèle d'adhérence, qui s'avère plus performant encore, va améliorer davantage le modèle proposé dans cette recherche.

Ceci d'autant plus qu'il (le modèle proposé) est assorti de règles permettant de prédire la résistance maximale à l'effort tranchant, incluant la contribution du béton et celle du FRP, ainsi que celle de l'acier, si prévu (Figure 160). Sur cette figure, qui compare les résistances totales obtenues à partir de tests aux prédictions théoriques, on peut constater que l'équation proposée ( $V_{max} = (0.9b_w d f_{cw}) \cdot \min(0.1 + \rho_{tot} ; 0.5)$ ) fournit une bonne corrélation.

Évidemment, ce résultat ne peut servir de validation de la règle proposée, en ce qui concerne la résistance maximale à l'effort tranchant. Pour valider cette règle, il y a lieu de vérifier si :

$$V_c + V_s + V_f \leq (0.9b_w d f_{cw}) \cdot \min(0.1 + \rho_{tot} ; 0.5) \quad (9.92)$$

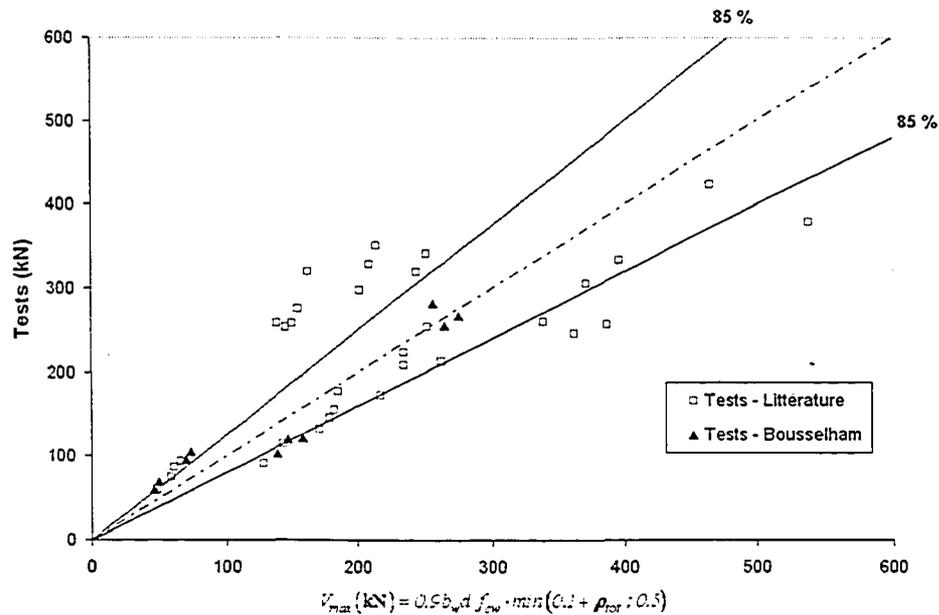


Figure 160 Comparaison des résultats des tests aux prédictions du modèle proposé

Autrement dit, il y a lieu de vérifier si le second membre de l'équation constitue, effectivement, une valeur maximale de la résistance totale, obtenue par la somme des contributions du béton, de l'acier transversal et du FRP, telles que prévues par les normes en vigueur.

Pour déterminer la contribution du béton, on utilise l'équation proposée par Zsutty (1971); soit :

$$V_c = 0.41 b_w d \left( f'_c \rho_w \frac{d}{a} \right)^{1/3} \quad (9.93)$$

Cette dernière fournit de meilleurs résultats selon MacGregor et Bartlett (2000). C'est aussi ce qui ressort de la comparaison des résultats des tests, conduits dans cette recherche, aux prédictions théoriques fournies par cette équation. Comparativement, la détermination de la contribution du béton, selon l'ACI-318-02, ou selon la méthode simplifiée de la norme canadienne, conduit à sous évaluer cette contribution.

Concernant l'acier transversal, on utilise, bien entendu, le modèle du treillis pour déterminer la contribution. Mais considérer un angle du plan de rupture à 45° semble conservateur. En supposant un plan de rupture incliné suivant un angle variant entre 30° et 45°, ceci donne  $\cot \theta = 1.37$ , au lieu de  $\cot \theta = 1.00$  :

$$V_s = A_s f_y \frac{jd}{s} \cot \theta \quad (9.94)$$

Quant à la contribution du FRP, elle est déterminée en utilisant le modèle proposé, dont la forme générale est :

$$V_{f,base} = \left( 0.72 \cdot k_p \sqrt{f'_c L_{eff}^2} \right) \cdot \frac{w_f}{s_f} \cdot \underbrace{F \left( \frac{d_f}{L_{eff}} ; \frac{s_f}{L_{eff}} \right)}_{\text{Selon la configuration}} \quad (9.95)$$

La figure 161 présente les résultats de ces calculs. Sur l'axe des ordonnées est représenté le premier membre de l'équation 9.92, c'est-à-dire la résistance totale, sur l'axe des abscisses, le second membre; soit la résistance maximale. On constate qu'effectivement cette équation peut constituer une limite supérieure de la résistance, et ce d'autant plus que la prédiction des contributions du béton et de l'acier transversal, selon les normes, fournit habituellement des valeurs conservatrices, en comparaison à celles utilisées ici (équation de Zsutty ;  $\theta \neq 45^\circ$ ).

Évidemment, les propriétés du renfort en FRP ne sont pas les seules à intervenir dans la contribution du FRP. D'autres paramètres, comme l'acier transversal, le rapport  $a/d$  ou encore la taille des poutres, influencent cette contribution. Ceci a été clairement montré dans cette recherche. Un calcul rigoureux de la contribution du FRP ne saurait donc s'en abstraire.

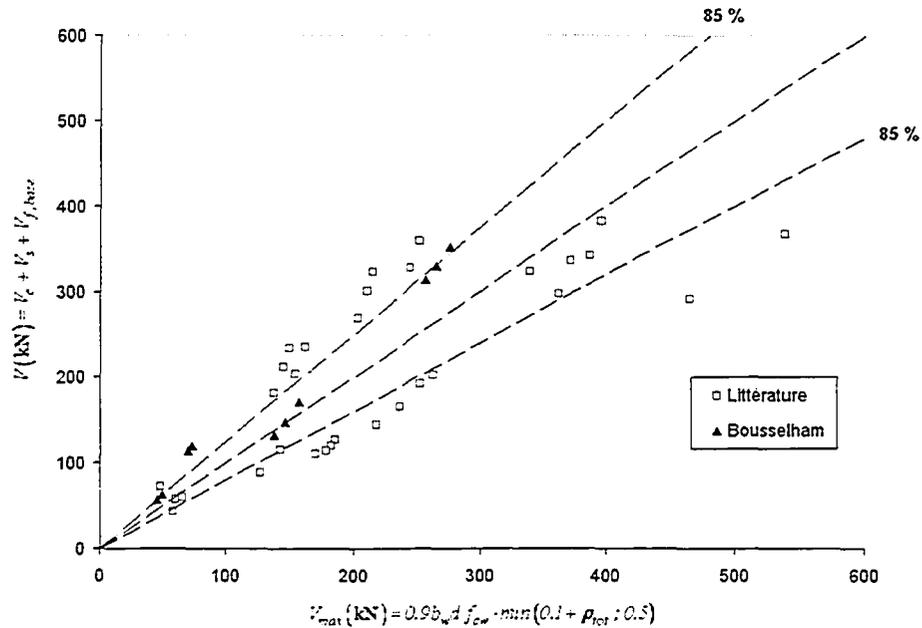


Figure 161 Validation du modèle proposé pour le calcul de la résistance maximale

Aucun des modèles utilisés par les normes et règles de calcul discutés précédemment ne tient compte de ces influences. Celui qui est proposé dans cette recherche n'en tient pas compte non plus. Des aspects, liés notamment aux mécanismes de résistance mis en jeu, parce qu'encore flous, ne permettent pas de formuler, de façon rationnelle, ces influences. Des investigations additionnelles, encore plus ciblées, sont donc requises.

Cependant, des règles provisoires sont suggérées afin de combler cette lacune, et ce : (i) en limitant la contribution du FRP dans les poutres renforcées de FRP, contenant de l'acier transversal; (ii) en proposant une expression de la contribution du renfort en FRP, valable pour les poutres renforcées de FRP, de type profond.

## CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le but de la présente recherche était de contribuer à la compréhension du comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP.

Ses objectifs spécifiques consistaient à :

- mettre en évidence, et quantifier, l'influence des paramètres d'étude sur le comportement en cisaillement des poutres renforcées de FRP;
- fournir une description précise du comportement des poutres renforcées sous charge croissante, et une visualisation claire de l'évolution, également sous charge croissante, de leur résistance en cisaillement;
- développer un modèle, compréhensible et rationnel, pour la prédiction de la contribution du FRP à la résistance.

La réalisation de ces objectifs reposait sur des investigations théoriques, menées à travers un état des connaissances exhaustif, et des investigations expérimentales, conduites à travers un programme expérimental vaste et étendu.

Dresser un état exhaustif des connaissances actuelles, concernant le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP, nous a conduit à monter une base de données de plus de 130 tests; toutes les données pertinentes, se rapportant au comportement en cisaillement, y sont répertoriées. Enrichie, de manière significative, grâce aux nombreux tests réalisés dans le cadre de cette recherche, elle constitue une importante source de données pour l'amélioration des règles de dimensionnement, et de leur bien-fondé scientifique. Outre la base de données, l'état des connaissances, au travers du bilan des travaux réalisés et de l'analyse des données expérimentales obtenues grâce à ces travaux, a permis de dévoiler de nombreuses lacunes, et d'identifier les besoins en recherche dans le domaine du renforcement en cisaillement à l'aide de FRP. La présente recherche se veut une réponse à quelques-uns de ces besoins.

Dans cette recherche, la composante expérimentale occupe une place importante. Le programme d'essais totalise 34 tests, conduits sur des spécimens en grandeur nature. Les paramètres d'étude sont au nombre de quatre. Le choix de ces paramètres, et de leur niveaux respectifs, repose sur les connaissances acquises en ce qui a trait au comportement en cisaillement des poutres en béton armé d'une part, et d'autre part, sur les observations relevées au travers de l'état des connaissances concernant le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP. Par ailleurs, l'insuffisance flagrante de données expérimentales, relatives aux déformations dans les différents composants (FRP, acier, béton), constatée lors de l'analyse des données rapportées dans la littérature, nous a conduit à prévoir un vaste dispositif de mesure; ce qui, d'un autre côté, est une conséquence tout à fait naturelle de l'envergure du programme d'essais prévu. Dans ce programme, le nombre de spécimens de contrôle peut paraître élevé : ce choix n'était pas fortuit, mais dicté par notre souci de disposer de données purement expérimentales, en ce concerne les poutres en béton armé, non renforcée de FRP; en particulier les contributions du béton et de l'acier transversal à la résistance en cisaillement.

Grâce à ce programme expérimental, de nombreux résultats ont pu être obtenus, tant du point de vue global (gains en charge, flèche et rigidité, fissuration et modes de rupture), que du point de vue local (déformations dans les différents constituants). Ce qui a permis d'aboutir à des conclusions intéressantes concernant l'influence des paramètres d'étude sur le comportement en cisaillement des poutres renforcées, en général, et sur la contribution du FRP à la résistance, en particulier. Ces conclusions peuvent être résumées comme suit :

- influence de l'épaisseur du renfort en FRP

L'augmentation de l'épaisseur du renfort en FRP ne conduit pas à une hausse proportionnelle de la contribution du FRP à la résistance. Cette dernière s'avère être plafonnée par la résistance du béton en compression, dans la mesure où la rupture s'est produite par écrasement de l'âme. Mais la contribution du FRP peut être aussi

plafonnée par la rigidité du renfort par suite du décollement de ce dernier : plus élevée est la rigidité, et plus grand sera le risque de décollement.

Également, les résultats des tests confirment la relation qui existe entre la déformation maximale atteinte par le renfort en FRP et sa rigidité : la déformation maximale du renfort en FRP varie de façon inversement proportionnelle à sa rigidité. Autrement dit : plus rigide est le renfort, et plus faible sera la déformation maximale.

- influence de l'acier transversal

La contribution du renfort externe en FRP à la résistance dépend du taux d'acier transversal dont dispose la poutre renforcée de FRP : plus ce taux est élevé, et plus faible sera la contribution du FRP. Ceci a été constaté par de nombreux auteurs récemment, et confirmé, à une échelle plus grande, lors de l'analyse des données expérimentales rapportées dans la littérature.

Dans le cadre de cette recherche, ce résultat est clairement mis en évidence. D'abord, à partir des gains en charge dus au FRP, calculés par simple superposition, puis à partir de l'évolution, sous charge croissante, des contributions de l'acier transversal et du FRP, déterminées à partir des déformations enregistrées.

- influence du type de poutre : profonde versus élancée

Les poutres de type profond affichent, forcément, un comportement structural, sensiblement différent de celui des poutres de type élancé, et ce à bien des points de vue : (i) rigidité; (ii) fissuration; (iii) contribution du béton; (iv) contribution de l'acier transversal.

Pour ce qui est de la performance des poutres renforcées de FRP, les contributions du renfort externe, dans les poutres de la phase 1, sont plus élevées dans le type profond, en comparaison au type élancé. En revanche, dans les poutres de la phase 2,

les contributions du renfort externe sont très modestes dans le type profond, en comparaison au type élancé. C'est ce dernier résultat, c'est-à-dire une performance du FRP plus significative dans les poutres de type élancé, comparé au type profond, qui semble dominer la tendance affichée, lors de l'analyse de l'ensemble des données disponibles dans la littérature. Le mode de fonctionnement – assimilable à un arc à tirant – qui caractérise les poutres de type profond semble en accord avec pareil résultat : le renfort en FRP, à l'instar de l'acier transversal, y jouerait un rôle de second ordre.

- Influence de la taille des poutres renforcées

Les résultats des tests, conduits dans cette recherche, montrent clairement qu'un effet d'échelle affecte la contribution du renfort en FRP à la résistance; celui-ci pourrait bien être relié au comportement du FRP à l'interface FRP-béton, et aux mécanismes de résistance qui lui sont associés.

Cet effet est également confirmé à travers l'analyse des données expérimentales rapportées dans la littérature qui, nonobstant la dispersion observée – du fait que ces données proviennent de sources différentes, ayant des objectifs de recherche autres que l'étude de l'effet d'échelle – indique que la contribution du FRP n'est pas proportionnelle à la taille des spécimens renforcés.

Toutes ces conclusions, concernant l'influence des paramètres d'étude, fournissent des éléments de réponse aux nombreuses interrogations posées au début de cette recherche. Mais, on ne peut prétendre à une bonne compréhension du comportement de l'élément renforcé, suffisante pour pouvoir développer un modèle de calcul de la contribution du FRP, qui se veut rationnel et compréhensif, sans avoir au préalable :

- a. étudié le comportement de l'élément renforcé, non pas dans la phase finale seulement, mais dans toutes les phases, depuis l'apparition des premières fissures de flexion, jusqu'à la rupture;

- b. étudié le comportement de l'élément renforcé à travers, non pas le renfort externe en FRP seulement, mais également les autres constituants que sont le béton et l'acier transversal.

C'est ainsi que les propositions théoriques formulées dans cette thèse sont précédées d'une description précise du comportement de l'élément renforcé sous charge croissante, d'une part, et d'autre part, de la quantification de sa résistance, également sous charge croissante, et ce pour chacun des constituants, et dans chacune des phases.

Il en ressort alors que la résistance en cisaillement d'une poutre en béton armé renforcée de FRP peut être exprimée par la somme de la contribution du béton, d'une part, et d'autre part, celle du renforcement en cisaillement, incluant l'acier transversal et le renfort en FRP. Ce qui revient à dire que le principe de superposition est valide.

Concernant la contribution du béton : (i) celle-ci peut être rapportée à l'effort tranchant correspondant à l'apparition des fissures diagonales, lorsqu'il s'agit de poutres élancées; (ii) la prédiction théorique de cette contribution, à partir des prescriptions contenues dans les normes, s'écarte de façon sensible des résultats des tests; (iii) l'idée de formuler la contribution du béton, à partir du moment de fissuration, pourrait être porteuse.

Concernant la contribution de l'acier transversal : (i) à charge égale, cette contribution est moindre dans une poutre renforcée de FRP, comparée à une poutre non renforcée. Mais par rapport à la contribution du FRP, celle de l'acier transversal est, de loin, la plus significative; (ii) la plastification des étriers, requise pour une utilisation rigoureuse du modèle du treillis, a été vérifiée sur la plupart des poutres élancées mises à l'essai; (iii) l'angle du plan de rupture observé lors des tests est en moyenne de  $38^\circ$ . Il est donc différent de  $45^\circ$ . Il semble, cependant, plus judicieux de maintenir, pour le calcul des poutres en béton armé renforcées de FRP, l'hypothèse, encore en vigueur dans la plupart des normes de béton armé, d'un angle à  $45^\circ$ .

Concernant la contribution du FRP, la présente recherche propose un modèle fondé sur l'adhérence à l'interface FRP-béton, et faisant intervenir le concept de longueur effective. Ce modèle, applicable aux poutres de type élancé, sans acier transversal, ayant rompu par décollement, couvre les paramètres liés au renfort externe en FRP seulement. Son développement a conduit à différentes expressions, selon la configuration du renfort en FRP. Ce modèle est assorti de règles qui fixent une limite maximale à la résistance totale en cisaillement; ce qui couvre le scénario de rupture par écrasement de l'âme. Ces règles ont été obtenues à partir de développements théoriques basés sur le modèle du treillis à angle variable, appliqué aux poutres en béton armé renforcées de FRP.

Pour sa validation, le modèle ainsi proposé est confronté à une importante série de résultats expérimentaux, provenant de sources différentes. Il est également comparé aux dispositions réglementaires en vigueur. Il en ressort que :

- le modèle proposé fournit des résultats comparables à ceux prévus par les dispositions réglementaires en vigueur. Mais bien que comparable aux autres dispositions, en terme de prévisions de la résistance, ce modèle se distingue par le fait que son développement est *totalelement analytique*, et que la totalité des facteurs, mis en jeu dans le comportement à l'interface FRP-béton, sont pris en compte : rigidité et configuration du renfort, résistance du béton, et profondeur du collage du renfort;
- les règles proposées concernant la résistance maximale en cisaillement, et qui viennent compléter le modèle proposé, peuvent, effectivement, constituer une limite maximale à la résistance en cisaillement, visant à prévenir une rupture par écrasement de l'âme.

Évidemment, les propriétés de FRP ne sont pas les seules à intervenir dans la contribution du FRP. En effet, d'autres paramètres comme l'acier transversal, le type de poutre, ou encore l'effet d'échelle, influencent cette contribution. Mais, le modèle proposé ne prend pas en considération ces paramètres qui présentent pourtant une

importance certaine. Des aspects, liés notamment aux mécanismes de résistance mis en jeu, parce qu'encore flous, ne permettent pas de formuler, de façon suffisamment rationnelle, ces influences. Ceci explique le recours à l'approche empirique, incontournable en l'état actuel des connaissances, en suggérant des règles provisoires, obtenues par simple calibration des résultats des tests. Ces règles consistent en : (i) la limitation de la contribution du FRP dans les poutres renforcées, contenant de l'acier transversal ; (ii) une expression pour le calcul de la contribution du FRP dans les poutres renforcées de type profond. Quant à l'effet d'échelle, il ne semble pas judicieux de proposer une expression, empirique de surcroît, à partir de données provenant d'une source unique, en l'occurrence la présente recherche, si fiable soit-elle.

Concernant les recherches futures, les investigations théoriques et expérimentales menées dans le cadre de cette recherche, et les résultats obtenus grâce à ces investigations, nous incitent à recommander des travaux théoriques et expérimentaux, encore plus ciblés, afin d'élucider les aspects qui demeurent encore flous; à savoir :

- les mécanismes mis en jeu dans la répartition de l'effort appliqué entre l'acier transversal et le renfort externe en FRP;
- l'utilisation de la méthode des bielles et tirants dans les éléments renforcés à l'aide de FRP collé en surface;
- l'effet d'échelle dans les poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP;
- l'influence de la taille des spécimens testés sur le comportement à l'interface FRP-béton.

Par ailleurs, il importe de préciser que les investigations menées dans le cadre de cette recherche portaient sur la performance en cisaillement des poutres en béton armé renforcées, à l'état non fissuré, à l'aide de FRP. Mais en réalité, l'utilisation des FRP collés en surface vise le renforcement et la réhabilitation de structures existantes; ce qui sous entend, le plus souvent, le renforcement de structures en état fissuré – parfois

endommagé –, alors qu'elles sont en service. Certes, les résultats obtenus dans cette recherche nous permettent de faire, selon le cas, quelques prédictions sommaires quant à la performance en question : les fissures diagonales sont-elles déjà apparues dans la poutre, cette dernière contient-elle de l'acier transversal, celui-ci serait-il déjà plastifié? Mais pour être fiables, ces prédictions doivent être confrontées à des données expérimentales, or la revue de la littérature montre que de telles données font grandement défaut. Des investigations expérimentales portant sur la performance en cisaillement des poutres en béton armé renforcées, à l'état fissuré, à l'aide de FRP, sont donc indispensables.

Un autre aspect qui mérite d'être investi, lui aussi relié au fait que l'utilisation des FRP collés en surface vise le renforcement et la réhabilitation de structures existantes, est celui des coefficients de sécurité à adopter pour le dimensionnement. Les différentes normes et règles de calcul des éléments en béton armé renforcées de FRP collé en surface, qui sont en vigueur, adoptent des coefficients de sécurité propres aux structures en béton armé conventionnelles. Mais ces coefficients ne sont pas forcément valables : (i) d'abord parce qu'il s'agit de structures existantes pour lesquelles l'application des normes en vigueur, conçues pour le dimensionnement de structures nouvelles, est indéniablement mal adaptée (Melchers, 2001); (ii) puis, parce qu'il s'agit de structures renforcées à l'aide de FRP, et que ce dernier n'a fait l'objet d'aucune étude de fiabilité, à l'exception de la tentative de Plevris (1995), portant sur le cas de la flexion. Par conséquent, des études de fiabilité, portant sur les éléments en béton armé renforcés de FRP, sont nécessaires.

Évidemment, chacune des recommandations formulées ici constitue, à elle seule, toute une thématique de recherche, qui s'inscrit dans le temps, et dont les objectifs ne peuvent être atteints qu'à travers un effort soutenu. Mais au-delà de la complexité certaine qui les caractérise, ces recommandations indiquent surtout que l'effort de recherche dans le domaine du renforcement en cisaillement à l'aide de FRP en particulier, et du

renforcement à l'aide de FRP en général, bien qu'il ait permis d'aboutir à des connaissances substantielles, et en *peu de temps*, doit tout de même se poursuivre.

La présente recherche, qui ne répond fatalement pas à toutes les interrogations posées, en ce qui concerne le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP, constitue – on ose le croire – une contribution intéressante à cet admirable effort.

## ANNEXE 1

### Données expérimentales concernant le renforcement en cisaillement

### Données expérimentales rapportées dans la littérature sur le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP

Spécimen	$b_w$ (m)	$d$ (m)	Sec.	$f_c$ (MPa)	Fibres	Config	$P_{FRP}$ ( $10^{-3}$ )	$E_{FRP}$ (GPa)	$\epsilon_{L,U}$ ( $10^{-3}$ )	$\beta$ (deg)	$\rho_s$ %	$\rho_w$ %	$E_s$	a/d	Mode de rupture	V (FRP) (KN)	V (Total) (KN)
B(3)	0,114	0,085	Rec.	42,9	G	Ct - S	11,0	17	21	45	0	2,6	200	3,5	debonded	15,1	62,5
B(4)	0,114	0,085	Rec.	42,9	G	Ct - S	27,0	17	21	45	0	2,6	200	3,5	debonded	31,5	78,9
U(3)	0,100	0,170	Rec.	24,6	C	Ct - W	1,9	230	12	90	0	2,4	200	2,5	fracture	34,5	59,5
U(5)	0,100	0,170	Rec.	24,6	C	Ct - S	1,9	230	12	90	0	2,4	200	2,5	debonded	20,5	45,5
U(6)	0,100	0,170	Rec.	27,4	C	Ct - S	1,9	230	12	56	0	2,4	200	2,5	debonded	33,0	58,0
U(7)	0,100	0,170	Rec.	27,4	C	Ct - S	3,9	230	12	90	0	2,4	200	2,5	debonded	20,5	45,5
AS(WO)	0,150	0,113	Rec.	37,7	G	Ct - S	40,0	16	13	90	0,19	2,0	200	3,5	debonded	7,0	41,5
AS(SO)	0,150	0,113	Rec.	37,7	G	Ct - S	16,0	16	13	90	0,19	2,0	200	3,5	debonded	7,5	42,0
CJ(A)	0,063	0,152	Té	46,0	A	Ct - U	33,0	11	23	90	0	2,1	200	2,7	No fracture	15,6	34,4
CJ(E)*	0,063	0,152	Té	46,0	G	Ct - U	15,0	14	13	90	0	2,1	200	2,7	fracture	16,6	35,4
CJ(G)	0,063	0,152	Té	46,0	C	Ct - U	18,0	21	10	90	0	2,1	200	2,7	fracture	17,1	35,9
CJ(45G)	0,063	0,152	Té	46,0	C	Ct - U	18,0	21	10	45	0	2,1	200	2,7	fracture	23,6	42,4
SU(S2)	0,200	0,260	Rec.	45,2	C	St - S	0,6	230	15	90	0	3,3	180	2,7	debonded	68,4	160,5
SU(S3)	0,200	0,260	Rec.	41,3	C	St - U	0,6	230	15	90	0	3,3	180	2,7	debonded	110,0	202,1
SU(S4)	0,200	0,260	Rec.	37,5	C	Ct - S	1,2	230	15	90	0	3,3	180	2,7	debonded	64,2	156,3
SU(S5)	0,200	0,260	Rec.	39,7	C	Ct - U	1,2	230	15	90	0	3,3	180	2,7	debonded	106,1	198,2
MI(AN-1/5 Z-3)	0,125	0,165	Rec.	35,1	C	St - W	0,4	230	15	90	0	4,8	200	3,0	fracture	18,8	75,2
MI(AN-1/2 Z-3)	0,125	0,165	Rec.	32,4	C	St - W	0,9	230	15	90	0	4,8	200	3,0	fracture	29,5	86,0
MI(CN-1/2 Z-2)	0,125	0,165	Rec.	39,1	C	St - W	0,9	230	15	90	0	2,8	200	2,0	fracture	34,6	93,1
TK(BS2)	0,200	0,420	Rec.	35,1	C	St - U	0,3	280	13	90	0,14	2,2	200	3,0	debonded	41,2	247,5
TK(BS5)	0,200	0,420	Rec.	36,8	C	St - U	0,1	280	13	90	0,07	2,2	200	3,0	debonded	33,4	170,0
TK(BS6)	0,200	0,420	Rec.	35,8	C	St - U	0,1	280	13	90	0,07	2,2	200	3,0	debonded	30,1	166,7
TK(BS7)	0,200	0,420	Rec.	34,7	C	St - W	0,3	280	13	90	0,07	2,2	200	3,0	No fracture	98,9	235,5
SUK(2)	0,150	0,240	Té	35,7	C	Ct - U	1,5	230	15	90	0,42	5,6	183	2,5	debonded	24,0	223,0
SUK(3)	0,150	0,240	Té	35,3	C	Ct - U	1,5	230	15	90	0,42	5,6	183	2,5	debonded	65,0	264,0
UF(CS1)	0,300	0,257	Rec.	40,5	C	Ct - W	0,7	244	18	90	0,48	1,1	200	3,0	No fracture	87,0	214,0
UF(CS2)	0,300	0,257	Rec.	40,5	C	St - W	0,4	244	18	90	0,48	1,1	200	3,0	fracture	32,0	159,0
UF(CS3)	0,150	0,272	Rec.	44,8	C	St - W	0,5	244	18	90	0,96	1,0	200	3,0	No fracture	52,0	116,0
UF(AS1)	0,150	0,272	Rec.	43,0	A	Ct - W	0,6	73	37	90	0,96	1,0	200	3,0	No fracture	27,5	91,2
UF(AS2)	0,150	0,272	Rec.	43,0	A	St - W	0,3	73	37	90	0,96	1,0	200	3,0	fracture	26,0	89,7
UF(AS3)	0,150	0,272	Rec.	44,8	A	Ct - W	1,2	73	37	90	0,96	1,0	200	3,0	No fracture	50,0	114,0
UF(AB1)	0,150	0,253	Rec.	41,9	A	Ct - W	0,6	73	37	90	0,96	2,2	200	3,0	No fracture	64,0	110,0
UF(AB2)	0,300	0,253	Rec.	45,6	A	Ct - W	0,3	73	37	90	0,48	2,2	200	3,0	No fracture	46,0	173,0
UF(AB3)	0,300	0,253	Rec.	41,9	A	Ct - W	0,6	73	37	90	0,48	2,2	200	3,0	No fracture	82,0	209,0
UF(AB4)	0,300	0,253	Rec.	41,9	A	Ct - W	0,6	73	37	90	0,48	2,2	200	3,0	No fracture	97,0	224,0
UF(AB5)	0,300	0,253	Rec.	42,7	A	Ct - W	1,0	73	37	90	0,48	2,2	200	3,0	No fracture	127,0	254,0
UF(AB8)	0,600	0,253	Rec.	43,5	A	Ct - W	0,5	73	37	90	0,24	2,2	200	3,0	No fracture	140,0	424,0
UF(AB9)	0,450	0,390	Rec.	39,9	A	Ct - W	0,6	73	37	90	0,32	2,2	200	3,0	No fracture	163,0	379,0
UF(AB10)	0,550	0,490	Rec.	39,9	A	Ct - W	0,5	73	37	90	0,26	2,1	200	3,0	fracture	294,0	569,0
UF(AB11)	0,550	0,490	Rec.	40,6	A	Ct - W	1,1	73	37	90	0,26	2,1	200	3,0	No fracture	387,0	662,0
FS(S-2)	0,600	0,510	Rec.	30,0	C	Ct - W	0,6	240	16	90	0,13	3,6	200	2,5	fracture	242,0	691,0
FS(S-3)	0,600	0,510	Rec.	30,0	C	Ct - W	1,1	240	16	90	0,13	3,6	200	2,5	fracture	346,0	795,0
FS(S-4)	0,600	0,510	Rec.	30,0	C	Ct - W	1,7	240	16	90	0,13	3,6	200	2,5	No fracture	493,0	942,0
AM(CF045)	0,200	0,340	Rec.	24,8	C	St - W	0,3	230	15	90	0,19	2,8	188	1,5	No fracture	35,0	236,0
AM(CF064)	0,200	0,340	Rec.	24,9	C	St - W	0,5	230	15	90	0,19	2,8	188	1,5	No fracture	61,0	262,0
AM(CF097)	0,200	0,340	Rec.	25,2	C	St - W	0,8	230	15	90	0,19	2,8	188	1,5	No fracture	106,0	307,0
AM(CF131)	0,200	0,340	Rec.	25,4	C	St - W	1,1	230	15	90	0,19	2,8	188	1,5	No fracture	157,0	358,0

B=Berset(1992) ; U=Uji(1992) ; AS=Al-Sulaimani (1994); CJ=Chajes(1995) ; SU=Sato (1996) ; MI=Miyauchi (1997) ; TK=Taerwe (1997)  
 SUK=Sato (1997) ; UF=Umezue (1997) ; FS=Funakawa (1997) ; AM=Araki (1997)

A:aramide ; G: verre ; C: carbone ; Ct: continue ; St: bandes ; S: parois seulement ; W: enveloppes.

## Données expérimentales sur le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP - Suite

Spécimen	b <sub>w</sub> (m)	d (m)	Sec.	f <sub>c</sub> (MPa)	Fibres	Config	P <sub>FRP</sub> (10 <sup>-3</sup> )	E <sub>FRP</sub> (GPa)	ε <sub>t,u</sub> (10 <sup>-3</sup> )	β (deg)	ρ <sub>s</sub> %	ρ <sub>w</sub> %	E <sub>s</sub>	a/d	Mode de rupture	V (FRP) (KN)	V (Total) (KN)
AM(CF243)	0,200	0,340	Rec.	25,6	C	St - W	2,2	230	15	90	0,19	2,84	188	1,5	No fracture	206,0	407,0
AM(AF060)	0,200	0,340	Rec.	25,8	A	St - W	0,6	87	28	90	0,19	2,84	188	1,5	No fracture	36,0	237,0
AM(AF090)	0,200	0,340	Rec.	25,9	A	St - W	1,0	87	28	90	0,19	2,84	188	1,5	No fracture	58,0	259,0
AM(AF120)	0,200	0,340	Rec.	26,1	A	St - W	1,4	87	28	90	0,19	2,84	188	1,5	No fracture	111,0	312,0
T(S4)	0,180	0,460	Rec.	48,5	C	Ct - S	8,9	71	10	45	0	1,94	200	2,6	fracture	211,0	331,0
T(SR1)	0,180	0,460	Rec.	53,8	C	St - S	4,4	71	10	45	0	1,94	200	3,5	debonded	89,0	195,0
T(SR2)	0,180	0,460	Rec.	52,7	C	Ct - S	8,9	71	10	45	0	1,94	200	2,6	debonded	123,0	243,0
MT(A)	0,150	0,220	Rec.	28,5	C	Ct - W	3,7	230	15	90	0,26	1,2	200	1,1	fracture	40,2	134,4
MT(B)	0,150	0,220	Rec.	28,5	C	Ct - W	3,7	230	15	90	0,26	1,2	200	1,1	fracture	43,2	137,3
MT(C)	0,150	0,220	Rec.	28,5	C	Ct - W	3,7	230	15	90	0,26	1,2	200	1,1	fracture	34,5	128,5
MT(D)	0,150	0,220	Rec.	28,5	C	Ct - W	3,7	230	15	90	0,26	1,2	200	1,6	fracture	55,4	126,5
MT(E)	0,150	0,220	Rec.	28,5	C	Ct - W	3,7	230	15	90	0,26	1,2	200	1,6	fracture	38,0	108,9
MT(F)	0,150	0,220	Rec.	28,5	C	Ct - W	3,7	230	15	90	0,26	1,2	200	1,6	fracture	18,0	88,8
TR(S1a)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	2,2	235	14	90	0	1,44	200	3,2	debonded	13,6	21,8
TR(S1b)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	2,2	235	14	90	0	1,44	200	3,2	debonded	11,3	19,5
TR(S2a)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	3,3	235	14	90	0	1,44	200	3,2	debonded	15,9	24,1
TR(S2b)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	3,3	235	14	90	0	1,44	200	3,2	debonded	12,9	21,1
TR(S3a)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	4,4	235	14	90	0	1,44	200	3,2	debonded	13,2	21,4
TR(S3b)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	4,4	235	14	90	0	1,44	200	3,2	debonded	10,6	18,8
TR(S1-45)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	2,2	235	14	45	0	1,44	200	3,2	debonded	14,1	22,3
TR(S2-45)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	3,3	235	14	45	0	1,44	200	3,2	debonded	15,5	23,7
TR(S3-45)	0,070	0,100	Rec.	30,0	C	St - S	4,4	235	14	45	0	1,44	200	3,2	debonded	12,2	20,4
CH1(RS90)	0,150	0,220	Rec.	35,0	C	St-S	6,7	150	14	90	0,19	1,82	200	2,5	debonded	76,0	182,5
CH1(RS135)	0,150	0,220	Rec.	35,0	C	St-S	6,7	150	14	135	0,19	1,82	200	2,5	debonded	87,0	193,5
KH3(SO3-2)	0,150	0,260	Rec.	27,5	C	St - U	0,9	228	16	90	0	4,2	200	3,0	debonded	54,0	131,0
KH3(SO3-3)	0,150	0,260	Rec.	27,5	C	St - U	1,3	228	16	90	0	4,2	200	3,0	debonded	56,5	133,5
KH3(SO3-4)	0,150	0,260	Rec.	27,5	C	Ct - U	2,2	228	16	90	0	4,2	200	3,0	debonded	67,5	144,5
KH3(SO4-2)	0,150	0,260	Rec.	27,5	C	St - U	0,9	228	16	90	0	4,2	200	4,0	debonded	62,5	127,5
KH1(CO2)	0,150	0,260	Rec.	20,5	C	St - U	0,9	228	16	90	0	4	200	3,6	debonded	40,0	88,0
KH1(CO3)	0,150	0,260	Rec.	20,5	C	Ct - U	2,2	228	16	90	0	4	200	3,6	debonded	65,0	113,0
KH2(BT2)	0,150	0,360	Té	35,0	C	Ct - U	2,2	228	16	90	0	2,28	200	3,0	debonded	65,0	155,0
KH2(BT3)	0,150	0,360	Té	35,0	C	Ct - U	4,4	228	16	90	0	2,28	200	3,0	debonded	67,5	157,5
KH2(BT4)	0,150	0,360	Té	35,0	C	St - U	0,9	228	16	90	0	2,28	200	3,0	debonded	72,0	162,0
KH2(BT5)	0,150	0,360	Té	35,0	C	St - S	0,9	228	16	90	0	2,28	200	3,0	debonded	31,5	121,5
DE(T6NS-C45)	0,140	0,540	Té	44,1	C	St - U	0,8	230	15	45	0	2,81	200	2,9	debonded	103,5	213,6
DE(T6S4-C90)	0,140	0,540	Té	44,1	C	St - U	0,8	230	15	90	0,10	2,81	200	2,9	debonded	85,3	272,8
DE(T6S4-G90)	0,140	0,540	Té	44,1	G	Ct - U	26,0	18	15	90	0,10	2,81	200	2,9	debonded	109,9	297,5
DE(T6S4-Tri)	0,140	0,540	Té	44,1	G	Ct - U	30,0	8	15	45	0,10	2,81	200	2,9	debonded	129,2	316,7
DE(T4NS-G90)	0,140	0,340	Té	29,0	G	Ct - U	26,0	18	15	90	0,00	4,46	200	3,2	debonded	43,6	159,0
DE(T4S4-G90)	0,140	0,340	Té	29,0	G	Ct - U	26,0	18	15	90	0,10	4,46	200	3,2	debonded	48,7	205,6
DE(T4S2-C45)	0,140	0,340	Té	29,0	C	St - U	0,8	230	15	45	0,20	4,46	200	3,2	debonded	17,8	219,1
DE(T4S2-G90)	0,140	0,340	Té	29,0	G	Ct - U	26,0	18	15	90	0,20	4,46	200	3,2	debonded	24,4	225,6
DE(T4S2-Tri)	0,140	0,340	Té	29,0	G	Ct - U	30,0	8	15	45	0,20	4,46	200	3,2	debonded	41,4	242,5
CH2(G5.5-1L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	2,4	231	16	90	1,10	3,6	203	2,0	fracture	31,2	320,2
CH2(G5.5-2L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	4,8	231	16	90	1,10	3,6	203	2,0	fracture	53,4	342,5
CH2(G8-1L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	2,4	231	16	90	0,76	3,6	203	2,0	fracture	31,2	298,0
CH2(G8-2L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	4,8	231	16	90	0,76	3,6	203	2,0	fracture	62,3	329,2
CH2(G8-3L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	7,1	231	16	90	0,76	3,6	203	2,0	fracture	84,6	351,4
CH2(G16-1L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	2,4	231	16	90	0,38	3,6	203	2,0	fracture	40,1	275,8
CH2(G16-2L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	4,8	231	16	90	0,38	3,6	203	2,0	fracture	84,6	320,3
CH2(G24-1L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	2,4	231	16	90	0,25	3,6	203	2,0	fracture	53,4	258,0
CH2(G24-2L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	4,8	231	16	90	0,25	3,6	203	2,0	fracture	49,0	253,6
CH2(G24-3L)	0,092	0,343	Té	37,9	C	Ct - U	7,1	231	16	90	0,25	3,6	203	2,0	fracture	53,4	258,0

AM=Araki (1997) ; T=Täljsten (1997) ; MT=Mitsui (1998) ; TR=Triantafillou (1998) ; CH1=Chaalla(1998-a)  
KH3=Khalifa (1999) ; KH1=Khalifa (1999) ; KH2=Khalifa (2000) ; DE=Deniaud(2001) ; Chaalla (2002)

A:aramide ; G: verre ; C: carbone ; Ct: continue; St: bandes ; S: parois seulement ; W: enveloppes.

## Données sur le renforcement en cisaillement à l'aide de FRP - Suite

Spécimen	$b_w$ (m)	$d$ (m)	Sec.	$f_c$ (MPa)	Fibres	Config	$\rho_{FRP}$ ( $10^{-3}$ )	$E_{FRP}$ (GPa)	$\epsilon_{t,u}$ ( $10^{-3}$ )	$\beta$ (deg)	$\rho_a$ %	$\rho_w$ %	$E_s$	a/d	Mode de rupture	V (FRP) (KN)	V (Total) (KN)
JS2A	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	2,2	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	26,5	235,5
JS2B	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	2,2	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	20,6	232,9
JS3A	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	2,2	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	82,9	291,9
JS3B	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	2,2	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	63,0	275,4
JS4A	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	4,3	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	32,5	241,5
JS4B	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	4,3	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	0,0	206,3
JS5A	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	4,3	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	68,3	277,3
JS5B	0,152	0,356	Té	20,7	C	Ct - U	4,3	228	17	90	0	0,5	200	2,4	debonding	53,0	265,4
JS6A	0,152	0,356	Té	20,7	A	Ct - U	7,9	117	13	90	0	0,5	200	2,4	debonding	59,1	268,0
JS6B	0,152	0,356	Té	20,7	A	Ct - U	7,9	117	13	90	0	0,5	200	2,4	debonding	26,6	238,9
B <sub>80-1</sub>	0,130	0,280	Rect	38,0	C	Ct - S	23,0	15	14	45	0,06	1,1	210	2,9	no fracture	16,0	43,3
B <sub>80-2</sub>	0,130	0,280	Rect	38,0	C	Ct - S	23,0	15	14	45	0,06	1,1	210	2,9	no fracture	31,3	58,7
B <sub>40-1</sub>	0,130	0,280	Rect	38,0	C	Ct - S	23,0	15	14	45	0,11	1,1	210	2,9	no fracture	14,0	42,7
B <sub>20-1</sub>	0,130	0,280	Rect	38,0	C	Ct - S	23,0	15	14	45	0,22	1,1	210	2,9	no fracture	10,0	50,7
B <sub>20-2</sub>	0,130	0,280	Rect	38,0	C	Ct - S	23,0	15	14	45	0,22	1,1	210	2,9	no fracture	18,0	58,7
B <sub>10-1</sub>	0,130	0,280	Rect	38,0	C	Ct - S	23,0	15	14	45	0,44	1,1	210	2,9	no fracture	0,0	58,7
RC1	0,180	0,465	Rect	67,4	C	Ct - U	1,2	234	19	45	0	2,9	200	2,7	no fracture	182,0	306,0
C1	0,180	0,465	Rect	67,4	C	Ct - U	0,8	234	19	45	0	2,9	200	2,7	fracture	122,6	246,7
C2	0,180	0,465	Rect	71,4	C	Ct - U	1,2	234	19	45	0	2,9	200	2,7	no fracture	133,2	257,2
C3	0,180	0,465	Rect	58,7	C	Ct - U	1,2	234	19	90	0	2,9	200	2,7	no fracture	136,6	260,6
C4	0,180	0,465	Rect	58,7	C	Ct - U	1,2	234	19	0	0	2,9	200	2,7	debonding	30,0	154,1
C5	0,180	0,465	Rect	71,4	C	Ct - U	1,8	234	19	45	0	2,9	200	2,7	no fracture	210,3	334,3
PU <sub>1</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, U	1,3	105	13	90	0,15	0,6	210	2,1	debonding	32,5	142,5
PU <sub>2</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, U	1,1	105	13	90	0,15	0,6	210	2,1	debonding	20,0	130,0
PU <sub>3</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, U	0,9	105	13	45	0,15	0,6	210	2,1	debonding	44,5	154,5
PU <sub>4</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, U	0,8	105	13	45	0,15	0,6	210	2,1	debonding	40,0	150,0
PC <sub>1</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, W	1,3	105	13	90	0,15	0,6	210	2,1	fracture	67,5	177,5
PC <sub>2</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, W	1,1	105	13	90	0,15	0,6	210	2,1	fracture	45,0	155,0
PC <sub>3</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, W	0,9	105	13	45	0,15	0,6	210	2,1	fracture	35,5	145,5
PC <sub>4</sub>	0,130	0,425	Rect	38,0	C	St, W	0,8	105	13	45	0,15	0,6	210	2,1	fracture	22,0	132,0

JS = Micelli (2002) ; B = Li (2002) ; C = Taljsten (2003) ; PU = Diagona (2003)

A:aramide ; G: verre ; C: carbone ; Ct: continue; St: bandes ; S: parois seulement ; W: enveloppes.

## **ANNEXE 2**

### **COMPOSITION DU BÉTON**

DEMIX BÉTON

Date: 16 Septembre 2002  
Réf.: 4091-1

DOSAGE DES MÉLANGES

Par :



ETS

1100, rue Notre-Dame Ouest  
Montréal, Qué.  
H3C 1K3Béton certifié BNC  
selon NQ 2621-900  
certificat # 390

Projet: Laboratoire de l'ETS

Usine	: 01 Longueuil
Numéro de mélange	: S2051210
Classe de béton	: 20 MPa
Gros granulats	: 14 mm
Affaissement $\pm$ 20 mm	: 80 mm
Pourcentage d'air	: ....
Rapport eau/ciment	: .72
Usage	: Réparation

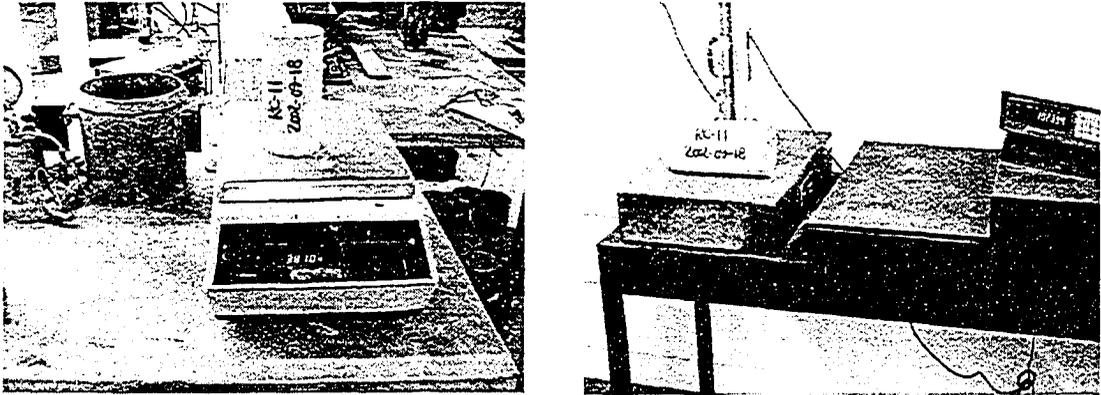
Ingrédients	Provenance - Source	Dosage kg/m <sup>3</sup>	Densité	Volume m <sup>3</sup>
Ciment type 10	CSL - Joliette	: 255	3.15	0.081
Eau		: 184	1.00	0.184
Sable naturel	Lépine - St-Félix Valois	: 1029	2.70	0.381
Pierre 5-14 mm	Carrières St-Dominique ltée	: 908	2.76	0.329
Réducteur d'eau (BUCON WR)	Euclid	: 150 ml/100kg c		0.000
Volume d'air				0.030
Masse volumique ( 3.0% d'air, 80mm d'aff.)		: 2,360		
Volume théorique total				1.005

Les masses des granulats sont aux conditions saturées et surfaces sèches.

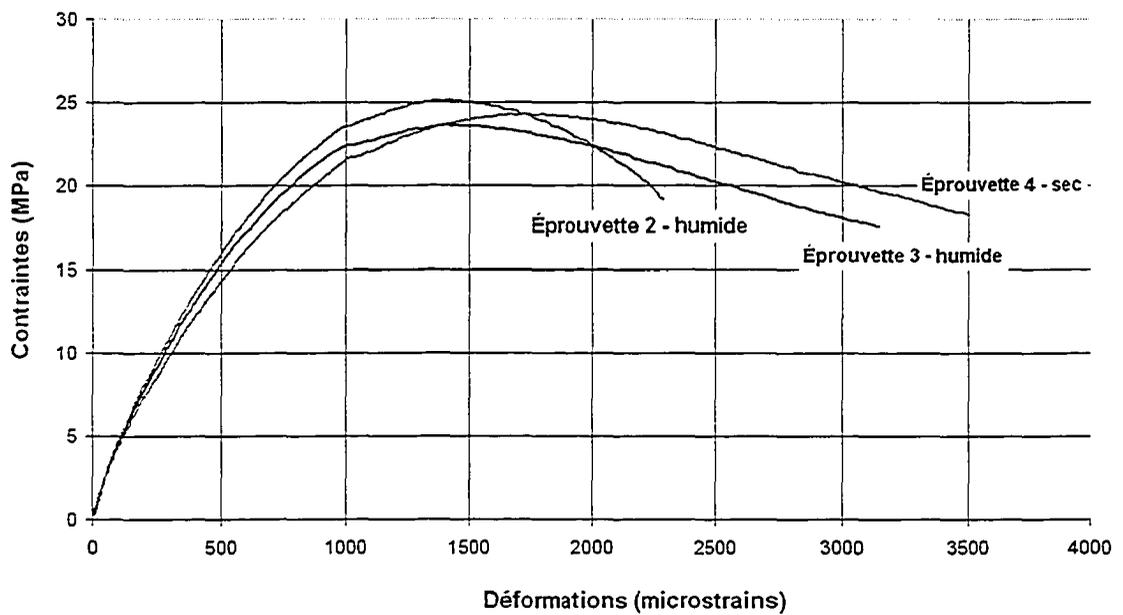
Retardateur de prise pour 2 heures Bucon 727 Euclid au dosage de  
75ml/100 kg de ciment pourra être ajouté (à vos frais).

## **ANNEXE 3**

### **Caractérisation du béton : essai en compression simple**



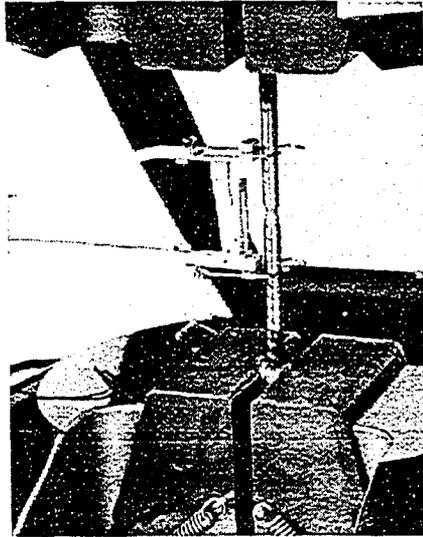
(a) Préparation des éprouvettes



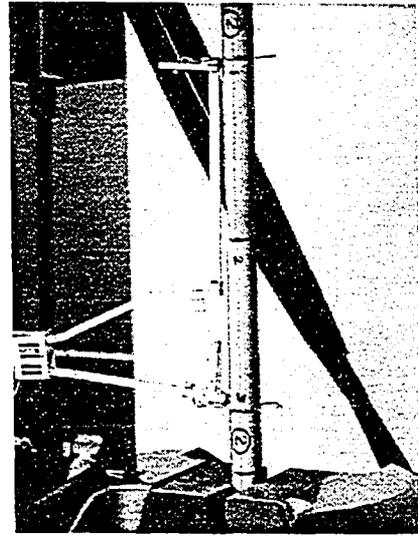
(b) Courbes Contrainte-déformation du béton en compression simple

## **ANNEXE 4**

### **Caractérisation de l'acier d'armature**

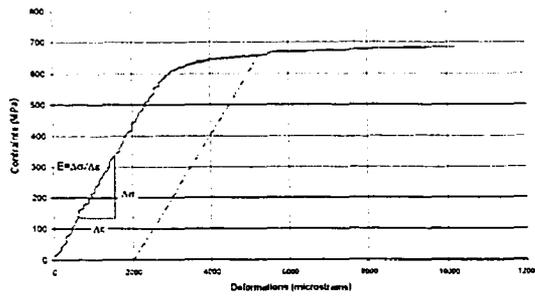


(a) Éprouvette de la barre transversale  $\phi 8$  à la rupture

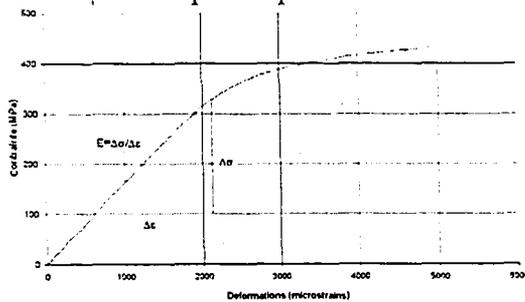


(b) Éprouvette de la barre longitudinale 25M à la rupture

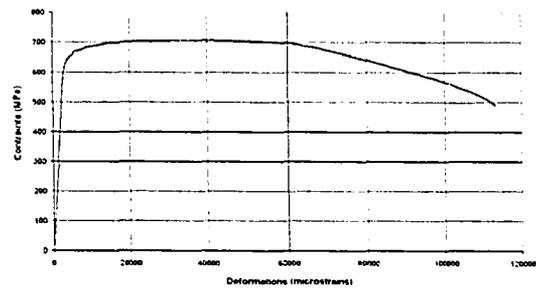
Essais de traction simple de l'acier d'armature



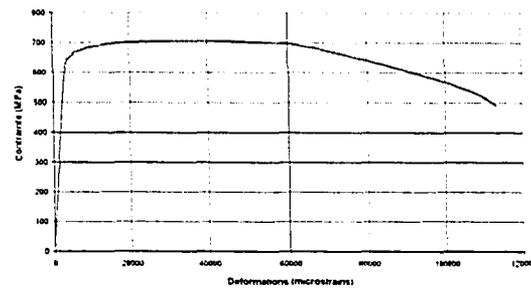
$\phi 8$  : Jusqu'à la plastification



$\phi 4.5$  : Jusqu'à la plastification

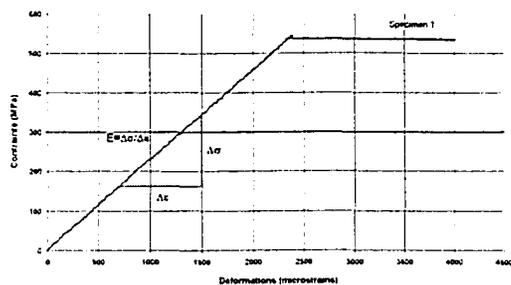


$\phi 8$  : Jusqu'à la rupture

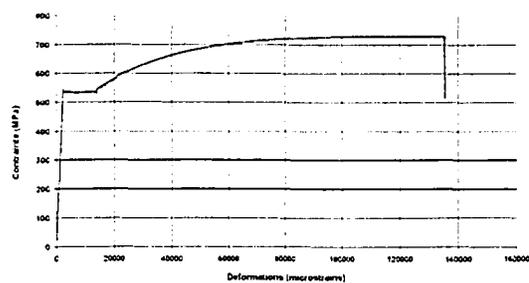


$\phi 4.5$  : Jusqu'à la rupture

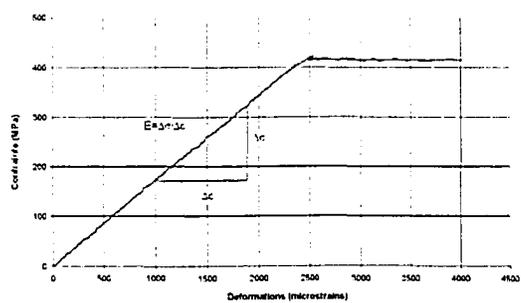
Courbes Contrainte-déformation des barres d'armature transversale



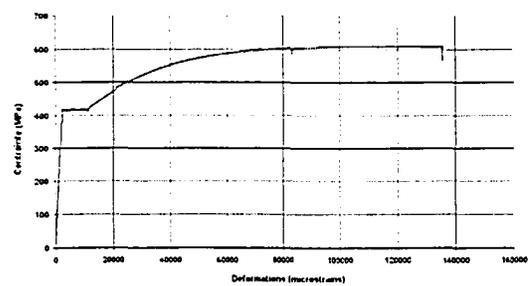
25M : Jusqu'à la plastification



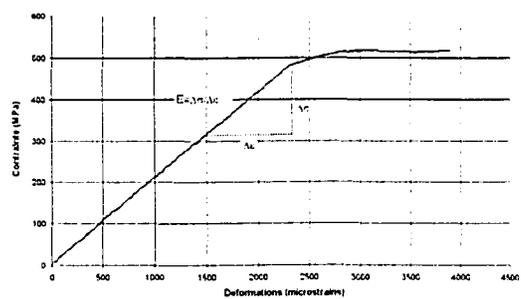
25M : Jusqu'à la rupture



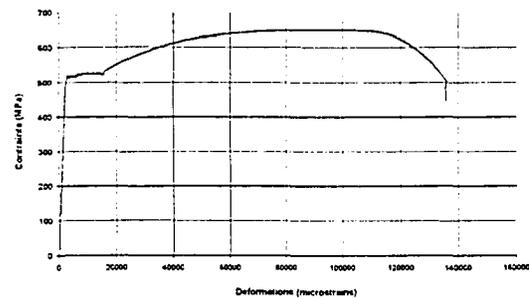
15M : Jusqu'à la plastification



15M : Jusqu'à la rupture



10M : Jusqu'à la plastification



10M : Jusqu'à la rupture

Courbes Contrainte-déformation des barres d'armature transversale

## **ANNEXE 5**

### **Spécifications du FRP utilisé**

## MatWeb.com, The Online Materials Database

### Thornel® Carbon Fiber T-300 12K, Polyacrylonitrile (PAN) Precursor

Subcategory: Carbon; Carbon Fiber; Composite Fibers

Key Words: Carbon Fibre; BP Amoco Performance Products, Inc.

**Material Notes:**

Data provided by the manufacturer, Amoco Performance Products, Inc.

Continuous length, high strength, high modulus fiber made from a polyacrylonitrile precursor. The fiber surface has been treated to increase the interlaminar shear strength in a resin matrix composite.

12000 filaments/strand, 92% carbon assay, 7 µm filament diameter, 1.26 m/g yield, 0 tpm twist, 0.452 mm<sup>2</sup> fiber area in yarn cross section.

Physical Properties	Metric	English	Comments
Density	1.76 g/cc	0.0536 lb/in <sup>3</sup>	
Specific Surface Area	0.45 m <sup>2</sup> /g	0.45 m <sup>2</sup> /g	
<b>Mechanical Properties</b>			
Tensile Strength, Ultimate	3650 MPa	529000 psi	
Elongation at Break	1.4 %	1.4 %	
Modulus of Elasticity	231 GPa	33500 ksi	In Tension
<b>Electrical Properties</b>			
Electrical Resistivity	0.0018 ohm-cm	0.0018 ohm-cm	
<b>Thermal Properties</b>			
CTE, linear 20°C	-0.6 um/m-°C	-0.333 µin/in-°F	
Thermal Conductivity	8.5 W/m-K	59 BTU-in/hr-ft <sup>2</sup> -°F	

Copyright 1996-2003 by Automation Creations, Inc. The information provided by MatWeb is intended for personal, non-commercial use. The contents, results, and technical data from this site may not be reproduced either electronically, photographically or substantively without permission from Automation Creations, Inc. No warranty, neither expressed nor implied, is given regarding the accuracy of this information. The user assumes all risk and liability in connection with the use of information from MatWeb.

## **ANNEXE 6**

### **Spécifications de la colle utilisée**




---

**PR2032**  
**Laminating**  
**Resin**

---

## LAMINATING SYSTEMS FOR COMPOSITE PARTS

### DESCRIPTION

PR2032 is a medium viscosity, unfilled, light amber laminating resin that is designed for structural production applications. When used with the three hardeners listed here, the combinations provide excellent wet-out of fiberglass, carbon and aramid fibers. Special additives have been incorporated into these products to promote chemical adhesion to fabrics made with these fibers. Typical applications include aircraft and sail plane skins and structural components, auto bodies, casements and prototype parts.

Hardeners PH3660 and PH3665 are the standard production hardeners for fabricating composite parts. PH3660 has a one hour working time, and PH3665 has been developed to provide a longer working time for larger and/or more complicated laminates when needed. Both of these hardeners will cure completely at room temperature without additional heat. PH3630 is a faster setting hardener for smaller laminates which also works very well for patching and repairs. PH3630 has a similar viscosity to PH3660 and PH3665, so handling will be the same, except for the faster cure.

These products can be considered low toxicity materials that have minimum hazard potential when used properly and in a clean and responsible manner. PR2032 does not contain any hazardous diluents or extenders. Hardeners PH3630, PH3660 and PH3665 do not contain methylene dianiline (MDA), or other potentially harmful aniline derivatives. Neither the resin or the hardeners will crystallize in normal shipping and storage conditions, including refrigerated storage. Both components have excellent moisture resistance, for minimal problems in high humidity environments.

### PRODUCT SPECIFICATIONS

	PR2032	PH3660	Test method
Color	Lt. Amber	Amber	Visual
Viscosity	1,650 cps	190-200 cps	ASTM D2393
Specific Gravity	1.15	0.96	ASTM D1475
Pot Life, 4 fl. oz. mass	—	1 hour	ASTM D2471
Mix ratio, By Weight	—	100:27	Manufacturer
By Volume	—	3 to 1	

### HANDLING & CURING

PH3660 and PH3665 are the hardeners typically used to fabricate larger composite parts. PH3660 has a one hour working time, and can be used for all sizes of parts using the contact layup method of fabrication. If the vacuum bagging technique is being used, PH3660 should only be used for smaller parts. Hardener

PH3665 has a longer working time that is useful for vacuum bagging larger parts before the resin has gelled. Hardener PH3630 is intended for smaller laminates, fast re-pairs, or additions to a primary structure.

With hardener PH3630, plan to allow the laminate to cure 18 to 24 hours, at a minimum of 72 F before removing the structure from the mold. With hardeners PH3660 and P-H3665, allow at least 24 hours before demolding to prevent distortion. This can be accelerated by applying heat after the resin has gelled. Be careful using heat guns and lamps, as they tend to concentrate heat, producing localized hot spots which can damage the epoxy. These systems can be cured at ambient temperatures, or given an elevated temperature cure. The higher the curing temperature is, the higher the resulting service temperature. With a higher temperature cure, a safe service temperature well over 200 F can be obtained.

## TECHNICAL DATA

		PR2032/PH3660	Test Method
Mix Ratio	By Weight	100:27	Manufacturer
	By Volume	3 to 1	
Color		Light Amber	Visual
Mixed Viscosity, centipoise @ 77°F		900-950 cps	ASTM D2395
Pot Life, 4 fluid ounces mix		1 hour	ASTM D2471
Cured Hardness, Shore D		88D	ASTM D2240
Specific Gravity, mass./cc		1.11	ASTM D1475
Density	lb./cu.in.	0.0401	ASTM D792
	lb./gallon	9.26	
Specific Volume, cu. in./lb.		25	ASTM D792
Tensile Strength, psi <sup>(1)</sup>		45,170 psi	ASTM D638
Elongation <sup>(1)</sup>		1.96%	ASTM D638
Tensile Modulus, psi <sup>(1)</sup>		2.62 x 10 <sup>6</sup> psi	ASTM D638
Flexural Strength, psi <sup>(1)</sup>		62,285 psi	ASTM D790
Flexural Modulus, psi <sup>(1)</sup>		2.56 x 10 <sup>6</sup> psi	ASTM D790
Glass Transition Temperature (T <sub>g</sub> )		196°F	TMA
Coefficient of Thermal Expansion Range: 100°F - 150°F		4.3 x 10 <sup>-5</sup> in./in./°F	ASTM D696

(1) Properties derived with 10 ply laminate, hand lay-up, Style 181 glass fabric, 55% glass content.

## SAFETY and HANDLING

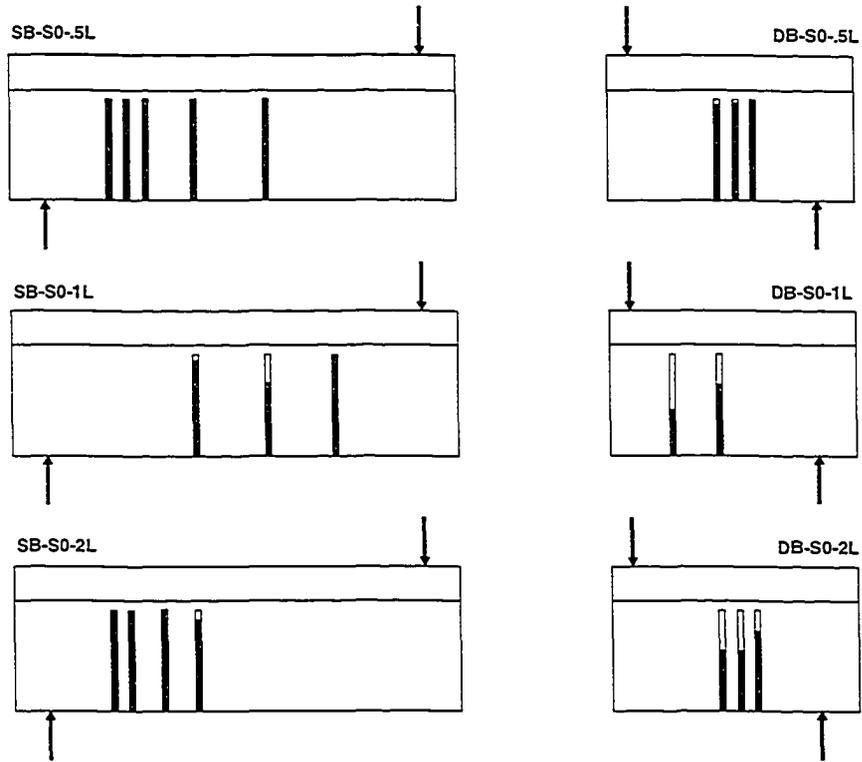
These products are designed to offer the user high performance products with minimum hazard potential when properly used. Generally, these resins and hardeners will prevent the harmful problems if proper exercise care is taken to protect the skin and eyes, and if good ventilation is provided in the work area. However, all epoxy resins and hardeners can be irritating to the skin, and prolonged contact may result in sensitization; and breathing of mist or vapors may cause allergic respiratory reaction, especially in highly sensitive individuals. As such, avoid contact with eyes and skin, and avoid breathing vapors.

Wear protective rubber apron, clothing, gloves, face shield or other items as required to prevent contact with the skin. In case of skin contact, immediately wash with soap and water, followed by a rinse of the area with vinegar, and then a further wash with soap and water. The vinegar will neutralize the hardener and lessen the chances of long term effects. Use goggles, a face shield, safety glasses or other items as required to prevent contact with the eyes. If material gets into the eyes, immediately flush with water for at least 15 minutes and call a physician.

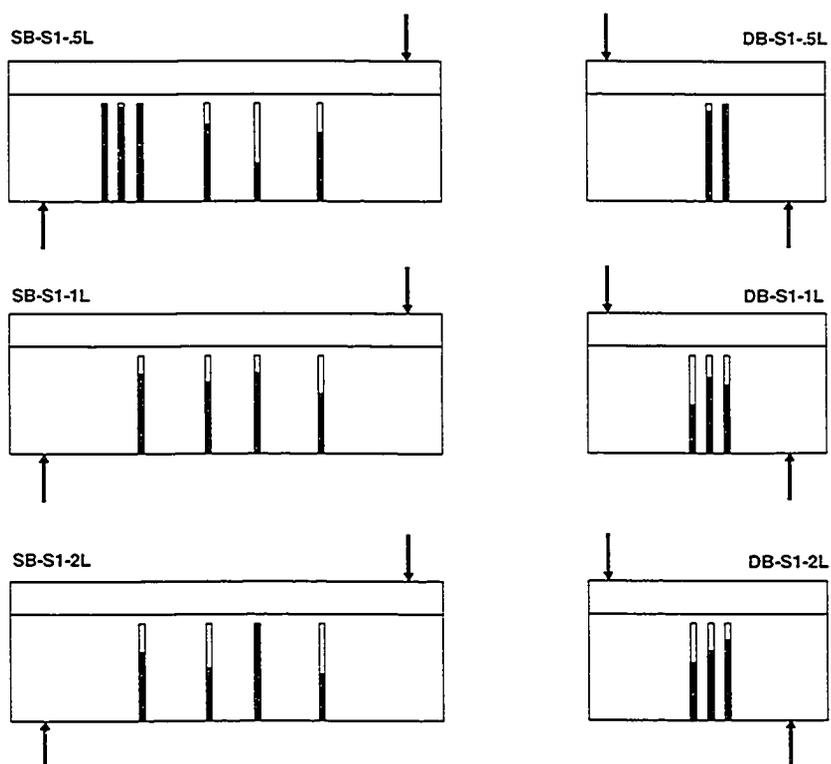
Generally, keep the area as clean and uncluttered as possible, and clean up any minor spills immediately to prevent accidental skin contact at a later time. Keep tools clean and properly stored. Dispose of trash and empty containers in the proper receptacle. Do not use any of these types of products until Material Safety Data Sheets have been read and understood.

## **ANNEXE 7**

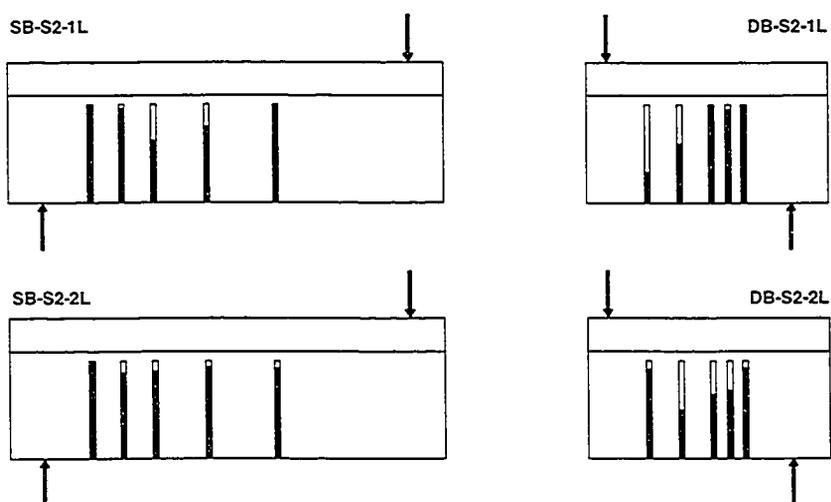
**Efforts correspondants à l'interruption des déformations dans le CFRP**



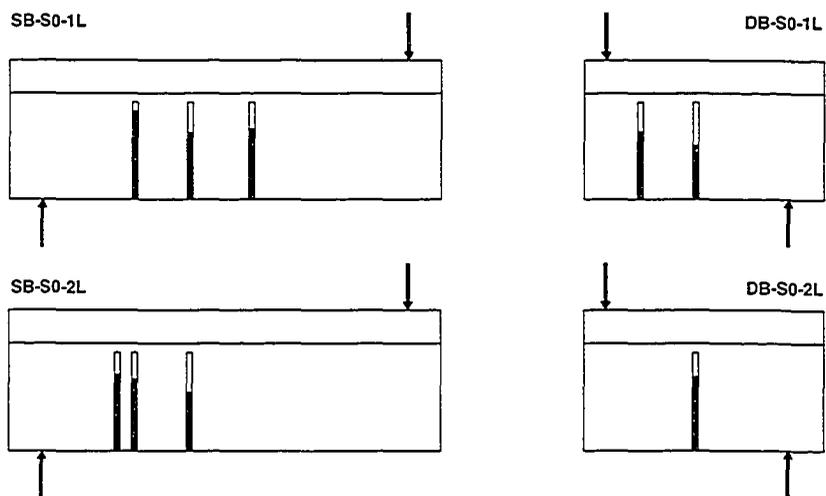
Phase 1 – Série S0



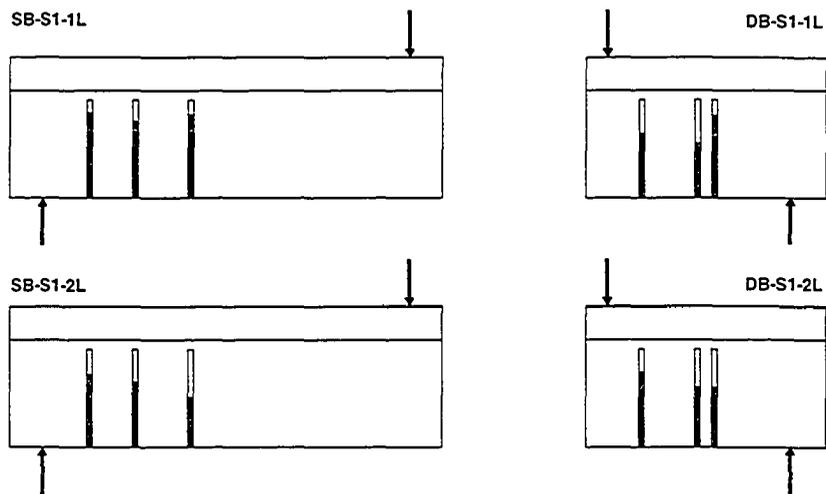
Phase 1 – Série S1



Phase 1 – Série S2



**Phase 2 – Série S0**



**Phase 2 – Série S1**

## BIBLIOGRAPHIE

ACI-318 (2002). Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

ACI Committee 440. (2000). State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

ACI Committee 440.2R-02. (2002). Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

ASCE-ACI Task Committee 446. (1973). The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 99(6), pp. 1091-1187.

ASCE-ACI Task Committee 445. (1998). Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 124(12), pp. 1375-1417.

Al-Sulaimani, G.J., Sharif, A., Basanbul, I.A., Baluch, M.H., Ghaleb, B.N. (1994). Shear Repair for Reinforced Concrete by Fiberglass Plate Bonding. *ACI Structural Journal*, 91(3), pp. 458-464.

Araki, N., Matsuzaki, Y., Nakano, K., Kataoka, T., Fukuyama, H. (1997). Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 515-522.

Badoux, M. (2001). Vulnérabilité Sismique du Bâti Existant Suisse. *Bulletin Technique de la Suisse Romande – Ingénieurs et Architectes Suisses*, 12, pp. 222-227.

Bakis, C.E., Bank, L.C., Brown, V.L., Cosenza, E., Davalos, J.F., Lesko, J.J., Machida, A., Rizkalla, S.H., Triantafillou, T.C. (2002). Fiber-Reinforced Polymer Composites for Construction – State-of-the-Art Review. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 6(2), pp. 73-187.

Balsamo, A., Coppola, L., Zaffaroni, P. (2001). FRP in Construction: Applications, Advantages, Barriers and Perspectives. *Proc. of the International Workshop on Composites in Construction: A Reality*. Capri, Italy, July 20-21. Edited by Cosenza, E., Manfredi, G., Nanni, A. ASCE, Reston, Virginia, pp. 58-64.

Barrau, J.J., Laroze, S. (1990). Structures en Matériaux Composites. *Techniques de l'ingénieur*, Volume BAD, Article 5080.

- Bazant, Z.P., Yu, Q. (2003). Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups. ITI Report, submitted to ACI Committee 445, Shear and Torsion, [en ligne], <http://www.iti.northwestern.edu/research/projects/bazant/size.html>, consulté le 02 juillet 2005.
- Bazant, Z.P. (1997). Fracture Truss Model: Size Effect in Shear Failure of reinforced Concrete. *J. of Engineering Mechanics*, ASCE, 123(12), pp.1276-1288.
- Bazant, Z.P., Osbolt, J., Eligehausen, R. (1994). Fracture Size Effect : Review of Evidence for Concrete Structures. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 120(8), pp. 2377-2398
- Bazant, Z.P., Kim, J-K. (1984). Size Effect in Shear Failure of Longitudinally reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, 81(5), pp. 456-468.
- Bédard, C. (1992). Composite Reinforcing Bars : Assessing Their Use in Construction. *J. of Concrete International*, ACI, 14(1), pp. 55-59.
- Beeby, A.W., Narayanan, R.S. (1995). Designers' Handbook to Eurocode 2, Part 1.1: Design of Concrete Structures. London: Thomas Telford Services.
- Benz, E.C. (2005). Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength Size Effect for Members without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 102(2), pp. 232-241.
- Berset, J.-D. (1992). Strengthening of Reinforced Concrete Beams for Shear Using FRP Composites. MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston, Massachusetts, USA. 105 p.
- Bizindavyi, L. (2000). Étude Expérimentale et Analytique du Comportement de l'Interface entre les Structures en Béton Armé et les Plaques de Renfort Externe en Polymères Renforcés de Fibres. Thèse de Doctorat, Département de Génie Civil, Université de Sherbrooke, Canada, 440 p.
- Bousselham, A. (2004). Renforcement en Cisaillement des Poutres en Béton Armé à l'aide de Matériaux Composites Avancés : Revue de la Littérature. Rapport No. ETS.DRSR-2004-03, 25 p.
- Bousselham, A., Chaallal, O., Hassan, M., Benmokrane, B. (2003). Shear Strengthening of Concrete Structures with FRP: A Critical Review of Code Design Provisions. 31<sup>th</sup> Annual Conf., Canadian Society of Civil Engineering, Moncton, Canada, CSCE Annual Conference, June 4-7, 2003.
- Brossens, K., Van Gemert, D. (1997). Anchoring Stresses Between Concrete and Carbon Fibre Reinforced Laminate. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-

- Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 271-278.
- Burgoyne C.J. (1999). Advanced composites in civil engineering in Europe. Structural Engineering International Reports, 4, pp 1-7.
- CEB-FIP. (1990). Model Code for Concrete Structures, MC 90, Lausanne: Comité Euro-International du Béton.
- Chaallal, O., Nollet, M.J, Perraton, D (1998-a). Shear Stengthening of RC Beams by Externally Bonded Side CFRP Strips. *J. of Composites for Construction*, ASCE, 2(2), pp. 111-114.
- Chaallal, O., Shahawy, M., Hassan, M. (2002). Performance of Reinforced Concrete T-Girders Strengthened in Shear with CFRP Fabrics. *ACI Structural Journal*, 99(3), pp. 335-343.
- Chajes, M.J., Januska, T.F., Mertz, D.R., Thomson, T.A., Finch, W.W. (1995). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composites Fabrics. *ACI Structural Journal*, ACI, 92(3), pp. 295-303.
- Chen, J.F., Teng., J.G. (2001). Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 127(7), pp. 784-791.
- Chen, J.F., Teng., J.G. (2003). Shear Capacity of Fiber-Reinforced Polymer Strengthened concrete beams: Fiber reinforced polymer rupture. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 129 (5), pp. 615-625.
- Clarke, J.L. (2000). The Use of Fibre Composites in Concrete Bridges : A State of the Art Review. Technical Guide No.3, Concrete Bridge Development Group.
- Colotti, V., Spadea, G., Swamy, R.N. (2004). Analytical Model to Evaluate Failure Behavior of Plated Reinforced Concrete Beams Strengthened for Shear. *ACI Structural Journal*, 101(6), pp. 755-764.
- Collins, M.P., Mitchell, D. (1991). Prestressed Concrete Structures. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P., Vecchio, F.J. (1996). A General Shear Design Method. *ACI Structural Journal*, 93(1), pp. 36-45.
- CSA Committee A23.3. (1994). Design of Concrete Structures. Rexdale, Ontario: Canadian Standards Association.

- CSA Committee S806. (2002). Design and construction of building components with fibre-reinforced polymer. Rexdale, Ontario: Canadian Standards Association.
- Deniaud, C., Cheng, J.J.R. (2001). Shear Behavior of Reinforced Concrete T-Beams with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Sheets. *ACI Structural Journal*, 98(3), pp. 386-394.
- Diagana, C., Li, A., Gedalia, B., Delmas, Y. (2003). Shear Strengthening Effectiveness with CFRP Strips. *Engineering Structures*, Elsevier, 25, pp. 507-516.
- EC2. (1992). Calcul des Structures en Béton, Partie 1-1: Règles Générales et Règles pour les Bâtiments. Bruxelles: Comité Européen de Normalisation.
- fib*-TG9.3. (2001). Design and Use of Externally Bonded Fiber Polymer Reinforcement (FRP EBR) for Reinforced Concrete Structures. Technical Report Prepared by EBR Working Party of Task Group 9.3, Bulletin 14.
- Foster, S.J., Malik, A.R. (2002). Evaluation of Efficiency Factor Models Used in Strut-and-Tie Modeling of Nonflexural Members. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 128(5), pp. 569-577.
- Funakawa, I., Shimono, K., Watanabe, T., Asada, S., Ushijima, S. (1997). Experimental Study on Shear Strengthening with Continuous Fiber Reinforcement Sheet and Methyl methacrylate Resin. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 491-498.
- Fukuyama, Hiroshi. (1999). FRP Composites in Japan. *J of Concrete International*, ACI, 21(10), pp. 29-32.
- Ghannoum, W. (1998). Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. MSc Thesis, Department of Civil and Applied Mechanics, McGill University. Montréal, Canada, 126 p.
- Hamelin, P. (2002). Renforcement des Ouvrages d'Art par Matériaux Composites. *Techniques de l'Ingénieur*, Volume AM, Article 5615.
- Hutchinson, R.L. (1999). The Use of Externally Bonded CFRP Sheets for Shear Strengthening of I-Shaped Prestressed Concrete Bridges Girders. PhD Thesis, Dept. of Civil and Geological Engineering, University of Manitoba, Canada, 270 p.
- ISIS Canada Design Manual 4. 2001. Strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fiber reinforced polymer (FRPs). The Canadian Network of Centers of Excellence on Intelligent Sensing of Innovative Structures, Winnipeg, Manitoba.

- Kachlakev, D., McCurry, D.D. (2000). Behavior of Full-Scale Reinforced Concrete Beams Retrofitted for Shear and Flexural with FRP Laminates. *Composites : Part B, Engineering*, 124(12), Elsevier, 31, pp. 445-452.
- Khalifa, A., Gold, W.J., Nanni, A., Abdelaziz, M.I. (1998). Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of Flexural Members. *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(4), pp. 195-203.
- Khalifa, A., Nanni, A. (1999). Rehabilitation of Rectangular Simply Supported RC Beams with Shear Deficiencies Using CFRP Composites. *Construction and Building Materials*, 16(3), pp. 135-146.
- Khalifa, A., Nanni, A. (2000). Improving Shear Capacity of Existing RC T-section Beams Using CFRP Composites. *Cement & Concrete Composites*, 22, pp. 165-174.
- Kim, J-K., Park, Y-D. (2003). Predictions of Shear Strength of reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 93(3), pp. 213-222.
- Krawczak, P. (1997). Essais des plastiques renforcées. *Techniques de l'ingénieur*, Volume AM5, Article 5405, 26 pp.
- Kuchma, D.A., Kim, K.S. (2001). Stress Limits and Minimum Reinforcement Requirements in Shear Design Provisions. *Prog. Struct. Engng. Mater.* Wiley, 3, pp. 317-325.
- Leblanc, M. (2000). Confinement de Colonnes de Béton Circulaires à l'aide de Fibres de Carbone. Mémoire de Maîtrise, Department de Génie de la Construction, École de technologie supérieure, Montréal, Canada.
- Li, A., Diagana, C., Delmas, Y. (2002). Shear Strengthening Effect by Bonded Composite on RC Beams. *Composites: Part B*, Elsevier, 33, pp. 225-239.
- Li, A., Assih, J., Delmas, Y. (2001). Shear Strengthening of RC Beams with Externally Bonded CFRP Sheets. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 27(4), pp. 374-380.
- Luyckx, J. (1999). Composites à Fibres de Carbone dans le Génie Civil. *Techniques de l'ingénieur*, Volume AM, Article 5620, 10 pp.
- MacGregor, J.G., Barlett, F.M. (2000). Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 1<sup>st</sup> Canadian Ed. Scarborough, Ont: Prentice Hall.
- MacGregor, J.G. (1988). Reinforced Concrete: Mechanics and Design. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.

- Maeda, T., Asano, Y., Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y. (1997). A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 279-286.
- Marti, P. (1986). Staggered Shear Design of Simply Supported Concrete Beams. *ACI Structural Journal*, 83(1), pp. 107-115.
- Matthys, S., Triantafillou, T. (2001). Shear and Torsion Strengthening with Externally Bonded FRP Reinforcement. *Proc. of the International Workshop on Composites in Construction: A Reality*. Capri, Italy, July 20-21. Edited by Cosensa, E., Manfredi, G., Nanni, A. ASCE, Reston, Virginia, pp. 203-210.
- mbrace. (2001): [en ligne] <http://www.mbtaus.com.au/mbrace/index.htm>. Consulté le 10 octobre 2001.
- Melchers, R.E. (2001). Assessment of Existing Structures: Approaches and Research Needs. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 127(4), pp. 406-411.
- Meier, U. (2000). Composite materials in bridge repair. *Applied Composites Materials*, 7, pp. 75-94.
- Micelli, F., Annaiah, R.H., Nanni, A. (2002). Strengthening of Short Shear Span Reinforced Concrete T Joists with Fiber-Reinforced Plastic Composites. *J. of Composites for Construction*, ASCE, 6(4), pp. 264-271.
- Mitsui, Y., Murakami, K., Takeda, K., Sakai, H. (1998). A Study on Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Beams Externally Bonded with Carbon Fiber Sheets. *Composites Interface*, 5(4), pp. 285-295.
- Miyauchi, K., Inoue, S., Nishibayashi, S., Tanaka, Y. (1997). Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam Strengthened with CFRP Sheet. Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.19, pp. 97-104
- Neale KW. (2000). FRPs for structural rehabilitation: A Survey of recent progress. *Prog. Struct. Engng. Mater*, Wiley, 2, pp. 133-138.
- Neale, K.W., Labossière, P. (1997). State-of-the-Art Report on Retrofitting and Strengthening by Continuous Fibre in Canada. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 25-39.

- Neubauer, U., Rostasy, F.S., (1997). Design Aspect of Concrete Structures Strengthened with Externally Bonded CFRP Plates. Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Structure Faults and Repairs, ECS Publication, Edinburgh, Scotland, 2, 109-118.
- Nielsen, M.P. (1984). Limit Analysis and Concrete Plasticity. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Nilson, A.H., Darwin, D., Dolan, C.W., (2004). Design of Concrete Structures (Thirteenth Ed.). New York: MacGraw-Hill.
- Norris, T., Saaddatmanesh, H., Ehsani, M.R. (1997). Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 123(7), pp. 903-911
- Ono, K., Matsumura, M., Sakanishi, S., Miyata, K., (1997). Strength Improvement of RC Bridge Piers by Carbon Fiber Sheet. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 563-570.
- Park, R., Paulay, T. (1975). Reinforced Concrete Structures. New York: wiley.
- Pellegrino, C., Modena, C. (2002). Fiber Reinforced Polymer Shear Stengthening of RC Beams with Transverse Steel Reinforcement. *J. of Composites for Construction*, ASCE, 6(2), pp. 104-111.
- Plevris, N., Triantafillou, T.C., Veneziano, D. (1995). Reliability of RC Members Strengthened with CFRP Laminates. *J. of Structural Engineering*, ASCE, 121(7), pp. 1037-1044.
- Pillai, S.U., Kirk, D.W., Erki, M.A. (1999). Reinforced Concrete Design (3<sup>rd</sup> Ed.). Ryerson: MacGraw-Hill.
- Powell, A.E. (2001). Re-building America's Infrastructure. *Civil Engineering*, ASCE, 71(9), pp 46-55.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. (1995). Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials*, Elsevier, 9(6), pp. 365-377
- Rahal, K.N., Collins, P.M. (1999). Background to the General Method of Shear Design in the 1994 CSA A23.3 Standard. *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC, 26, pp. 827-839.
- Regan, P.E. (1993). Research on Shear: A Benefit to Humanity or a waste of Time? *The Structural Engineer*, 71(19), pp. 337-347.

- Regan, P.E., Kennedy Reid, I.L. (2004). Shear Strength of RC Beams with Defective Stirrup Anchorages. *Magazine of Concrete Research*, 56(3), pp. 159-166.
- Rizkalla S, Hassan T, Hassan N. (2003). Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening. *Prog. Struct. Engng. Mater*, Wiley, 5, pp.16-28.
- Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., Tanaka, T. (1996). Shear Reinforcing Effect of Carbon Fiber Sheet Attached to Side of Reinforced Concrete Beam. Proceeding of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf, on Advanced Composite Materials in Bridges, ACMBS II, Montreal, August 1996, Ed. M.M.El-Badry. CSCE., pp. 621-637.
- Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., Ono, S. (1997). Ultimate Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams with Carbon Fiber Sheet. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 499-506.
- Schlaich, J., Schäfer, K. (1991). Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut and tie Models. *The Structural Engineer*, 69(6), pp. 113-125.
- Schlaich, J., Schäfer, K., Jennewein, M. (1987). Toward a Consistent Design of Structural Concrete. *J. of Prestressed Concrete Institute*, PCI, 32(3), pp. 74-150.
- Taerwe, L., Khalil, H., Matthys, S. (1997). Behaviour of RC Beams Strengthened in Shear by External CFRP Sheets. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 507-514.
- Täljsten, B., (1997). Strengthening of Concrete Structures for Shear with Bonded CFRP-Fabrics. Proceedings of the US-Canada-Europe Workshop on Bridge Engineering organized by EMPA, Zurich, , Switzerland, July 14-15, Ed. Meir, U., Betti, R., pp. 57-64
- Täljsten, B., (2003). Strengthening of Concrete Beams for Shear with CFRP Sheets. *Construction and Building Materials*, Elsevier, 17, pp. 15-26.
- Toutlemonde, F., Fouré, B., De Larrard, F. (2003). Vérification Concernant la Prise en Compte Réglementaire de Certaines Propriétés des Bétons à Hautes et Très Hautes Performances. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, 246(5), pp. 73-100.
- Triantafillou, T.C. (1998). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites. *ACI Structural Journal*, 95(2), pp. 107-115.
- Triantafillou, T.C., Antonopoulos, C.P. (2000). Design of concrete Flexural Members Strengthened in Shear With FRP. *J of Composites for Construction*, ASCE, 4(4), pp. 198-205.

- Tureyen, A.K., Frosch, R.J. (2003). Concrete Shear Strength: Another Perspective. *ACI Structural Journal*, ACI, 100 (5), pp. 609-615.
- Uji, K. (1992). Improving Shear Capacity of Existing Reinforced Concrete Members by Applying Carbon Fiber Sheets. Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.14, pp. 253-266.
- Umezu, K., Fujita, M., Nakai, H., Tamaki, K. (1997). Shear Behaviour of RC Beams With Aramid Fiber Sheet. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 14-16 Oct, Vol. 1, Japan Concrete Institute, pp. 491-498.
- Van Gemert, D. (1980). Force Transfer in Epoxy-Bonded Steel-Concrete Joints. *Int. J. of Adhesion and Adhesives*, 1, 67-72.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P. (1986). Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Structural Journal*, 83(2), pp. 219-231.
- Walter, R., Miehbradt, M. (1990). Dimensionnement des Structures en Béton – Bases et Technologie. *Traité de Génie Civil, Volume 7*. Lausanne : presses Polytechniques et Universitaires Romandes.
- Zsutty, T. (1971). Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data. *J. of American Concrete Institute*, 65(11), pp. 943-951.