

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ À L'EFFORT TRANCHANT	4
1.1 Problématique du cisaillement dans les poutres en béton armé.....	4
1.2 Fissuration et mode de rupture.....	6
1.3 Paramètres d'influence majeurs	8
CHAPITRE 2 MÉTHODES ET MODÈLES DE CALCUL.....	11
2.1 Introduction.....	11
2.2 Modèle de l'analogie du treillis (<i>Truss model</i>)	11
2.3 Théorie du champ de compression (<i>Compression field theory</i>)	14
2.4 Norme Canadienne (CSA A23.3-04).....	15
2.5 Norme Américaine (ACI 318-05).....	19
CHAPITRE 3 MÉTHODES DE RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ.....	20
3.1 Introduction.....	20
3.2 Renforcement en PRF collé en surface (<i>Externally Bonded</i>).....	20
3.3 Barres en PRF montées en surface dans des rainures (<i>Near Surface Mounted</i>).....	21
3.3.1 Présentation	21
3.3.2 Avantages/Inconvénients	23
3.3.3 Modes de rupture.....	24
3.3.4 Paramètres d'influence.....	25
3.3.5 Élément de conception (renforcement en cisaillement).....	25
3.3.6 Problème de l'adhérence	29
CHAPITRE 4 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE PRF	30
4.1 Généralités	30
4.2 Modes de rupture	30
4.3 Paramètres d'influence.....	34
CHAPITRE 5 CALCUL DES POUTRES RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF SELON DIFFÉRENTES NORMES.....	36
5.1 Généralités	36
5.2 Ajout de la contribution du PRF	36
5.3 Norme canadienne (CSA S806-02).....	36
5.4 Norme Canadienne (CSA S6-06).....	37
5.5 Norme américaine (ACI 440 – 2008)	39
5.6 Exemple de calcul de renforcement.....	40

CHAPITRE 6	PRÉSENTATION DE LA BASE DE DONNÉES	46
6.1	Introduction	46
6.2	Contexte des travaux à l'ÉTS	47
6.3	Nature des données contenues dans la base de données	47
CHAPITRE 7	TRAVAIL RÉALISÉ SUR LA BASE DE DONNÉES	51
7.1	La base de données avant les travaux	51
7.2	Processus de recherche	52
7.3	Travaux réalisés	53
CHAPITRE 8	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DE LA MISE À JOUR	54
8.1	Résultats obtenus	54
8.2	Propositions d'amélioration du logiciel d'acquisition	55
CHAPITRE 9	PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DE RENFORCEMENT ÉTS	58
9.1	Introduction	58
9.2	Présentation de la méthode ÉTS	59
CHAPITRE 10	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	62
10.1	Introduction	62
10.2	Description des spécimens	63
10.3	Matériaux	65
10.4	Instrumentation et banc d'essais	67
10.5	Procédure expérimentale	69
CHAPITRE 11	PRÉSENTATION DES RÉSULTATS	75
11.1	Résultats généraux	75
11.2	Résultats par série	77
11.3	Présentation des déformations	83
11.4	Présentation de la réponse en déflexion	87
CHAPITRE 12	DISCUSSION DES RÉSULTATS	90
12.1	Interprétation des résultats	90
12.2	Résultats concernant les aciers transversaux	91
12.3	Influence de l'espacement entre les aciers transversaux	92
12.4	Efficacité des méthodes	93
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		95
ANNEXE I	EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN RENFORCEMENT PAR LA MÉTHODE NSM D'APRÈS PARRETTI ET NANNI (2004)	99
ANNEXE II	DESCRIPTION DES ÉTAPES ANTÉRIEURES AUX TESTS	104
ANNEXE III	BIBLIOGRAPHIE UTILISÉE POUR LA MISE À JOUR DE LA BASE DE DONNÉES	121

ANNEXE IV	PROPOSITIONS D'AMÉLIORATION DU LOGICIEL D'ACQUISITION	124
BIBLIOGRAPHIE		130

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 3.1	Calcul à l'effort tranchant.....27
Tableau 4.1	Statistiques concernant la méthode EB de 1992 à 2009 selon la base de données de l'ÉTS33
Tableau 5.1	Contribution du béton et de l'acier transversal selon les différentes normes en vigueur.....42
Tableau 5.2	Contribution du PRF de l'exemple44
Tableau 5.3	Vérification des limites pour chaque norme45
Tableau 10.1	Désignation des spécimens63
Tableau 10.2	Espacement des étriers internes en acier dans les poutres65
Tableau 10.3	Caractéristiques du béton utilisé65
Tableau 10.4	Caractéristiques des aciers longitudinaux utilisés.....66
Tableau 10.5	Caractéristiques des barres utilisées (tests effectués à l'ÉTS).....66
Tableau 10.6	Caractéristiques de la résine utilisée.....67
Tableau 11.1	Résultats des séries de tests.....75
Tableau 11.2	Efficacité du PRF selon les différents modes de renforcement76

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Différence de mode de rupture entre flexion et cisaillement.....	5
Figure 1.2	Localisation des fissures de cisaillement.....	6
Figure 1.3	Différents modes de rupture en cisaillement en fonction du type de poutre	8
Figure 1.4	Influence de la taille du spécimen sur la résistance en cisaillement.....	9
Figure 2.1	Analogie du treillis.....	12
Figure 2.2	Illustration de l'équilibre du treillis.....	13
Figure 3.1	Différentes configurations de renforcement EB en cisaillement	21
Figure 3.2	Disposition pour la méthode NSM.....	23
Figure 3.3	Dimensions minimales des rainures.....	28
Figure 3.4	Exemples de barres à hautes adhérences en PRF.....	29
Figure 4.1	Modes de ruptures dans les poutres renforcées.....	32
Figure 4.2	Diagramme des statistiques concernant la méthode EB de 1992 à 2009 selon la base de données de l'ÉTS.....	33
Figure 5.1	Dimensions de la poutre de l'exemple.....	41
Figure 5.2	Choix du renfort pour l'exemple.....	43
Figure 6.1	Évolution de la recherche au cours des dernières années	46
Figure 6.2	Interface de commande du logiciel.....	50
Figure 7.1	Base de données avant travaux.....	52
Figure 8.1	Base de données après travaux.....	54
Figure 8.2	Évolution de la recherche au cours des dernières années	55
Figure 9.1	Vue en coupe d'un trou percé au sein de la poutre.....	60

Figure 9.2	Aspect du renforcement de l'ÉTS une fois la procédure terminée.	61
Figure 10.1	Section des spécimens testés : (a) sans étriers ; (b) avec étriers.	63
Figure 10.2	Emplacement des jauges sur les étriers (jauges numérotées 1, 2.....	68
Figure 10.3	Banc d'essais (vérin en position de chargement).....	69
Figure 10.4	Positionnement d'un spécimen sur le banc d'essais.	69
Figure 10.5	Position des rainures pour la méthode NSM.....	71
Figure 10.6	Poutre renforcée par la méthode NSM.....	71
Figure 10.7	Espacement entre les trous pour la méthode ÉTS.....	72
Figure 10.8	Disposition des barres instrumentées avant renforcement par la méthode ÉTS.....	73
Figure 10.9	Disposition des barres après renforcement par la méthode ÉTS.	73
Figure 10.10	Disposition des barres sur les différents	74
Figure 11.1	Propagation des fissures par derrière les barres de renfort NSM.....	78
Figure 11.2	Effritement du béton sur le spécimen F0-FE.	79
Figure 11.3	Écrasement à l'appui S1-FE.....	80
Figure 11.4	Rupture d'un étrier dans le spécimen S1-Control.....	81
Figure 11.5	Rupture après plastification d'un étrier dans le spécimen S3-FE.....	82
Figure 11.6	Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans les étriers pour la série S1.....	83
Figure 11.7	Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans les étriers pour la série S3.....	84
Figure 11.8	Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans le PRF pour la série S0.....	85
Figure 11.9	Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans le PRF pour la série S1.....	86
Figure 11.10	Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans le PRF pour la série S3.....	86

Figure 11.11	Charge en fonction du déplacement maximal pour la série S0.....	88
Figure 11.12	Charge en fonction du déplacement maximal pour la série S1.....	88
Figure 11.13	Charge en fonction du déplacement maximal pour la série S3.....	89
Figure 12.1	Perte d'adhérence entre la barre et son enrobage de sable.....	91

Rapport-Gratuit.com

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

EB	Externally Bonded (extérieurement collé)
FRP	Fiber Reinforced Polymer (Polymère Renforcé de Fibres)
MCA	Matériaux composites avancés
NSM	Near Surface Mounted
a	Longueur de cisaillement, définie comme la distance entre le point d'application de la charge et l'appui
a_g	Dimension des granulats
b	Grande dimension d'une barre PRF rectangulaire
b_w	Largeur de l'âme de la poutre
c	Profondeur de l'axe neutre
d	Hauteur utile de la section
d_b	Diamètre d'une barre PRF
d_f	Hauteur effective de la poutre
d_v	Profondeur effective en cisaillement
f_{fe}	Contrainte effective du renfort PRF
f_c'	Résistance du béton à la compression à 28 jours
f_{fu}	Contrainte ultime du renfort PRF
f_{po}	Contrainte dans les câbles de précontrainte
f_{ty}	Résistance en traction des armatures transversales
f_y	Limite élastique de l'armature transversale
k_v	Facteur de réduction d'adhérence
k_1	Paramètre d'influence du béton pour le calcul de k_v
k_2	Paramètre d'influence de la géométrie de la poutre pour le calcul de k_v
l_b	Longueur de la barre
n	Nombre de couches de renfort composite
s	Espacement entre les armatures transversales
s_f	Espace entre deux lamelles en PRF
s_z	Paramètre d'espacement des fissures
s_{ze}	Valeur équivalente de s_z qui tient compte de a_g

t_f	Epaisseur du renfort PRF
w_f	Largeur du renfort PRF
A_f	Aire du PRF
A_p	Aire des câbles de précontrainte
A_v	Aire de l'armature transversale
A_{vs}	Section d'armature transversale
E_f	Module d'élasticité du PRF
E_p	Module d'élasticité des câbles de précontrainte
I_{net}	Longueur nette d'une barre PRF utilisée pour un renforcement NSM
$I_{0.004}$	Longueur d'une barre PRF utilisée pour un renforcement NSM et qui maintient l'intégrité du béton en cisaillement (0.004 est la valeur de la contrainte maximale dans une barre pour garantir une rupture contrôlée)
L_e	Longueur d'adhérence effective du renfort PRF
L_i	Longueur d'une barre PRF
L_{tot}	Longueur totale de barres PRF utilisées
M_f	Moment pondéré à l'appui intermédiaire
N_f	Charge axiale pondérée normale à la section
V	Effort tranchant
V_c	Contribution du béton à la résistance au cisaillement
V_f	Effort tranchant pondéré
V_{max}	Effort tranchant maximal
V_p	Composante se trouvant dans le sens d'application de l'effort tranchant
V_r	Résistance au cisaillement
V_s	Contribution de l'armature transversale à la résistance au cisaillement
α	Angle d'inclinaison des fibres PRF
β	Coefficient qui indique l'endommagement du béton
ε_f	Déformation du renfort PRF
ε_{fe}	Déformation effective du renfort PRF
ε_{fu}	Déformation ultime du PRF
ε_x	Déformation longitudinale à mi-hauteur de l'élément, imputable aux charges pondérées

θ	Angle des fissures diagonales par rapport à l'axe longitudinal de la poutre
λ	Facteur tenant compte de la densité du béton
μ	Coefficient de frottement
τ_b	Contrainte moyenne d'adhérence du PRF
Φ_c	Facteur de résistance du béton
Ψ_f	Coefficient de réduction pour renfort PRF
Φ	Facteur de réduction
Φ_F	Coefficient de pondération du PRF

INTRODUCTION

Contexte général

Le parc immobilier mondial est vieillissant et la solution la plus économique est celle de la réhabilitation. Celle-ci souvent passe par le renforcement pour élever un élément ou toute une structure aux normes actuelles de sécurité. Ce choix présente un avantage économique certes mais c'est aussi un moyen de préserver le patrimoine architectural d'un édifice ou d'un ouvrage d'art. Il reste, tout de même, que les sommes engagées dans ces travaux sont énormes. Et toute nouvelle possibilité d'améliorer un système de renforcement tout en baissant les coûts est toujours appréciée des investisseurs. C'est pourquoi la recherche sur le renforcement de structure, en particulier celle en béton armé, est entreprenante.

Seulement, les différents phénomènes physiques retrouvés sur les éléments structuraux sont plus ou moins difficiles à cerner. Et les disparités dans les codes de construction actuels avec ceux datant de l'année de fabrication de l'élément étant ce qu'ils sont, la compréhension de ces phénomènes s'en trouve accentuée. Ainsi, la problématique du cisaillement se hisse au premier rang de la recherche mondiale à l'heure actuelle. Cependant, il n'existe pas de solution privilégiée pour pallier cette question. L'éventail des méthodes est grand. Mais il est toujours possible d'imaginer une nouvelle approche. C'est ce qu'a fait le groupe de travail de l'ÉTS.

Problématique du renforcement en cisaillement à l'aide de PRF

Une partie importante de l'infrastructure en béton armé au Canada et dans le monde présente des dégradations structurales importantes, ce qui nécessite, sinon son remplacement, au moins son renforcement. Dans le cas présent, les méthodes conventionnelles ont montré des limites notamment en matière de durabilité (phénomène de corrosion...). Aujourd'hui les matériaux composites peuvent être une solution durable et économique au renforcement des structures.

Des règles de calcul existent pour le renforcement en flexion et le confinement des colonnes. Tandis que pour le renforcement à l'effort tranchant, les résultats obtenus jusqu'à présent ne sont pas probants et du travail reste à faire. Une problématique souvent observée est celle reliée à l'ancrage des composites. Le projet proposé ici se veut une contribution dans ce sens.

Objectifs du projet de recherche

Le premier objectif de cette étude fût la mise à jour d'une vaste base de données englobant l'ensemble des spécimens de poutres testées en renforcement au cisaillement dans le monde. Des précédents projets de recherche avaient crée et développé cette base de données. Celle-ci était active jusqu'en 2004. L'étude présentée ici a poussé cette date à 2010.

Le second but de ce projet de recherche fût d'évaluer la performance de poutres en béton armé renforcées à l'aide de composites en PRF pour différentes configurations d'ancrage notamment celle imaginée par l'équipe de l'ÉTS. Les tests et la comparaison des efficacités des méthodes NSM (*Near Surface Mounted*) et ÉTS font parti de cet objectif. L'observation des influences des renforts d'aciers transversaux ainsi que celles de leur espacement le sont aussi.

Méthode générale

La méthodologie passe par une étude analytique, avec une recherche bibliographique. Elle est suivie d'une recherche d'article pour pouvoir procéder à une mise à jour de la base de données de l'ÉTS (de 2004 à 2010). Ensuite la phase expérimentale de l'étude peut commencer.

Pour la phase expérimentale, six poutres ont été utilisées pour neuf tests. Deux poutres avec des étriers (S1 et S3) dont la différence réside dans l'espacement entre les étriers et une poutre sans (S0). Sur ces trois poutres, une première moitié a été renforcée par la méthode

NSM (*Near Surface Mounted*) tandis que l'autre eut un renforcement par composite inséré dans son âme (*méthode ÉTS*).

Le but de ces neuf tests fût d'évaluer l'influence de la présence d'étriers et de leur espacement en fonction de la méthode de renforcement utilisée et de comparer les deux méthodes de renforcement.

Présentation du mémoire

Ce mémoire est composé de trois parties distinctes. La partie I se consacre à l'étude bibliographique du projet de recherche. Elle présente et décrit l'évolution de la recherche concernant la problématique du cisaillement des premières études jusqu'aux plus récentes. Le comportement sous effort tranchant d'une poutre en béton armée y est décrit, que celle-ci soit renforcée par une méthode utilisant des PRF ou non. Il y figure aussi quelques nouvelles normes de calcul de renforcement à l'aide de PRF avec un exemple comparatif.

La deuxième partie de ce mémoire (Partie II) présente le premier travail de l'étude. Cela a consisté en la mise à jour d'une vaste base de données englobant l'ensemble des spécimens de poutre testés par les différentes études à travers le monde. Cette base de données fût initiée et élaborée lors d'un précédent sujet de maîtrise à l'ÉTS.

La troisième partie (Partie III) expose une nouvelle méthode de renforcement imaginée par le groupe de travail de l'ÉTS. Cette partie décrit la mise en œuvre de cette méthode et présente aussi les résultats des premiers tests réalisés au laboratoire de structure lourde de l'ÉTS.

CHAPITRE 1

COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ À L'EFFORT TRANCHANT

1.1 Problématique du cisaillement dans les poutres en béton armé

Une poutre en béton armé est soumise à plusieurs types de sollicitations agissant simultanément. Le plus souvent sont retrouvés des efforts de flexion, de torsion, de traction et de cisaillement. L'intérêt de ce chapitre est d'observer les effets de l'effort tranchant sur une poutre en béton armé. Le cisaillement est caractérisé par une rupture de type fragile. Ceci rend son apparition indésirable car une rupture fragile est toujours prématurée (figure 1.1) et surtout sans signe précurseur. Parfois, les ruptures par cisaillement arrivent avant même que l'élément n'ait atteint sa capacité en flexion.

De plus, le béton est un matériau anisotrope et non-homogène. Il est donc difficile de définir les variations de ses caractéristiques mécaniques, en particulier, lorsqu'il est soumis au cisaillement. Le comportement d'une poutre en béton armé face au cisaillement est complexe, car, plusieurs paramètres entrent en jeu.

Aujourd'hui, une attention particulière doit être portée au dimensionnement en cisaillement des poutres en béton armé pour les nouveaux ouvrages. Cependant, la majorité des bâtiments et ouvrages d'arts de nos sociétés modernes ont été construits il y a déjà quelques temps avec des méthodes de dimensionnement en cisaillement souvent en deçà du niveau des normes actuelles. De ce fait, un réel besoin quant à la recherche sur l'évaluation et le développement de méthodes de renforcement à l'effort tranchant des éléments en béton armé est attendu.

Le phénomène de cisaillement est plus complexe et une rupture par cisaillement est plus dangereuse que celle due à la flexion. C'est pourquoi, les sujets de recherche portant sur le cisaillement sont nombreux.

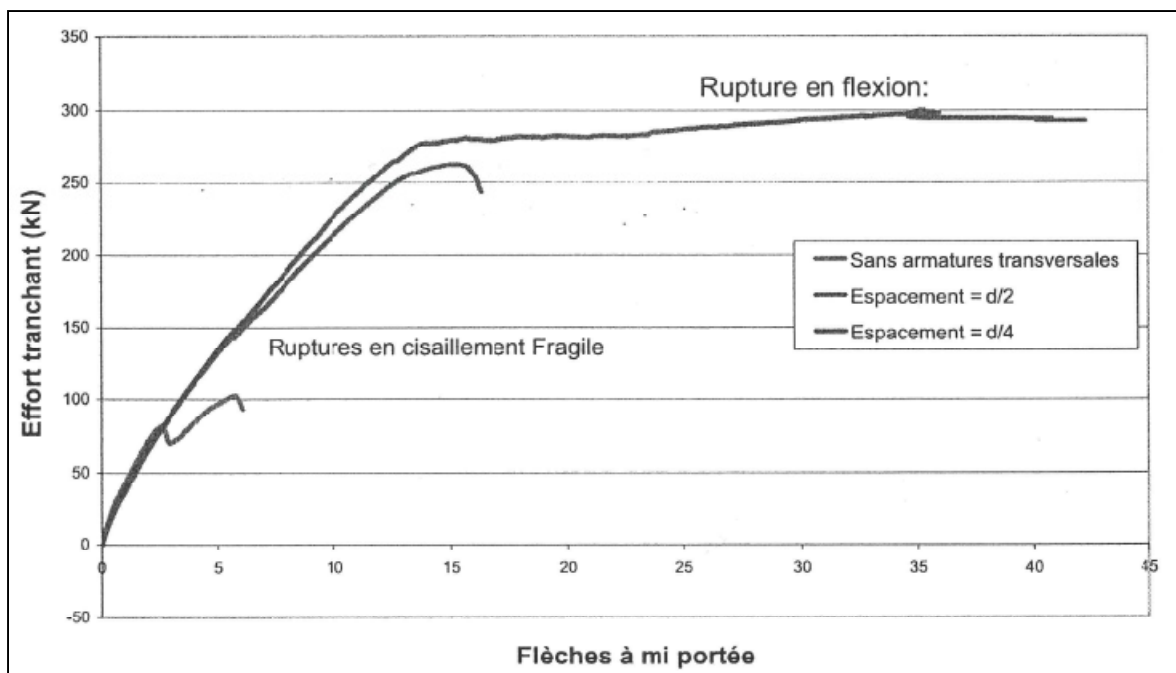


Figure 1.1 Différence de mode de rupture entre flexion et cisaillement.

Tiré de Chaallal (2009, p.25)

La suite de ce chapitre traite des éléments importants sur le comportement en cisaillement de poutres en béton armé. En particulier, la localisation de la fissuration, les différents modes de ruptures ainsi que les paramètres d'influence majeurs.

1.2 Fissuration et mode de rupture

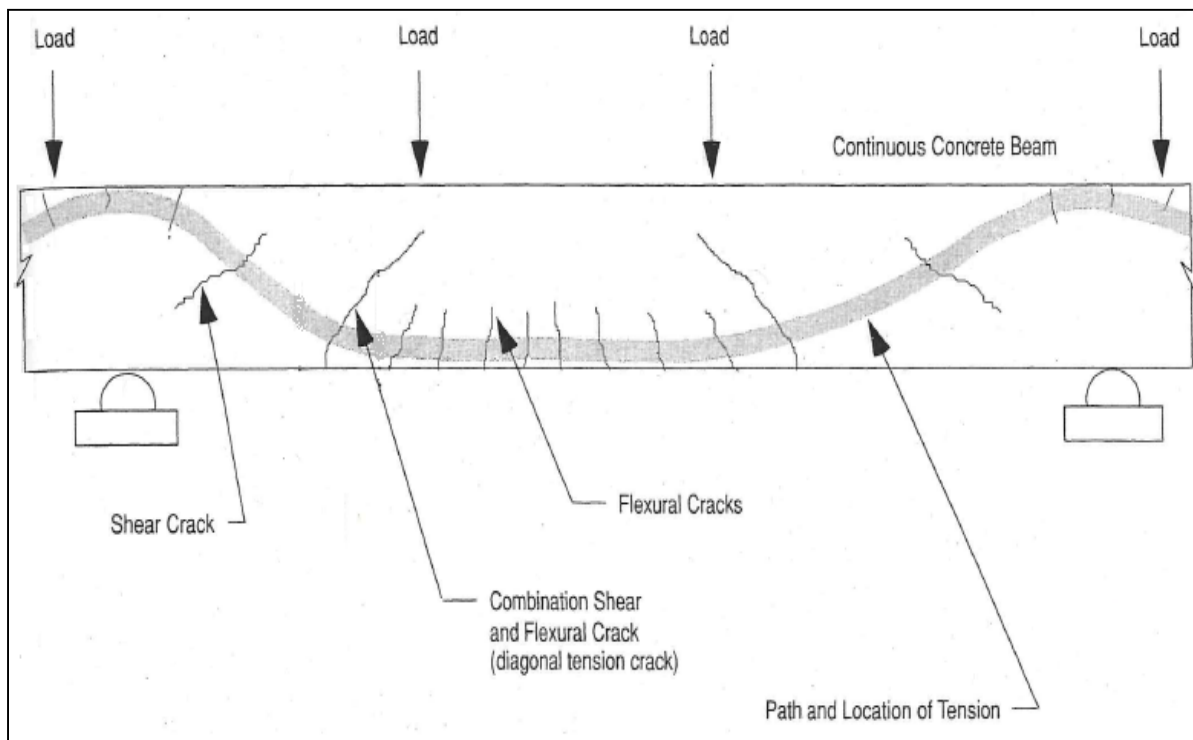


Figure 1.2 Localisation des fissures de cisaillement.

Tiré de Emmons (1994, p.49)

Généralement, dans une poutre en béton armé, les fissures dues aux efforts de cisaillement se forment aux endroits où la contrainte de cisaillement dépasse la résistance du béton en traction. Un effort tranchant crée de la traction oblique et en cas d'insuffisance de l'armature transversale, les fissures se développent. Dans le cas d'une poutre à portée simple, elles se forment dans le tiers de la portée voisine aux appuis et sont inclinées grossièrement à un angle θ généralement admis égal à 45° dans les normes (figure 1.2). L'apparition de ce type de fissure démontre un problème lié à des efforts tranchants.

Pour ce qui concerne les modes de rupture, plusieurs possibilités sont envisageables, dépendamment de la géométrie de la poutre. De ce fait, le rapport a/d est généralement utilisé pour distinguer les différents types de poutre en béton armé, où a est la distance entre l'appui

et le point d'application de la charge et d la hauteur effective de la section de la poutre. Ainsi, les poutres sont classées comme suit:

- Poutres très profondes $a/d \leq 1$;
- Poutres profondes $1 < a/d \leq 2.5$;
- Poutres élancées $2.5 < a/d \leq 6$;
- Poutres très élancées $a/d > 6$.

Le mode de rupture dépend de la valeur du rapport a/d (figure 1.3). Des phénomènes de fissuration et d'écrasement du béton aux appuis sont distingués (figure 1.3).

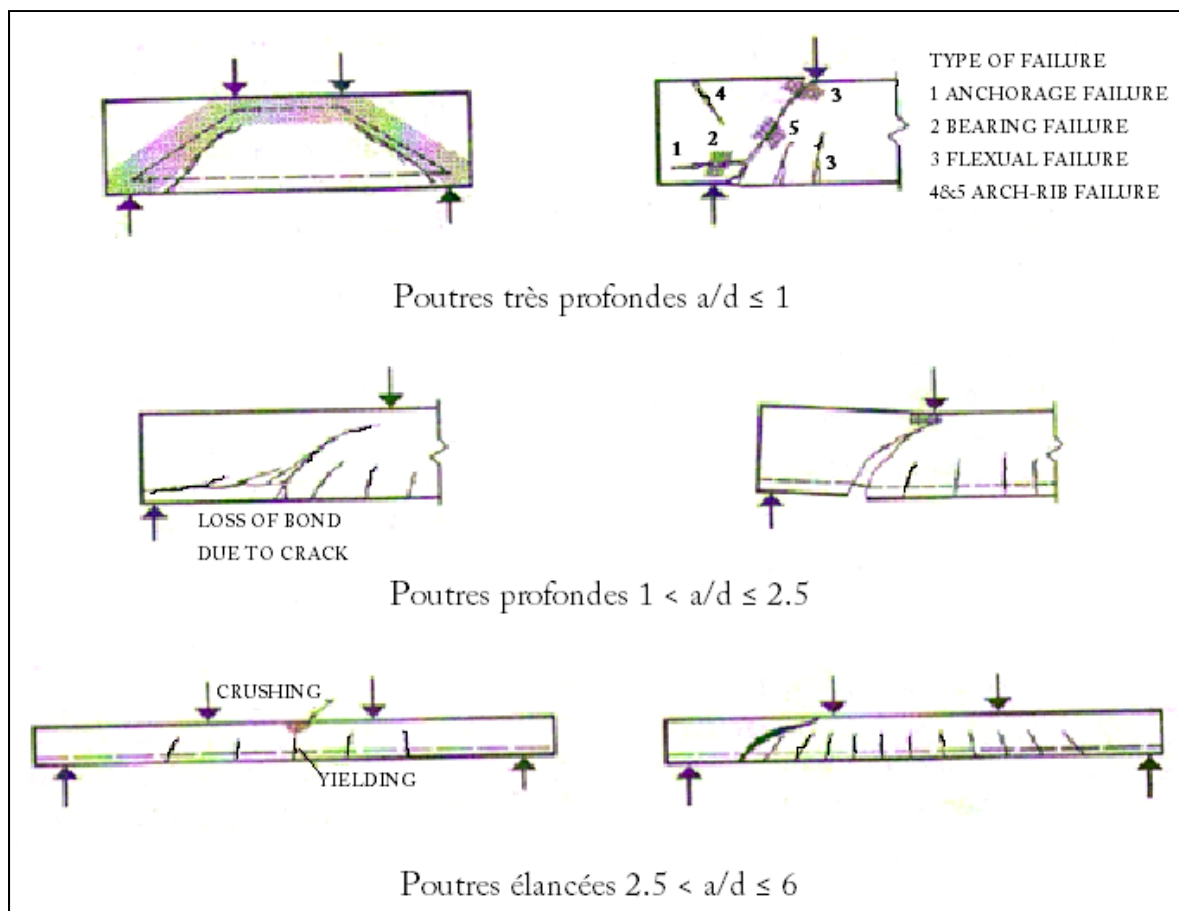


Figure 1.3 Différents modes de rupture en cisaillement en fonction du type de poutre.
 Adapté de ASCE-ACI (1973, p.472)

1.3 Paramètres d'influence majeurs

De nombreux facteurs influencent le comportement des éléments en béton armé. Il faut noter que le comportement en cisaillement d'une pièce en béton armé est complexe car la rupture varie en fonction de la charge appliquée, de la présence ou non d'armature transversale, des dimensions de la pièce, de la géométrie de la pièce, de l'adhérence acier/béton et de la résistance du béton ainsi que de celle de l'acier.

La taille de la poutre est un exemple de paramètre d'influence (figure 1.4).

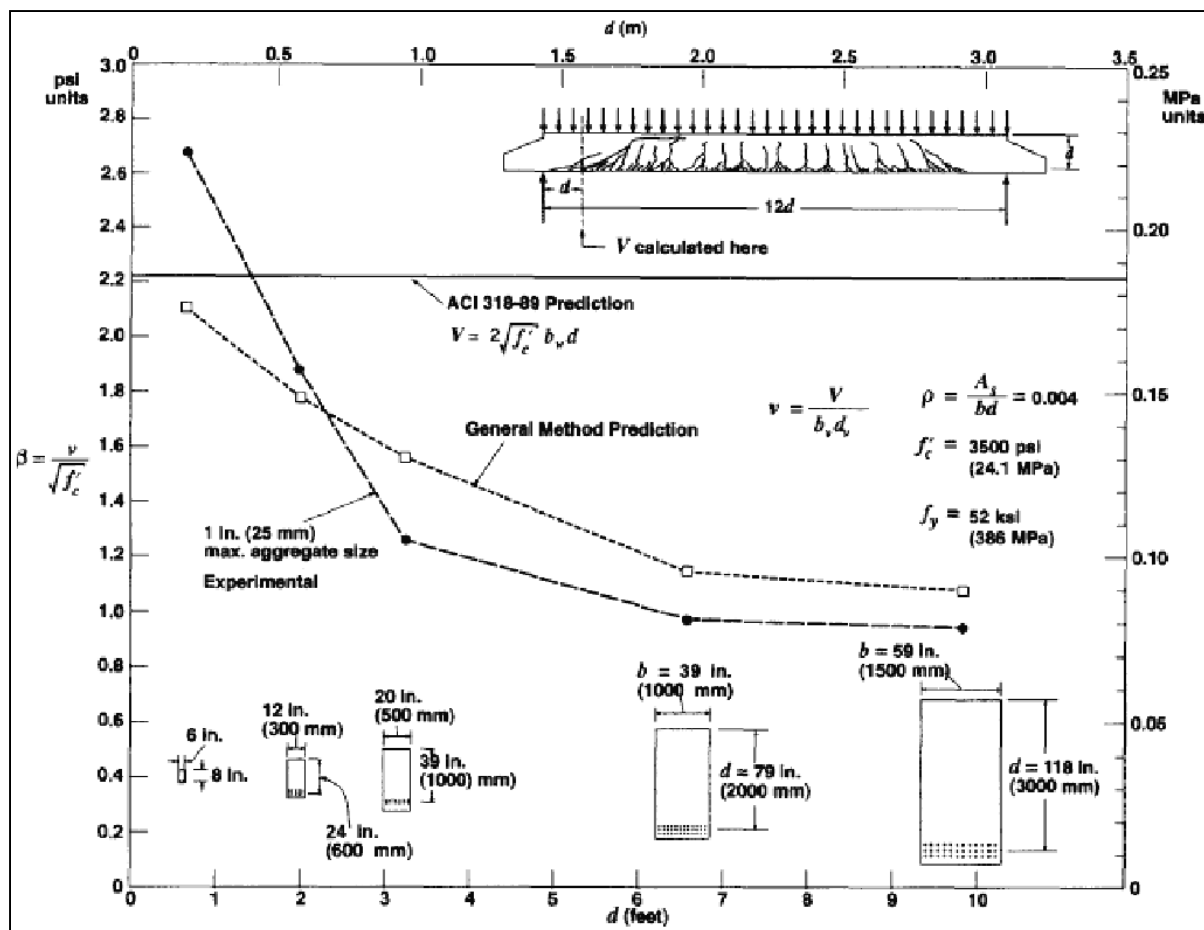


Figure 1.4 Influence de la taille du spécimen sur la résistance en cisaillement.
Adapté de ASCE-ACI (1998, p.1390)

Cependant, il existe des paramètres plus influents que d'autres.

La présence de l'armature transversale :

Généralement, la présence d'une armature transversale retarde l'apparition des fissures caractéristiques du cisaillement et améliore nettement la résistance à l'effort tranchant. L'espace entre les différents étriers qui composent cette armature joue aussi un rôle.

Les dimensions de la poutre :

De manière générale, plus le ratio a/d augmente plus la résistance au cisaillement de la poutre en béton armé diminue. Cela est particulièrement vrai si la poutre n'a pas d'acier transversal.

La longueur de la poutre :

La contrainte en cisaillement est généralement proportionnelle à la taille de la poutre. Ceci est toutefois différent si la poutre est dépourvue de renforcement longitudinal.

Le taux de renforcement longitudinal :

La présence ou non d'acier transversal est un facteur d'influence prépondérant. Quand il n'y a pas d'acier transversal, la résistance au cisaillement dépend grandement du taux de renforcement longitudinal, particulièrement si ce taux est faible, les fissures caractéristiques apparaissent plus tôt et la résistance au cisaillement est plus faible. De même, si le renforcement longitudinal n'est pas correctement dimensionné, la rupture en flexion survient après celle en cisaillement.

L'effort axial :

Généralement, l'effort axial de tension engendre une diminution de la capacité à la résistance en cisaillement d'un élément. En revanche, quand cet effort est de compression cela a pour conséquence d'augmenter la résistance au cisaillement.

CHAPITRE 2

MÉTHODES ET MODÈLES DE CALCUL

2.1 Introduction

Ce chapitre traite de l'évolution des méthodes de calcul sur l'analyse et la quantification du comportement d'une poutre en béton armé. Les premières théories se sont basées sur des observations simples pour ensuite se préciser avec l'apparition de nouveaux moyens d'étude. Le premier modèle d'analyse a été celui connu sous le nom de l'analogie du treillis.

2.2 Modèle de l'analogie du treillis (*Truss model*)

Cette méthode fut la première proposée pour analyser le comportement de poutres en béton armé soumises à des efforts de cisaillement. Elle a été présentée voilà plus d'un siècle en parallèle par deux chercheurs. D'abord, Ritter en 1899 puis Morsch en 1909. A cette époque, il y avait une abondance de modèles, en partie dû à la grande quantité de paramètres d'influences, aux phénomènes de fissuration et d'écrasement aux appuis (chapitre 1). Cependant, la méthode du treillis s'est imposée car elle repose sur un phénomène physique visible à l'œil nu et par sa simplicité.

Aujourd'hui encore, les calculs en cisaillement des poutres en béton armé issus des normes sont basés sur cette méthode. De plus, cette dernière représente le meilleur modèle simplifié pour les poutres avec un renforcement par étriers.

En effet le système {armature + fissure} laisse apparaître un treillis. Et comme les barres d'armature sont supposées travailler en traction axiale, il y a alors apparition de bielles de compression (figure 2.1).

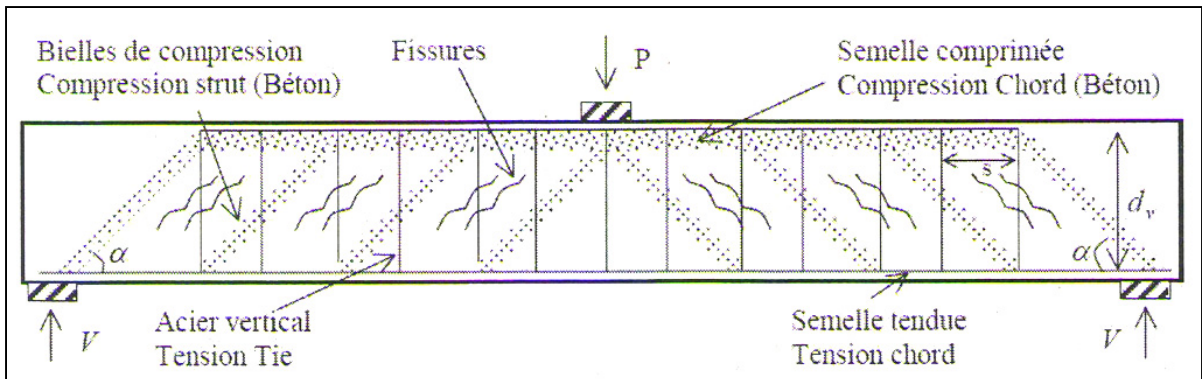


Figure 2.1 Analogie du treillis.

Tiré de Steiner (2009, p.25)

Les hypothèses fondamentales de la méthode du treillis s'énoncent comme suit: on considère que tous les étriers plastifient aux niveaux des fissures et transmettent une certaine force. La résistance au cisaillement est alors obtenue dès que la plastification des étriers est atteinte.

Ensuite, il est admis de négliger la résistance au cisaillement du béton. Cette participation est jugée comme faible. Ceci a été source de critique et fut à l'origine de nouvelles théories (*compression field theory*).

Enfin, cette méthode se base sur l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes au sein de la poutre. Cela demande une prise de décision concernant la valeur de l'angle de fissuration. Il est retenu par convention un angle de fissuration égal à 45 degrés, ce qui n'est pas toujours justifié.

En simplifiant le modèle à l'aide de ces hypothèses, l'effort tranchant est estimé dans la poutre. La figure 2.2 montre l'état d'équilibre du treillis permettant le calcul.

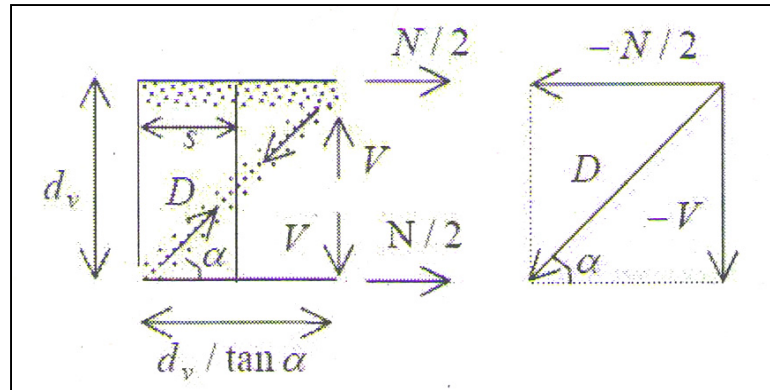


Figure 2.2 Illustration de l'équilibre du treillis.

Tiré de Steiner (2009, p.25)

L'effort tranchant se calcule comme suit :

$$\text{---} \quad (2.1)$$

Cette formule n'est valable que dans le cas où la rupture est due à la plastification des étriers, où :

Le facteur $A_{vs} \cdot f_{ty}$ représente la contribution des étriers plastifiés. Tandis que d_v/s est un facteur fonction du positionnement des étriers sur la poutre.

Certains préfèrent ajouter un facteur de sécurité à ce calcul (Mc Gregor, 2000).

Pour les autres modes de ruptures (sans la plastification des étriers), l'effort tranchant est estimé différemment avec pour limite :

$$\text{---} \quad (2.2)$$

Mais cette méthode, aussi simple soit-elle, a été sujette à débat. Notamment, pour son conservatisme car le fait de négliger la résistance du béton pour le calcul de l'effort tranchant

ne permet pas d'estimer celui-ci dans le cas de poutres n'ayant aucun renforcement transversal.

De même, le choix d'un angle de fissuration égal à 45 degrés est discutable. En effet, cet angle varie selon plusieurs paramètres d'influence (chapitre 1). Plusieurs travaux (Wagner, 1929; Peter, 1964 et Collins, 1978) ont pris en compte le fait que cet angle pouvait varier. Les méthodes en découlant ont succédé à celle de l'analogie du treillis. La plus reconnue est nommée : la théorie du champ de compression (*Compression Field Theory*)

2.3 Théorie du champ de compression (*Compression field theory*)

La méthode nommée *Compression Field Theory* s'apparente au modèle du treillis mais à angle de fissuration variable. Elle a été proposée en premier par Collins et Michell en 1980.

Elle reprend les équations d'équilibre du modèle du treillis et y ajoute les lois de comportement du béton. Le béton soumis aux forces de cisaillement a un comportement non linéaire. Cela permet d'affiner le calcul de la résistance à l'effort tranchant pour une poutre en béton armé donnée. Cette méthode permet de calculer également cette résistance pour des poutres ayant peu ou pas de renforcement transversal.

La principale différence avec le modèle du treillis de Ritter et Morsch est que la poutre fissurée est considérée comme continue et la force de compression est prise comme fonction de la force de tension transversale dans la poutre.

Les hypothèses de ce modèle affirment que les efforts entre deux fissures se répartissent uniformément le long de la profondeur de la poutre.

Le comportement des armatures est supposé parfaitement élastique.

De même, la direction des bielles de compression est considérée coïncider avec la direction des déformations et des contraintes principales de compression qui évoluent avec l'augmentation du chargement.

2.4 Norme Canadienne (CSA A23.3-04)

Cette norme fonde ses calculs sur la méthode du treillis. Elle affirme que l'étude de la résistance d'une structure en béton armé, pour le cas du cisaillement, peut être faite par le biais de la modélisation de la-dite structure, comme d'un treillis formé de tirants en acier tendus et de bielles comprimées interconnectées par des nœuds, pouvant transmettre toutes les charges aux appuis.

Dans le cas du dimensionnement selon cette norme, un élément soumis au cisaillement doit être imaginé de telle façon que :

$$V_r \geq V_f \quad (2.3)$$

Où V_f la sollicitation pondérée réelle et V_r la résistance au cisaillement sont données par :

$$V_r = V_c + V_s \quad (2.4)$$

Où V_c est la contribution du béton et V_s celle des étriers en acier.

La limite maximale pour V_r est :

$$V_{r,max} = 0.25\phi_c f'_c b_w d_v \quad (2.5)$$

V_c et V_s se calculent comme suit :

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.6)$$

Où le terme $\sqrt{f'_c}$ est plafonné à 8 MPa.

$$V_s = \frac{\phi_c A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (2.7)$$

α est l'angle des aciers transversaux par rapport aux aciers longitudinaux présents pour renforcer l'élément en flexion. Dans la plupart des cas de poutre en béton armé la valeur de cet angle α est égal à 90° , ce qui donne une valeur de V_s de :

$$V_s = \frac{\phi_c A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (2.8)$$

Le coefficient β et l'angle θ se calculent comme suit :

D'abord, dans des cas exceptionnels tels qu'une poutre d'épaisseur maximale de 250 mm, on choisit des valeurs fixes de 0.21 pour β et de 42° pour θ .

Sinon, il existe une méthode simplifiée de calcul dans les cas où la limite d'élasticité de l'armature longitudinale $f_{y,l}$ ne dépasse pas les 400 MPa et où la résistance du béton f'_c est inférieure ou égale à 60 MPa.

Dans ce cas, θ est fixé à 35° et le calcul de β se fait selon les trois situations suivantes:

- a) Si la section de poutre renferme au moins une armature transversale respectant l'équation de l'aire minimale d'armature transversale pour respecter l'exigence du cisaillement, alors β est fixé à 0.18. L'équation d'aire minimale est donnée ci-dessous :

$$A_v = 0.06\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (2.9)$$

b) Si la poutre n'a pas d'armature transversale et si la dimension nominale maximale du gros granulat n'est pas inférieure à 20 mm, alors β est fixé à :

$$\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)} \quad (2.10)$$

c) Si la poutre n'a pas d'armature transversale et que la dimension maximale du gros granulat ne respecte pas la condition du b). Il est possible de calculer β en remplaçant dans l'équation précédente d_v par le paramètre équivalent d'espacement des fissures s_{ze} avec :

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g} \quad (2.11)$$

Mais s_{ze} ne doit pas être inférieur à $0.85s_z$.

Cette méthode simplifiée ne doit pas être utilisée pour les éléments soumis à une traction importante et l'armature longitudinale de tels éléments doit être correctement dimensionnée.

Dans les cas où la méthode simplifiée ne peut s'appliquer, il existe une méthode plus générale. Cette méthode préconise de calculer β selon l'équation suivante :

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad (2.12)$$

Avec les conditions suivantes : si l'armature transversale minimale ne respecte pas l'exigence de section minimale (2.9) alors s_{ze} est fixé à 300 mm. Dans les autres cas, s_{ze} est calculé selon

l'équation (2.11) du point c) de la méthode simplifiée. Et dans le cas où f_c' dépasse 60 MPa on doit prendre a_g comme nul.

Ensuite, on peut aussi calculer l'angle θ avec l'équation suivante :

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x \quad (2.13)$$

Dans les deux équations (2.12 et 2.13), la déformation longitudinale ε_x doit être calculée selon la relation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0.5N_f - A_p f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (2.14)$$

Sous réserve de quelques conditions :

- a) V_f et M_f doivent être positifs et $M_f \geq (V_f - V_p)d_v$.
- b) Il faut tenir compte de la perte de longueur d'ancrage au niveau des barres transversales.
- c) Si le calcul de ε_x donne une valeur négative alors, on considère ε_x comme nul dans les autres équations.
- d) Si les efforts de flexion entraînent l'apparition de fissure sur l'élément, il est d'usage de doubler le résultat obtenu de ε_x .
- e) $\varepsilon_x \leq 3.0 \times 10^{-3}$

2.5 Norme Américaine (ACI 318-05)

La norme américaine pour le calcul de la résistance pondérée au cisaillement se base sur la même méthode du treillis, avec un angle de 45° , mais son expression numérique diffère quelque peu. On la calcule ainsi :

$$V_n = V_c + V_s \text{ (en N)} \quad (2.15)$$

La contribution à la résistance du béton est notée ainsi, où f'_c est en MPa, b_w et d sont en mm:

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (en N)} \quad (2.16)$$

Si tous les facteurs d'influences sont pris en compte, il existe une expression plus détaillée :

$$V_c = \left(1.9\sqrt{f'_c} + 2500\rho_w \frac{V_u d}{M_u}\right) b_w d \text{ (en N)} \quad (2.17)$$

Avec, dans les deux cas, une limite à cette contribution du béton.

$$V_c \leq 3.5\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (en N)} \quad (2.18)$$

La contribution des aciers longitudinaux est donnée par la formule ci-dessous. Cette formule est déduite de l'application de la méthode du treillis à 45° et elle est valable pour n'importe quel angle α que font les aciers transversaux avec les aciers longitudinaux :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin\alpha + \cos\alpha) d}{s} \text{ (en N)} \quad (2.19)$$

Dans le cas où les étriers font un angle de 90° avec les aciers longitudinaux, l'expression de V_s prend la forme :

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \text{ (en N)} \quad (2.20)$$

CHAPITRE 3

MÉTHODES DE RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ

3.1 Introduction

De manière générale, il est choisi de renforcer une poutre en cisaillement suite à une augmentation des charges d'utilisation ou pour rendre l'élément conforme aux normes actuelles ou encore pour augmenter la résistance afin de contrôler la rupture. Pour cela, il existe toute une gamme de produits, méthodes et configuration applicable plus ou moins dans toute situation allant des méthodes mécaniques (tirants) aux méthodes les plus novatrices avec l'utilisation de matériaux composites (EB et NSM).

Dans ce chapitre, les méthodes qui y sont exposées sont les plus répandues utilisant des matériaux composites. Soit sous forme de tissus avec les méthodes de renforcement externe collé en surface (EB), soit sous forme de barres dans la méthode de renforcement en surface mais insérées dans des rainures (NSM).

3.2 Renforcement en PRF collé en surface (*Externally Bonded*)

La méthode EB est actuellement la plus répandue des méthodes conventionnelles utilisant des matériaux composites. Elle consiste à coller, selon plusieurs configurations possibles, des tissus ou plaques de PRF sur la poutre à renforcer.

La figure 3.1 montre les différentes configurations possibles qu'offre cette méthode. Les matériaux composites peuvent envelopper partiellement ou totalement la poutre, avec le choix de les disposer de manière continue ou en bandes régulièrement espacées.

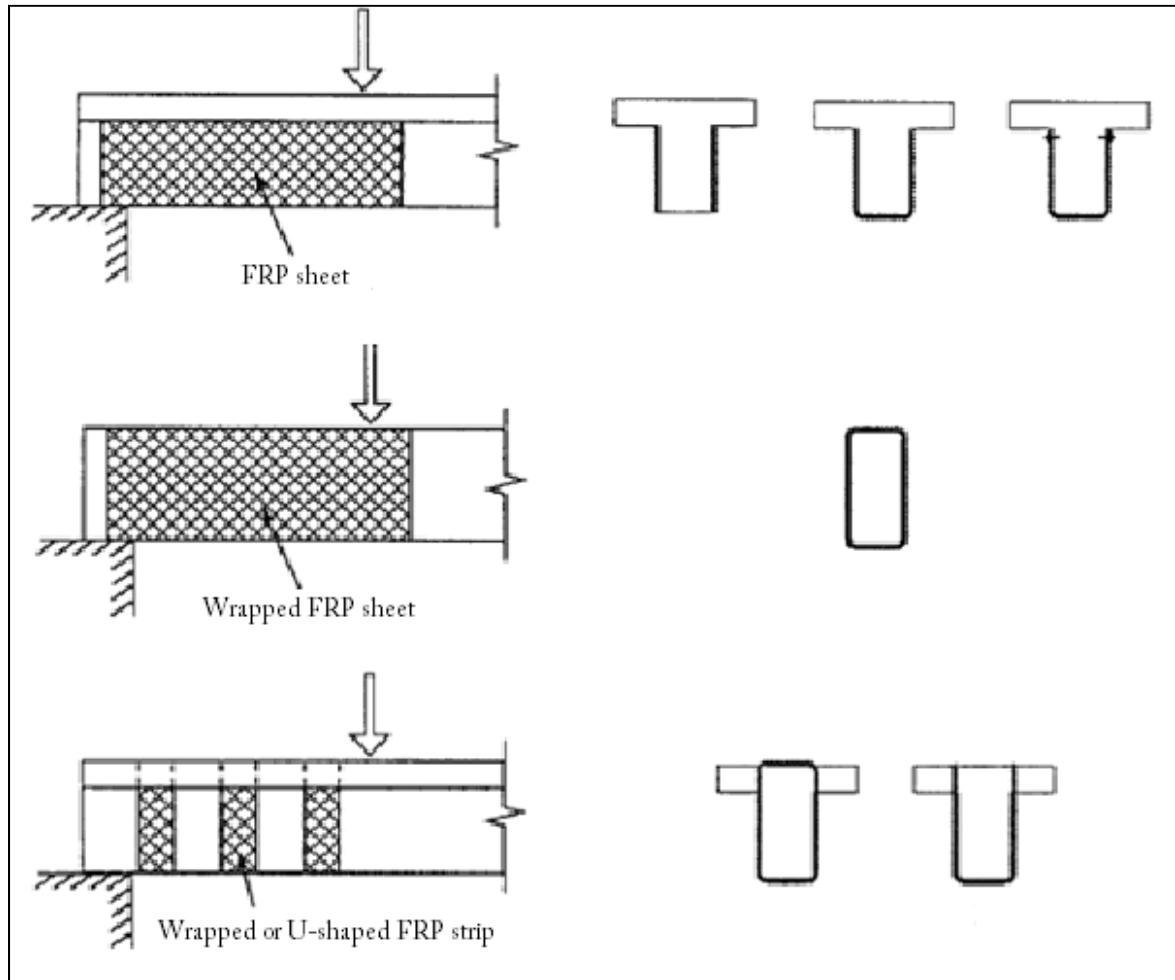


Figure 3.1 Différentes configurations de renforcement EB en cisaillement.

Adapté de Triantafillou et Antonopoulos (2000, p.199)

3.3 Barres en PRF montées en surface dans des rainures (*Near Surface Mounted*)

3.3.1 Présentation

La méthode appelée MSN pour *Near Surface Mounted* est une des plus récentes mais aussi une des plus prometteuses pour ce qui est de l'utilisation de matériaux composites pour le renforcement d'éléments structuraux. Non seulement pour les problèmes de cisaillement

mais aussi pour d'autres applications (flexion et poinçonnement pour des dalles). A l'heure actuelle, il existe peu de documentation sur cette technique. Les recherches dévouées à ce type de renforcement sont limitées mais en progression.

Les connaissances actuelles permettent de dire que cette utilisation des matériaux composites se présente comme la solution la plus efficace sur le marché notamment pour éviter les désordres structuraux. Les études déjà réalisées sur ce sujet montrent que la méthode NSM procure un renforcement des éléments plus efficace que la méthode EB. Cette technique NSM présente le plus grand potentiel de développement du moment.

Elle consiste à encastrer, près de la surface du béton et dans une rainure préalablement pratiquée, une armature composite (figure 3.2), dans le but d'améliorer le comportement mécanique de l'élément. L'espace résiduel dans la rainure est rempli avec un liant qui est généralement de l'époxy quand il s'agit de béton armé. Les fibres des armatures sont en carbone. Les fibres de carbone sont généralement préférées aux fibres de verre compte tenu de leur plus grande résistance. Cette technique n'est pas entièrement nouvelle car elle avait déjà été testée dans les années 50 mais c'était avec des barres d'aciers noyées dans du béton (Parretti et Nanni, 2004).

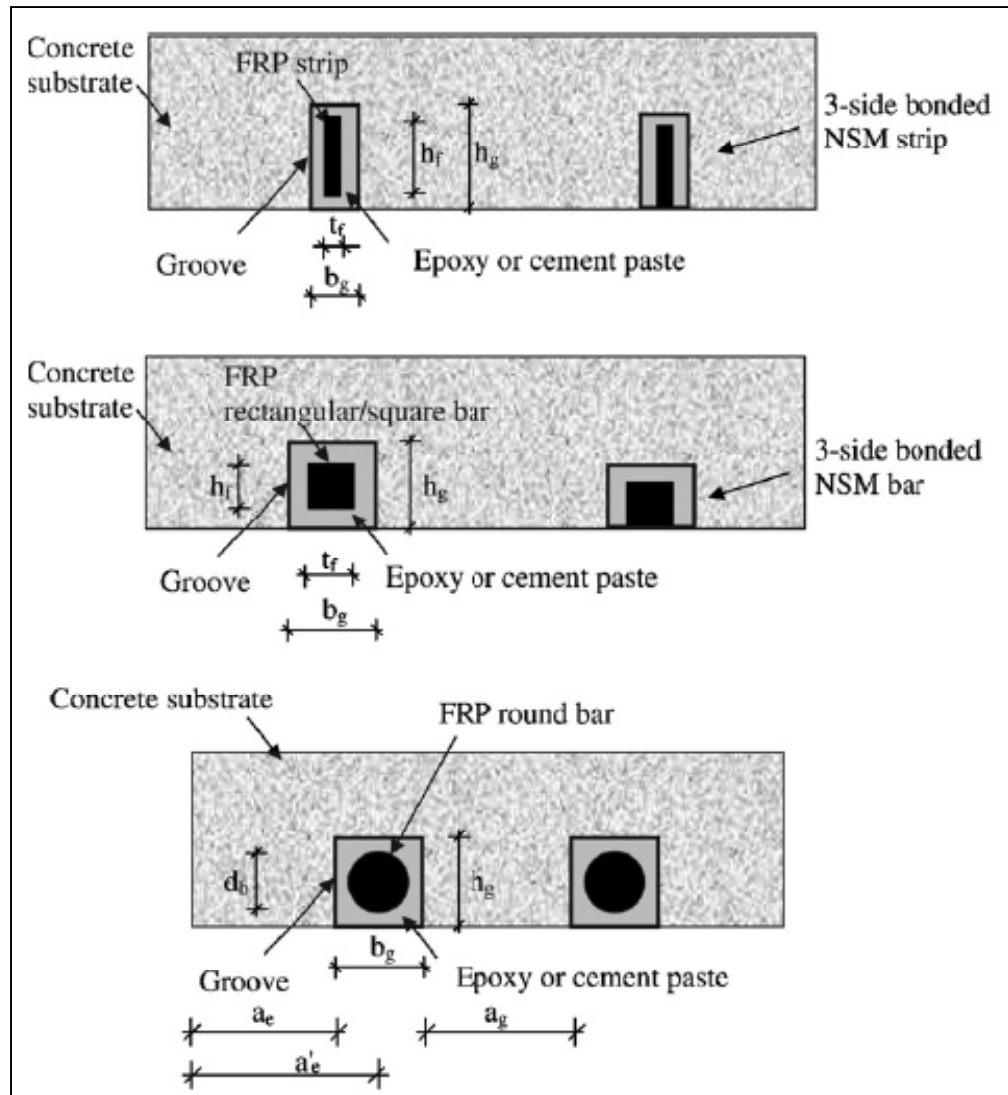


Figure 3.2 Disposition pour la méthode NSM.

Tiré de De Lorenzi et Teng (2007, p.120)

3.3.2 Avantages/Inconvénients

Les avantages sont plus nombreux que les inconvénients. La méthode NSM est facile à mettre en œuvre, la corrosion n'est pas un problème et la résistance en traction est élevée. Il y a une bonne résistance à la fatigue (Chaallal, 2009). De plus, l'esthétique de l'élément renforcé est presque inchangé ce qui est un atout majeur et les barres sont protégées du vandalisme par l'enrobage d'époxy.

Cependant, la technique est sensible au feu. Par ailleurs, elle présente un coût supérieur. Il faut pour qu'un élément soit renforcé, que l'enrobage de béton soit suffisant ce qui n'est pas toujours possible. Il y a quelques difficultés au niveau du transfert des charges entre le béton et les barres de composite. L'anisotropie ainsi que la faible ductilité des barres sont deux points pénalisants.

3.3.3 Modes de rupture

On distingue deux types de modes de rupture lorsqu'un élément est renforcé par la méthode NSM.

En premier lieu, le mode dit conventionnel : c'est-à-dire tous les modes de rupture classiques en cisaillement d'une poutre en béton armé, incluant l'écrasement du béton au niveau des appuis (chapitre 1). Il y a aussi la rupture du matériau composite, qui intervient généralement après la plastification des aciers transversaux (s'il y a lieu), lorsqu'il atteint sa résistance maximale.

Les seconds modes de rupture classés sont les modes de rupture par décollement prématuré ou de défaillance entraînant un décollement du matériau composite avant que celui-ci ait atteint sa pleine capacité.

Plus précisément on distingue la rupture de l'interface époxy-barre PRF. Elle implique le décollement inter facial entre la barre et l'époxy.

La rupture de l'interface béton-époxy est aussi présente. On distingue un problème à cette méthode, celui de l'adhérence, que l'on développe plus loin.

Il y a également la rupture due à celle de l'enrobage d'époxy ou par délamination du béton.

3.3.4 Paramètres d'influence

Les paramètres d'influence sont sensiblement les mêmes que ceux des autres méthodes (Chapitre 4). Ils affectent le comportement de la poutre renforcée de la même manière, les barres de composite améliorant la résistance au cisaillement et travaillant en parallèle avec les étriers internes.

Pour la méthode NSM en particulier, les dimensions des rainures, l'espacement entre les rainures, la taille et la qualité des barres sélectionnées ainsi que la profondeur d'ancrage dans la poutre vont avoir un impact sur les résultats obtenus.

3.3.5 Élément de conception (renforcement en cisaillement)

Actuellement, aucun code ne traite de la conception en cisaillement par la méthode NSM. Cependant, certains chercheurs donnent quelques recommandations de calculs. Ceux-ci vont dépendre de plusieurs facteurs tels que le type de composite, sa forme (barre ronde ou plate) et de la géométrie de la rainure.

Dans tous les cas, la résistance au cisaillement d'un élément renforcé se calcule ainsi (voir chapitre suivant) :

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \Psi_f V_f) \quad (3.1)$$

Avec $\phi = 0.85$ et $\Psi_f = 0.85$ selon le code ACI 318-05

Quand il s'agit d'une utilisation de la méthode NSM, les formules de calcul de V_f proposées (mais pas encore adoptées dans une norme) vont varier selon la forme de la barre utilisée.

Si la barre est ronde de diamètre d_b (figure 3.2) alors sa contribution se calcule ainsi :

$$V_f = 2\pi d_b \tau_b L_{tot} \quad (3.2)$$

Si elle est rectangulaire, de dimensions de section a et b (figure 3.2), alors :

$$V_f = 4(a + b)\tau_b L_{tot} \quad (3.3)$$

Il n'est pas encore précisé quel type de barre (circulaire ou rectangulaire) est plus efficace que l'autre (pour une même section). Cependant, l'usage de barres rectangulaires reste à appliquer avec précautions. En effet, les limites des dimensions des rainures (précisées en figure 3.3) sont telles que l'emploi de barres rectangulaires peut parfois être proscrite à cause de la faisabilité du renforcement. C'est pourquoi les barres rondes sont souvent préférées aux barres rectangulaires (Annexe I).

Le calcul des autres termes des différentes équations ci-dessus est présenté dans le tableau récapitulatif de la page suivante:

Tableau 3.1 Calcul à l'effort tranchant

Données	Barres circulaires	Barres rectangulaires
Résistance au cisaillement	$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f)$ $\psi_f = 0.85$ $\phi = 0.85$	
Contribution du NSM	$V_f = 2\pi d_b \tau_b L_{tot}$ $d_b = \text{diamètre de la barre}$	$V_f = 4(a + b)\tau_b L_{tot}$ $a, b = \text{section de la barre}$
Contrainte d'adhérence	$\tau_b = 6.9 \text{ MPa}$	
Longueur totale d'adhérence	$L_{tot} = \sum_i L_i$	
Longueur d'adhérence par barre	$L_i = \begin{cases} \frac{s}{\cos\alpha + \sin\alpha} i \leq I_{0.004}, & i = 1.. \frac{n}{2} \\ I_{net} - \frac{s}{\cos\alpha + \sin\alpha} i \leq I_{0.004}, & i = \frac{n}{2} + 1..n \end{cases}$ $\alpha = \text{inclinaison du NSM par rapport à l'axe de la poutre}$	
Longueur nette de la barre	$I_{net} = l_b - \frac{2c}{\sin\alpha}$ $l_b = \text{longueur de la barre}$	
Limitation de I_{net}	$I_{0.004} = 0.001 d_b \frac{E_f}{\tau_b}$	$I_{0.004} = 0.002 \frac{a * b E_f}{a + b \tau_b}$
Nombre de renfort	$n = \frac{I_{eff}(1 + \cot\alpha)}{s}$	
Longueur verticale de I_{net}	$I_{eff} = l_b \sin\alpha - 2c$	
Prévention de l'écrasement du béton	$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}bd$	

Un exemple d'application des recommandations ci-dessus est traité à l'ANNEXE I.

Au sujet du dimensionnement des rainures qui vont accueillir les barres de matériau composite, là encore aucun calcul précis n'est connu à ce jour. L'avancement des recherches sur ce sujet étant encore à approfondir.

Cependant, on trouve dans la littérature des principes simples à respecter pour garantir une efficacité optimale pour cette méthode. De manière générale, il est conseillé de pratiquer une

rainure de largeur minimale de 1.5 fois le diamètre de la barre à insérer si celle-ci est ronde, ou bien 3 fois la largeur de la barre si elle est plate (Parretti et Nanni, 2004).

De même, la profondeur de la rainure est au minimum de 1.5 fois le diamètre de la barre quand celle-ci est ronde et de 1.5 fois sa largeur si elle est plate. On obtient alors des dimensions minimales pour les rainures des deux types de barres (Parretti et Nanni, 2004).

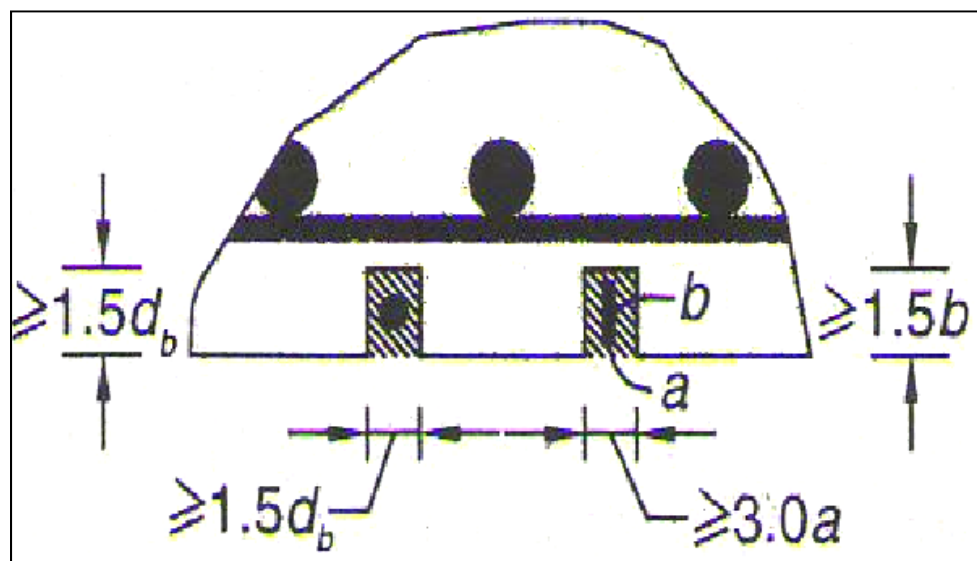


Figure 3.3 Dimensions minimales des rainures.
Adapté de Parretti et Nanni (2004, p.11)

Tout cela est possible uniquement si les dimensions de l'élément à renforcer le permettent.

Il n'existe aucune recommandation sur les dimensions optimales des rainures. Cependant, celles-ci agissent sur le mode de rupture de l'élément renforcé, qui doit être pris en compte au moment du dimensionnement.

3.3.6 Problème de l'adhérence

Le problème le plus critique relevé actuellement est celui de l'adhérence. Celui-ci est souvent à l'origine de la rupture. De plus, le transfert des forces entre le renforcement FRP et le béton dépend d'une adhérence suffisamment développée entre la barre de FRP et le béton alentour. Bien souvent, cela dépend en partie de la longueur d'ancrage de la barre de FRP dans le béton.

Comme évoqué auparavant, le problème d'adhérence relevé engendre un nouveau mode de rupture. Il est impératif de s'assurer de cette adhérence.

La solution la plus privilégiée actuellement est l'utilisation de barre de composite à haute adhérence (figure 3.4), c'est-à-dire avec une surface de contact spécialement préparée pour améliorer l'adhérence.

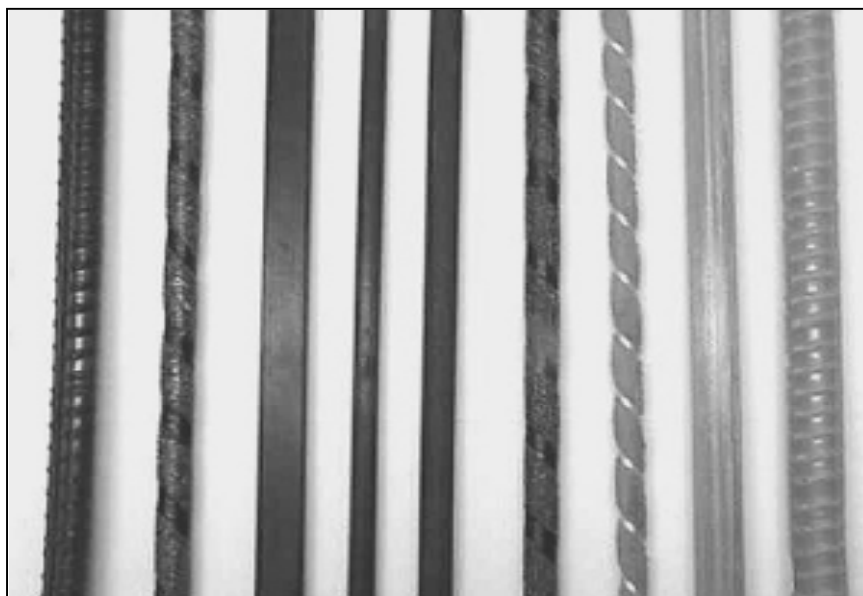


Figure 3.4 Exemples de barres à hautes adhérences en FRP.

Tiré de De Lorenzi et Teng (2007, p.120)

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE PRF

4.1 Généralités

Le comportement face à des efforts tranchants d'une poutre en béton armé est difficile à cerner, à cause du grand nombre de paramètres d'influence. On peut ajouter que ce comportement est complexifié quand l'élément est renforcé avec des matériaux composites. L'utilisation de la technologie composite, avec sa grande variété de produits et de disposition pour faire face au problème du cisaillement, introduit de nouveaux effets et/ou réaction sur le comportement au cisaillement.

Les deux grands paramètres nouveaux dus à l'introduction des matériaux composites sont : le comportement des fibres qui est différent de celui des aciers transversaux (celui en tension des fibres est linéaire jusqu'à la rupture) et l'adhérence. Quelque soit la méthode sélectionnée (EB ou NSM), les mécanismes d'adhérence jouent un rôle primordial notamment au moment de la rupture.

4.2 Modes de rupture

Il existe plusieurs modes de rupture pour les poutres renforcées de matériau composite. Ces nouveaux modes de ruptures viennent s'ajouter à ceux déjà connus (Chapitre 1).

Cependant, il est observé que les poutres renforcées avec des matériaux composites montrent souvent un mode de rupture soit par décollement du renfort, par délamination et par rupture prématurée, soit par une rupture du renfort lui-même.

Le décollement du renfort composite arrive sans que l'on puisse voir des traces de béton sur la partie décollée contrairement à la délamination (figure 4.1).

La rupture du renfort survient par rupture des fibres. Elle peut arriver avant ou après la rupture de la poutre (figure 4.1).

Il est aussi fréquent de voir un mode de rupture par écrasement du béton qui se trouve sous le renfort composite.

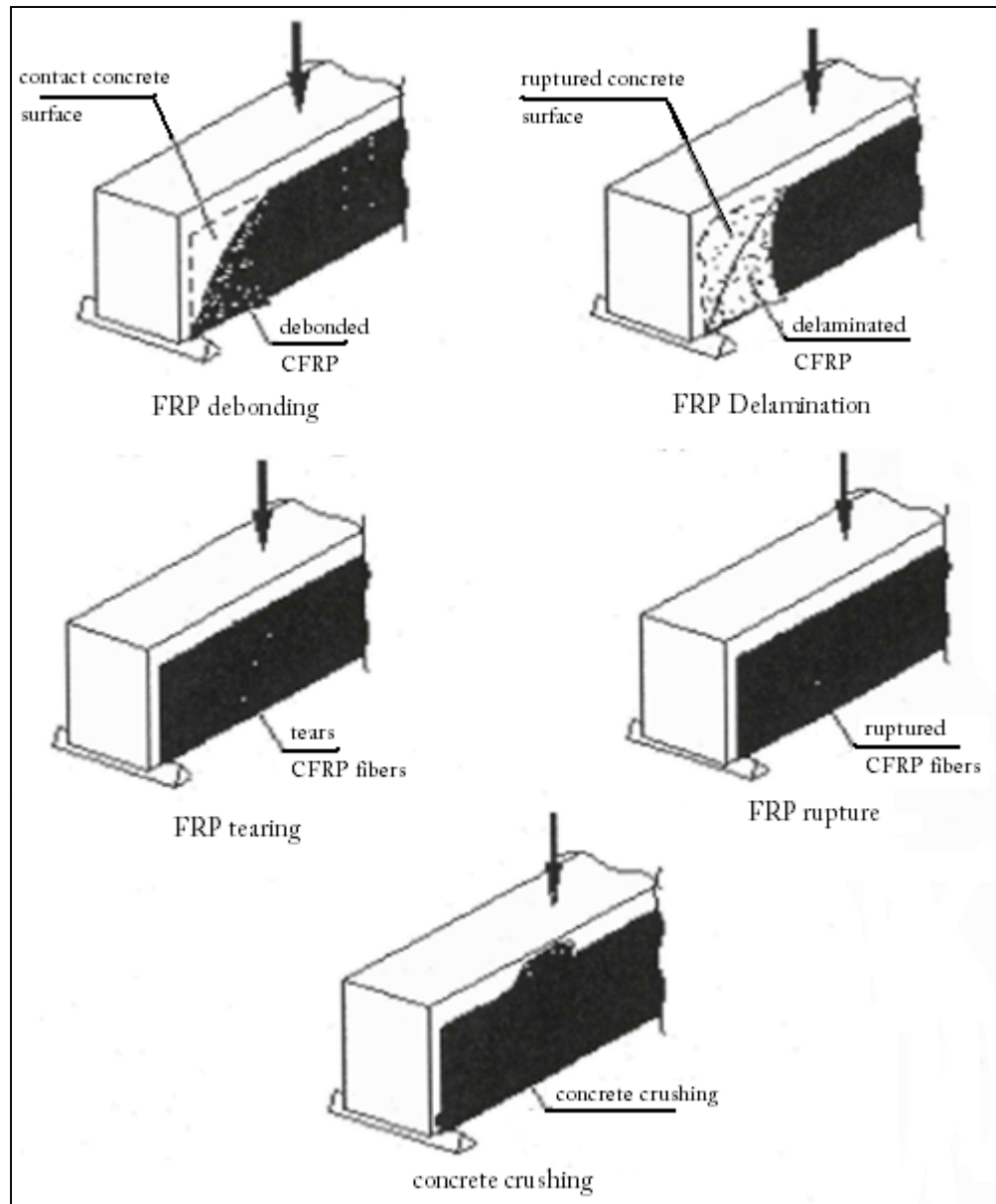


Figure 4.1 Modes de ruptures dans les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de PRF.

En utilisant le logiciel développé à l'ÉTS, on arrive à calculer des statistiques concernant les modes de rupture pour des poutres en béton armé renforcées par la méthode EB (les données concernant la méthode NSM étant trop peu nombreuses). Les résultats sont affichés ci-dessous :

Tableau 4.1 Statistiques concernant la méthode EB de 1992 à 2009 selon la base de données de l'ÉTS

Mode de rupture	Nombre de poutres	Pourcentage
Décollement du PRF	129	34,12%
Rupture du PRF	36	9,53%
Ecrasement du béton	98	25,93%
Autre	115	30,42%

Les résultats statistiques sous forme d'un diagramme sont présentés à la figure 4.2.

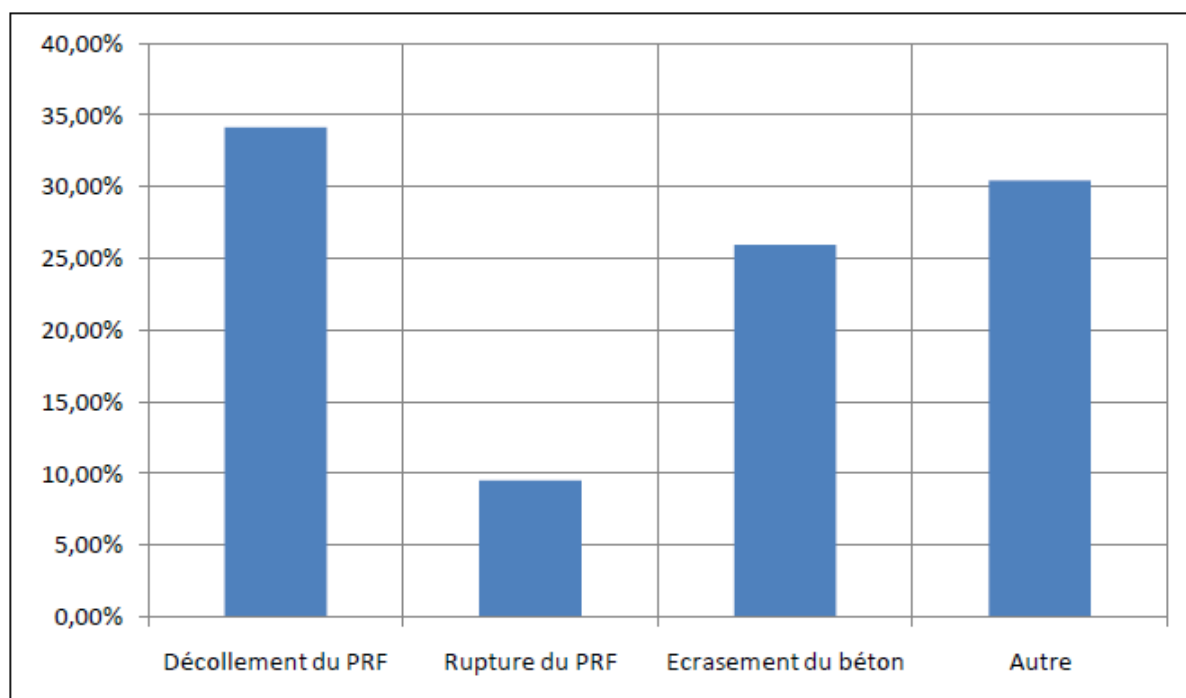


Figure 4.2 Diagramme des statistiques concernant la méthode EB de 1992 à 2009 selon la base de données de l'ÉTS.

La rupture par décollement du matériau composite est le premier mode de rupture observé. Elle est suivie de près par la rupture consécutive à l'écrasement du béton. La catégorie Autre regroupe les modes de ruptures n'étant pas caractéristique du cisaillement (mode de rupture de type flexion par exemple) mais ayant été retrouvés durant des phases de test de recherche portant sur la problématique du cisaillement.

4.3 Paramètres d'influence

Les paramètres susceptibles de jouer un rôle dans le comportement face aux forces de cisaillement d'une poutre en béton armé, renforcée à l'aide de matériaux composites, sont nombreux. Aux nombreux paramètres qui influencent une telle poutre non renforcée (Chapitre 1) viennent s'ajouter d'autres paramètres ayant une influence plus ou moins prononcée selon les cas.

On note néanmoins que la présence de l'armature transversale agit grandement. De même, la taille et la géométrie de la poutre ne sont pas sans influence notamment sur les modes de rupture par décollement du renfort et par délamination. Le type de poutre influe aussi sur le mode de rupture. Le mode de rupture d'une poutre peut être prédit en fonction du ratio a/d .

Les nouveaux paramètres les plus significatifs sont listés ci-dessous.

L'adhérence composite/béton :

L'adhérence composite/béton est le paramètre d'influence le plus remarquable si on se réfère aux récentes études (Tableau 4.1). Le liant utilisé pour faire la réparation doit être suffisamment résistant.

Les propriétés du PRF :

Les propriétés du matériau composite ont un impact majeur puisque le composite utilisé se comporte comme une armature supplémentaire, extérieure pour la méthode EB et interne pour NSM, et travaille en parallèle avec l'armature initiale de la poutre.

Des études montrent que la rigidité du matériau composite participe substantiellement au comportement. Plus le renfort adopté est rigide, plus la déformation maximale de la poutre renforcée sera faible.

L'inclinaison des fibres rentre en ligne de compte aussi. Un renforcement incliné offre un rendement meilleur qu'un renforcement vertical.

CHAPITRE 5

CALCUL DES POUTRES RENFORCÉES À L'AIDE DE PRF SELON DIFFÉRENTES NORMES

5.1 Généralités

Lorsqu'un élément est renforcé via une méthode ou une autre impliquant l'utilisation de matériaux composites, on doit inclure la contribution de ce renfort dans le calcul de la résistance en cisaillement, notée V_f .

5.2 Ajout de la contribution du PRF

Au calcul de la résistance au cisaillement, comprenant la contribution du béton et des aciers, doit s'ajouter la contribution du composite. Celle-ci est calculée différemment selon les normes en vigueur dans le pays considérés. Ces calculs sont basés sur des différents modèles présentés en chapitre 3.

Au Canada, la résistance au cisaillement d'une poutre renforcée par des matériaux composites se calcule comme suit:

$$V_r = V_c + V_s + V_f \quad (5.1)$$

Chacune des normes peuvent disposer de coefficients correctifs pour ces termes.

5.3 Norme canadienne (CSA S806-02)

Cette norme impose comme limite au renforcement l'inégalité suivante :

$$V_s + V_f \leq 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.2)$$

Les calculs de la contribution du béton V_c et des aciers V_s se fait comme suit.

$$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.3)$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d}{s} \quad (5.4)$$

La contribution du PRF V_f se base sur l'analogie du treillis à 45° et l'équation qui en ressort est :

$$V_F = \frac{\phi_F A_F E_F \varepsilon_F d_f}{s_F} \quad (5.5)$$

Avec deux calculs différents de ε_{fe} selon le type de renforcement:

$$\varepsilon_{fe} = \begin{cases} 4000\mu\varepsilon & \text{pour FRP collé en U} \\ 2000\mu\varepsilon & \text{pour FRP collé sur les côtés} \end{cases} \quad (5.6)$$

5.4 Norme Canadienne (CSA S6-06)

Les contributions du béton V_c et des aciers V_s sont basées sur la théorie du champ de compression modifié et s'expriment ainsi :

$$V_c = \phi_c \beta 2.5 f_{cr} b_w d_v \quad \text{avec} \quad f_{cr} = 0.4\sqrt{f'_c} \quad (5.7)$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_y f_y d_v}{s} \cot\theta \quad (5.8)$$

Tandis que la contribution du PRF V_f est basée sur l'analogie du treillis à angle variable et formulée ainsi :

$$V_f = \frac{\emptyset_f A_{fv} d_f f_{fe} (\sin\theta + \cos\alpha) \sin\alpha}{s_f} \quad (5.9)$$

Avec $A_{fv} = 2nt_f w_f$ et $f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f$.

Et $\varepsilon_{fe} = \begin{cases} 0.004 \leq 0.75 \varepsilon_{fu} & \text{pour une enveloppe totale} \\ k_v \varepsilon_{fu} & \text{pour un renfort collé sur les côtés ou en U} \end{cases}$

k_v étant un facteur de réduction d'adhérence calculé ainsi :

$$k_v = \frac{k_1 k_2 k L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \quad (5.10)$$

Avec la formulation des coefficients k_1 , k_2 et L_e :

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (5.11)$$

$$k_2 = \left(\frac{d_f - L_e}{d_f} \right) \quad (5.12)$$

$$L_e = \left(\frac{23300}{(nt_f E_f)^{0.58}} \right) \quad (5.13)$$

La norme canadienne CSA S6-06 impose des limites à respecter :

$$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}b_wd \quad (5.14)$$

$$V_c + V_s \leq 0.25f'_c b_w d_v \quad (5.15)$$

5.5 Norme américaine (ACI 440 – 2008)

La norme américaine ACI 440-2008 diffère des deux normes canadiennes présentées ci-dessus car elle impose un facteur de sécurité à la contribution du PRF dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant d'un élément renforcé au PRF. Cette nouvelle résistance s'exprime ainsi :

$$\emptyset(V_n) = \emptyset(V_c + V_s + \Psi_f V_f) \text{ (en kN)} \quad (5.16)$$

$$\text{Avec } \Psi_f = \begin{cases} 0.95 \text{ enveloppe totale} \\ 0.85 \text{ renfort collé sur les côtés} \end{cases}$$

Les contributions du béton et de l'acier transversal s'expriment ainsi :

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}b_wd \text{ (en kN)} \quad (5.17)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \text{ (en kN)} \quad (5.18)$$

La contribution du PRF s'exprime différemment aussi :

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin\alpha + \cos\alpha) d_{fv}}{s_f} \text{ (en kN)} \quad (5.19)$$

Avec $A_{fv} = 2nt_f w_f$ et $f_{fe} = \epsilon_{fe} E_f$.

$$\text{Et } \varepsilon_{fe} = \begin{cases} 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu} & \text{pour une enveloppe totale} \\ k_v \varepsilon_{fu} & \text{pour un renfort collé sur les côtés ou en U} \end{cases}$$

k_v étant un facteur de réduction d'adhérence calculé ainsi :

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} \quad (5.20)$$

Avec la formulation des coefficients k_1 , k_2 et L_e :

$$L_e = \frac{23300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \quad (5.21)$$

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27} \right)^{2/3} \quad (5.22)$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{PRF collé en U} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{PRF collé sur les côtés} \end{cases} \quad (5.23)$$

La norme américaine ACI 440-2008 impose une limite à respecter :

$$V_s + V_f \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{en kN}) \quad (5.24)$$

5.6 Exemple de calcul de renforcement

La poutre en béton représentée sur la figure 5.1, appartenant à une structure de stationnement, peut supporter les charges suivantes : $w_D = 19.0 \text{ kN/m}$ et $w_L = 23.3 \text{ kN/m}$. Le changement d'usage prévu s'accompagne d'une augmentation de la surcharge d'exploitation de 50% (soit $w_L = 35.0 \text{ kN/m}$). En optant pour un renfort en matériaux composites à base de

fibres de carbone, on dimensionne la poutre en cisaillement selon les trois normes : ACI-440 08, CSA S6-06 et CSA S806-02.

Il est admis que la capacité de résistance en flexion de la structure est suffisante à l'égard de l'augmentation de surcharges prévues.

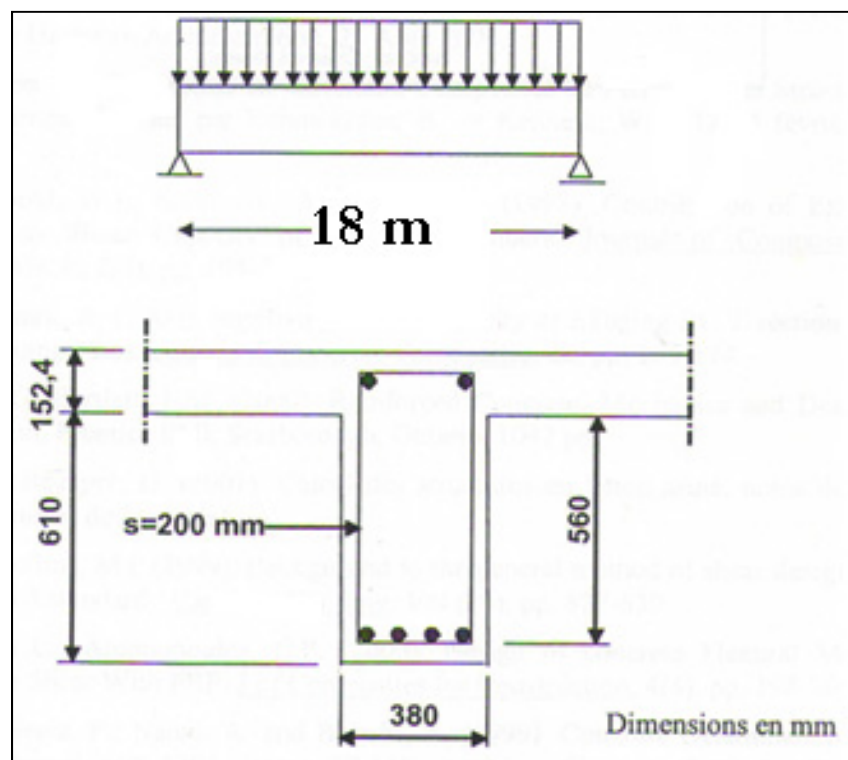


Figure 5.1 Dimensions de la poutre de l'exemple.

Données du problème :

Béton : $f'_c = 28$ MPa

Acier : $f_y = 400$ MPa, $A_v = 129$ mm² (pour 2 brins) et $s = 200$ mm

MCA : $t_f = 0.168 \text{ mm}$, $E_f = 230 \text{ GPa}$ et $\varepsilon_{fu}^* = 0.017$

Calcul préliminaire :

Sollicitations :

$$\text{Charge ultime } w_{ultime} = \alpha_d(w_D) + \alpha_l(w_L) = \begin{cases} 86.1 \text{ kN/m} & \text{ACI440 - 08} \\ 76.25 \text{ kN/m} & \text{CSA S6 - 06} \\ 76.25 \text{ kN/m} & \text{CSA S806 - 02} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant requis } V_u = \frac{w_{ultime}L}{2} = \begin{cases} 774.9 \text{ kN} & \text{ACI440 - 08} \\ 686.25 \text{ kN} & \text{CSA S6 - 06} \\ 686.25 \text{ kN} & \text{CSA S806 - 02} \end{cases}$$

Capacité en cisaillement de la poutre existante :

Tableau 5.1 Contribution du béton et de l'acier transversal selon les différentes normes en vigueur

	ACI-440-08	CSA S6-06	CSA S806-02
Contribution du béton V_c	$\frac{1}{6}\sqrt{f'_c}b_wd$ $= 239 \text{ kN}$	$\phi_c\beta\sqrt{f'_c}b_wd_v$ $= 180.6 \text{ kN}$	$\phi_c0.2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$ $= 171.6 \text{ kN}$
Contribution des aciers V_s	$\frac{A_vf_yd}{s} = 368 \text{ kN}$	$\frac{\phi_sA_vf_yd_v}{s}\coth\theta$ $= 346.8 \text{ kN}$	$\frac{\phi_sA_vf_yd}{s}$ $= 312.8 \text{ kN}$

$$V_r = \begin{cases} \phi V_n = \phi(V_c + V_s) = 515.9 \text{ kN} < 774.9 \text{ kN} & \text{ACI 440 - 08} \\ V_c + V_s = 527.4 \text{ kN} < 686.25 \text{ kN} & \text{CSA S6 - 06} \\ V_c + V_s = 484.4 \text{ kN} < 686.25 \text{ kN} & \text{CSA S806 - 02} \end{cases}$$

La capacité en cisaillement est inférieure à l'effort requis, un renforcement est nécessaire.

Contribution requise du MCA :

On choisit un renfort constitué d'un nombre de couches de MCA discontinue qui varie selon les normes, en forme de lanières collées sur les côtés, d'une largeur de $w_f = 300$ mm et d'un espacement $s_f = 380$ mm (figure 5.2).

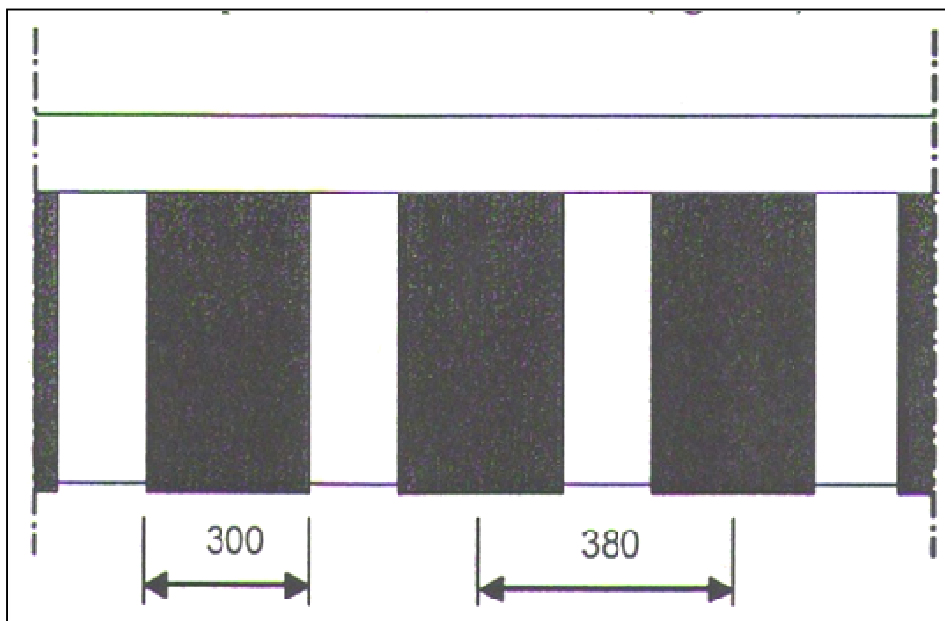


Figure 5.2 Choix du renfort pour l'exemple.

Calcul de la contribution du MCA à la résistance en cisaillement :

Tableau 5.2 Contribution du PRF de l'exemple

	ACI-440-08	CSA S6-06	CSA S806-02
n	3	2	4
Contribution du MCA V_f	$\frac{A_{fv}f_{fe}(\sin\alpha + \cos\alpha)d_{fv}}{s_f} = 353.5kN$	$\frac{\emptyset_f A_{fv}d_f f_{fe}(\sin\theta + \cos\alpha)\sin\alpha}{s_f} = 206.8kN$	$\frac{\emptyset_F A_F E_F \varepsilon_F d_f}{s_F} = 259.6kN$

Détails des calculs des différents coefficients :

Le code ACI-440-08 recommande l'application de trois couches contrairement aux codes CSA S6-06 et CSA S806-02 qui n'en préconisent respectivement deux et quatre.

$$A_{fv} = A_f = 2nt_f w_f = \begin{cases} 302.4 \text{ mm}^2 & \text{ACI 440 - 08} \\ 201.6 \text{ mm}^2 & \text{CSA S6 - 06} \\ 403.2 \text{ mm}^2 & \text{CSA 806 - 02} \end{cases}$$

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f = \begin{cases} 626.7 \text{ MPa} & \text{ACI 440 - 08} \\ 1094.8 \text{ MPa} & \text{CSA S6 - 06} \\ 460 \text{ MPa} & \text{CSA S806 - 02} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{fe} = \begin{cases} k_v \varepsilon_{fu}^* = 0.00272 & \text{ACI 440 - 08} \\ k_v \varepsilon_{fu}^* = 0.00476 & \text{CSA S6 - 06} \\ 0.002 & \text{CSA S806 - 02} \end{cases}$$

Pour les deux premières normes :

$$k_v = \frac{k_1 k_2 k L_e}{11900 \varepsilon_{fu}} = \begin{cases} 0.16 & \text{ACI 440 - 08} \\ 0.29 & \text{CSA S6 - 06} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{2/3} = 1.02$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} = 0.90 \text{ ACI 440 - 08} \\ \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = 0.95 \text{ CSA S6 - 06} \end{cases}$$

$$L_e = \frac{23300}{(n t_f E_f)^{0.58}} = \begin{cases} 26.92 \text{ mm} & \text{ACI 440 - 08} \\ 34 \text{ mm} & \text{CSA S6 - 06} \end{cases}$$

Si $V_f > V_{requis}$ le renforcement est correct. C'est le cas pour chacune des normes ici (avec des valeurs de V_f plus ou moins conservatives). Le renforcement choisi est correct.

Vérification de l'espacement maximum :

$$s_{f,max} = w_f + \frac{d}{4} = 478 \text{ mm} > s_f = 380 \text{ mm}$$

Vérification de la résistance nominale en cisaillement maximal :

Tableau 5.3 Vérification des limites pour chaque norme

	ACI-440-08	CSA S6-06	CSA S806-02
Formules	$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}b_w d$	$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}b_w d$ $V_c + V_s \leq 0.25f'_c b_w d_v$	$V_s + V_f \leq 0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$
Calculs	$V_s + V_f = 721.5 \text{ kN}$ $0.66\sqrt{f'_c}b_w d = 945 \text{ kN}$ OK!	$V_s + V_f = 553.6 \text{ kN}$ $0.66\sqrt{f'_c}b_w d = 945 \text{ kN}$ OK! $V_c + V_s = 527.4 \text{ kN}$ $0.25f'_c b_w d_v = 1895 \text{ kN}$ OK!	$V_s + V_f = 572.4 \text{ kN}$ $0.6\lambda\sqrt{f'_c}b_w d = 860.4 \text{ kN}$ OK!

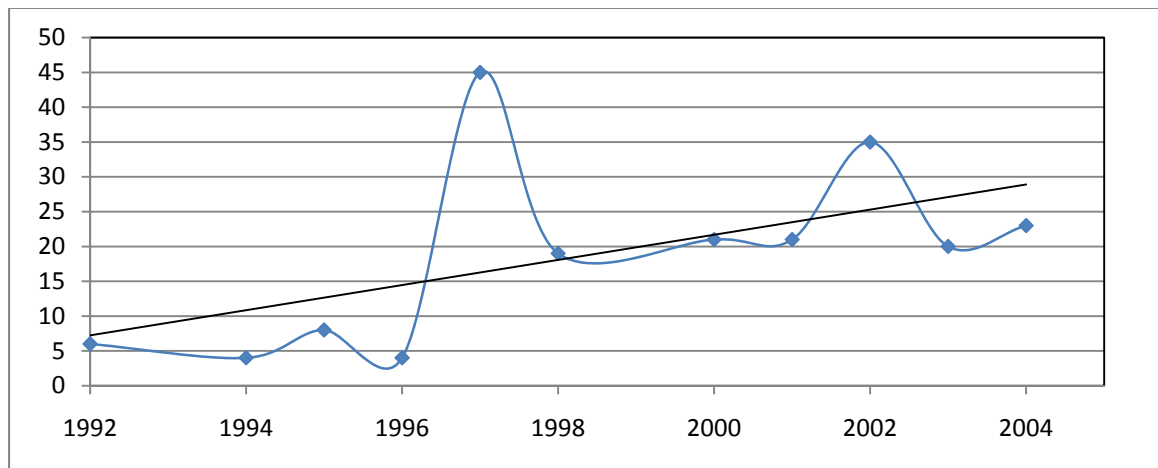
CHAPITRE 6

PRÉSENTATION DE LA BASE DE DONNÉES

6.1 Introduction

La problématique du cisaillement dans une poutre en béton armé est bien présente au niveau recherche actuellement. Depuis 1993, avec les travaux de Regan, la recherche s'est grandement axée sur ce point. Comme il a été vu dans les chapitres précédents, le comportement d'une poutre sous les effets des efforts tranchants est complexe. C'est pourquoi les analyses actuelles reposent encore sur des moyens simples. Le cisaillement reste encore mal cerné notamment la participation du béton.

Les données expérimentales concernant ce sujet se sont accumulées au fil des années comme le montre la figure 6.1.



**Figure 6.1 Évolution de la recherche au cours des dernières années
(Avant mise à jour).**

Adapté de la base de données de l'ÉTS (2010)

En ce qui concerne l'utilisation de matériaux composites, les recherches portant sur ce sujet sont peu nombreuses en comparaison aux recherches sur le cisaillement dans les poutres conventionnelles en béton armé. Mais cet état de la recherche évolue dans le sens des matériaux composites (dont l'utilisation est plus récente) avec une augmentation du nombre d'études portant sur le sujet durant les dernières années.

6.2 Contexte des travaux à l'ÉTS

Les recherches portant sur la problématique du cisaillement étant assez diversifiées et réparties en plusieurs endroits dans le monde, l'équipe de l'ÉTS a eu la volonté de centraliser ces dernières. Elle a donc mis au point un outil de travail informatique qui permet de collecter et d'afficher les différents aspects développés dans chacune des études réalisées dans le monde. Cet outil utilisé correctement permet d'orienter les nouvelles études sur des points moins bien connus. Le progrès de la recherche, grâce à la base de données de l'ÉTS, ne s'en trouve qu'accélééré.

Cet outil a été développé dans le cadre des travaux de maîtrise de Madame Aribia Karima en 2004.

6.3 Nature des données contenues dans la base de données

Les données contenues dans la base de données proviennent de recherche documentaire sur les études consacrées au renforcement en cisaillement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites. La base de données englobe les travaux allant de la première étude sur le sujet menée par Berset en 1992 (adapté de la base de données de l'ÉTS) jusqu'à ceux de Hassan en 2006. Les travaux d'Hassan représentaient l'étude la plus récente lors de la conception de la base de données.

Les données expérimentales contenues dans la base de données peuvent être classées selon les catégories suivantes :

Données sur les auteurs :

Les références complètes de la recherche bibliographique sont fournies dans cette catégorie. Les auteurs, l'année et le lieu de parution en font partie.

Propriétés des poutres testées :

Cette catégorie traite de toutes les propriétés géométriques d'une poutre testée ainsi que du type de chargement qu'elle subit. La longueur totale de la poutre, le type de poutre (simple ou continue), sa portée font partie de cette section. Le type de chargement appliqué est soit statique soit cyclique.

Dimensions de section des poutres testées :

Ces données vont dépendre du type de section : rectangulaire ou en T. Dans les deux cas vont figurer la largeur, la hauteur effective, la hauteur totale de la poutre testée ainsi que la hauteur effective des PRF utilisés. Si la section est en T, il est précisé l'épaisseur de table ainsi que sa largeur.

Propriétés du béton :

Les propriétés du béton sont regroupées avec la présentation de sa résistance en compression, les dimensions maximales des agrégats qui le constituent ainsi que le type de test (cylindrique ou cubique) pratiqué pour déterminer cette résistance en compression.

Propriétés de l'acier longitudinal :

Il y figure le module d'élasticité de l'acier utilisé, sa limite élastique ainsi que l'aire de la section d'acier.

Propriétés de l'acier transversal :

Les mêmes propriétés que pour l'acier longitudinal sont présentées avec l'espacement des étriers internes en plus.

Choix et propriétés du renforcement PRF :

Cette catégorie regroupe les données concernant le PRF utilisé telles que : le type de renfort, le type de fibre (carbone, verre ou aramide), le module d'élasticité du PRF, la résistance ultime en tension du PRF. Il y figure aussi les dispositions géométriques adoptées comme la configuration du renfort, l'épaisseur, le nombre de couche (EB), l'épaisseur des lamelles ou barres avec leur espacement.

Résistance et mode de rupture :

Il figure dans cette division la résistance totale obtenue à la rupture avec la contribution du PRF à ce résultat. Le mode de rupture observé est aussi inscrit. Les modes de rupture possibles de choix dans cette base de données sont : rupture par décollement du PRF, rupture par délamination du renfort, rupture par fracture des fibres et rupture par écrasement du béton. Tout autre mode de rupture observé à l'issue d'une recherche est noté « autre ».

L'interface de commande et d'acquisition de données du logiciel utilisé par l'ÉTS est présentée sur la figure 6.2.

FRP Strengthening Shear Data Management System - [Specimen update]

FRP_S2DMS Help

Author: Specimen Code: Date:

Reference:

Note
Please enter all the data and use N/A if not applicable. For the decimal symbol use ','

Geometry of Beam
Shear Length (m): **a** Type: Simple Continuous
Span (m): **L_{span}**
Total Beam Length (m): **L_{total}**
Loading Type:

Dimension of Section
Section height (mm): **h** Effective FRP Depth (mm): **d_f**
Web width (mm): **b_w** Effective Depth (mm): **d**
Shape: Rectangular T-Beam

Concrete
Aggregate Dimension (mm): **A_g**
Compression Strength (MPa): **f_c**
Test:

Longitudinal Steel
Yield Stress Long. (MPa): **f_{yL}**
Elastic Modulus Long. (GPa): **E_L**
Section Area Long. (mm²): **A_L**

Transverse Steel
Yield Stress Trans. (MPa): **f_{yV}**
Elastic Modulus Trans. (GPa): **E_V**
Section Area Trans. (mm²): **A_V**
Spacing Trans. (mm): **s**

Fibre Reinforced Polymer
Strengthening system: Number of layers: **n_f** Thickness (mm): **t_f** Inclination of fibers: **β°**
Type of Fibers:
Wrapping Scheme: FrpShape: Continuous Strips
Elastic Modulus (GPa): **E_f**
Ultimate Strength (MPa): **f_{fu}**

Shear Force and Failure Mode
Failure Mode:
Total Shear Force (kN): **V_u** FRP Shear Force (kN): **V_{frp}**

Figure 6.2 Interface de commande du logiciel.

CHAPITRE 7

TRAVAIL RÉALISÉ SUR LA BASE DE DONNÉES

7.1 La base de données avant les travaux

La première partie de ce projet de recherche a consisté en la mise à jour d'une vaste base de données concernant les travaux entrepris dans le monde sur le renforcement à l'effort tranchant de poutres en béton armé avec l'aide de matériaux composites. Des précédents travaux réalisés à l'ÉTS par Madame Aribia Karima avaient mené à la réalisation de cette base de données via l'élaboration d'un logiciel d'acquisition des données (Chapitre 6).

Ce logiciel d'acquisition présente l'état de la recherche depuis ces débuts jusqu'à l'année 2004 (chapitre 6). Les premières acquisitions de données regroupent quelques 330 spécimens de poutres répertoriées comme le montre la figure 7.1.

FRP Strengthening Shear Data Management System - [Specimen list]

FRP_S2DMS Help

Data include 330 specimen(s)

Date	Author	Specimen Code	L _{total} (m)	L _{span} (m)	Type	Loading Type	a (m)	h (mm)	b _w (mm)	d (mm)	d _f (mm)	Shape	h _f (mm)	f _c (MPa)
1992	Berset	4-B	0,69	0,6	Continuous	Static	0,3	102	114	85	85	Rectangular	N/A	42,9
1992	Uji	3-U	1,3	1	Simple	Static	0,43	200	100	170	170	Rectangular	N/A	24,6
1992	Uji	5-U	1,3	1	Continuous	Static	0,43	200	100	170	170	Rectangular	N/A	24,6
1992	Uji	6-U	1,3	1	Continuous	Static	0,43	200	100	170	170	Rectangular	N/A	27,4
1992	Uji	7-U	1,3	1	Continuous	Static	0,43	200	100	170	170	Rectangular	N/A	27,4
1992	Berset	3-B	0,69	0,6	Continuous	Static	0,3	102	114	85	85	Rectangular	N/A	42,9
1994	Al-Sulaimani et al.	S0	1,25	1,2	Continuous	Static	0,4	150	150	113	113	Rectangular	N/A	37,7
1994	Al-Sulaimani et al.	SP	1,25	1,2	Continuous	Static	0,4	150	150	113	113	Rectangular	N/A	37,7
1994	Al-Sulaimani et al.	W0	1,25	1,2	Continuous	Static	0,4	150	150	113	113	Rectangular	N/A	37,7
1994	Al-Sulaimani et al.	WP	1,25	1,2	Continuous	Static	0,4	150	150	113	113	Rectangular	N/A	37,7
1995	Chajes et al.	G2	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	47,1
1995	Chajes et al.	45G1	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	47,1
1995	Chajes et al.	G1	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	43,9
1995	Chajes et al.	E1	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	41,8
1995	Chajes et al.	A2	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	48,3
1995	Chajes et al.	E2	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	48,3
1995	Chajes et al.	45G2	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	41,8
1995	Chajes et al.	A1	1,22	1,12	Simple	Static	0,41	190,5	63,5	152,4	89	T-Beam	63,5	45,5
1996	Sato et al.	S5	2,2	1,6	Continuous	Static	0,7	300	200	260	260	Rectangular	N/A	39,7
1996	Sato et al.	S2	2,2	1,6	Simple	Static	0,7	300	200	260	260	Rectangular	N/A	45,2
1996	Sato et al.	S3	2,2	1,6	Simple	Static	0,7	300	200	260	260	Rectangular	N/A	41,3
1996	Sato et al.	S4	2,2	1,6	Continuous	Static	0,7	300	200	260	260	Rectangular	N/A	37,5
1997	Umezuru et al.	AB10	4,3	3,3	Simple	Static	1,5	550	550	499	499	Rectangular	N/A	39,9
1997	Araki et al.	CF-131	3,4	1,4	Simple	Static	N/A	400	200	352	352	Rectangular	N/A	25,4
1997	Araki et al.	CF-097	3,4	1,4	Simple	Static	N/A	400	200	352	352	Rectangular	N/A	25,2
1997	Araki et al.	CF-064	3,4	1,4	Simple	Static	N/A	400	200	352	352	Rectangular	N/A	24,9
1997	Araki et al.	CF-045	3,4	1,4	Simple	Static	N/A	400	200	352	352	Rectangular	N/A	24,8
1997	Funakawa et al.	S-4	5,06	3,55	Simple	Static	1,28	N/A	600	510	510	Rectangular	N/A	27
1997	Funakawa et al.	S-3	5,06	3,55	Simple	Static	1,28	N/A	600	510	510	Rectangular	N/A	27
1997	Umezuru et al.	AB11	4,3	3,3	Simple	Static	1,5	550	550	499	499	Rectangular	N/A	40,6

Transfer Close

Figure 7.1 Base de données avant travaux.
Adapté du logiciel de l'ÉTS (2010)

La première étape du projet présenté a été d'identifier tous les articles concernant la problématique du cisaillement de poutre en béton armé à travers le monde pour effectuer une mise à jour de la base de données de l'ÉTS. Une fois ces articles trouvés, les spécimens de poutre décrit ont été entrés dans la base de données par l'utilisation du système d'acquisition de données développé par Aribia Karima (2007).

7.2 Processus de recherche

On a donc procédé à une vaste recherche de documents (articles, thèses...) traitant du sujet entre 2004 et aujourd'hui. Pour ensuite pouvoir, quand cela est possible, inclure les résultats fournis dans le logiciel qui alimente la base de données. Les poutres y sont classées par année

de fabrication mais aussi en fonction des grandes caractéristiques repérables telles que les propriétés du béton, celles des aciers longitudinaux et d'autres (chapitre 6).

L'utilisation de l'outil informatique a été nécessaire. Les moteurs de recherche Compendex, Inspec et IEEE Xplore furent utilisés pour trouver les articles nécessaires à la mise à jour de la base de données. Le groupe de recherche de l'ÉTS a mis à disposition un recueil d'articles dont la plupart ont contribué à la mise à jour de la base de données.

Certains auteurs tels que E. Grange, D.I Kachlakev ou encore Z. Chen ont publié beaucoup, notamment pour ce qui concerne la méthode externe EB. Celle-ci est le sujet d'étude de nombreuses recherches. En effet, les articles traitant du renforcement de poutres en béton armé renforcées avec des matériaux composites sont au nombre de 29 articles rien que pour la méthode EB.

Alors que la méthode NSM est moins présente dans la littérature, car elle est plus récente. C'est pourquoi le nombre d'articles portant sur ce sujet est nettement moins important que ceux traitant de la méthode EB (Chapitre 6). La logique actuelle tend à montrer que cela va s'inverser à un court terme. Le nombre d'articles, traitant de la méthode NSM, référencés durant la mise à jour de la base de données est de 11.

7.3 Travaux réalisés

Les travaux d'Aribia Karima ayant été réalisés durant l'année 2004, il a donc fallu y inclure les résultats fournis par les laboratoires de recherche depuis cette année là. Le mode de recherche effectué est présenté ci-dessus et la collecte d'information s'est faite par l'interface présentée en chapitre 6.

CHAPITRE 8

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS DE LA MISE À JOUR

8.1 Résultats obtenus

Le premier objectif de cette maîtrise fût la mise à jour de la base donnée ÉTS. Cette mise à niveau a permis de passer d'une base de données ayant un nombre de spécimens de poutre de 330 (Chapitre 7) à un nombre qui s'élève désormais à 483 (soit 16905 données) comme le montre la figure 8.1.

FRP Strengthening Shear Data Management System - [Specimen list]

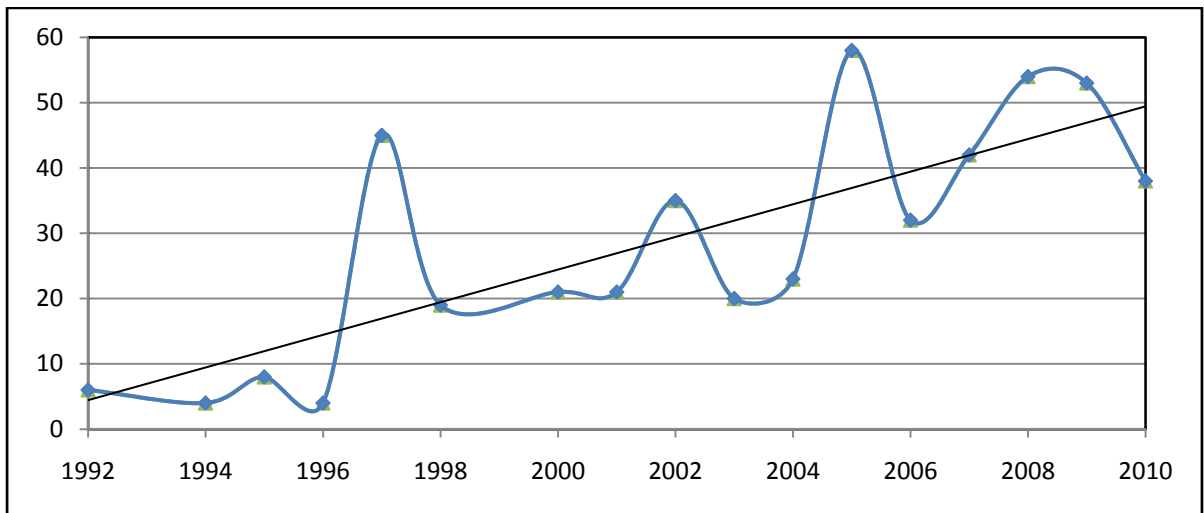
Data include 441 specimen(s)

Date	Author	Specimen Code	L _{total} (m)	L _{span} (m)	Type	Loading Type	a (m)	h (mm)	b _w (mm)	d (mm)	d _r (mm)	Shape	h _r (mm)	f _c (MPa)
2010	Hai H. Dinh et al.	B18-3d	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	455	152	419	N/A	Rectangular	N/A	44,9
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-1a	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	50,8
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-1b	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	50,8
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-2b	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	28,7
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-3b	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	42,3
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-4a	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	29,6
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-4b	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	29,6
2010	Hai H. Dinh et al.	B18-2d	2,44	2,136	Simple	Static	1,004	455	152	419	N/A	Rectangular	N/A	38,1
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	550-SP20%	1,75	1,55	Simple	Static	0,75	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-5	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	44,4
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-2a	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	28,7
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	700-SP40%	2,3	2,1	Simple	Static	0,9	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Hai H. Dinh et al.	B27-6	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	685	205	640	N/A	Rectangular	N/A	42,8
2010	Ehab A. Ahmed et al	SG-9.5-2	7	6	Simple	Static	2,5	700	180	615	640	T-Beam	85	39,5
2010	Ehab A. Ahmed et al	SG-9.5-3	7	6	Simple	Static	2,5	700	180	615	640	T-Beam	85	41
2010	Ehab A. Ahmed et al	SG-9.5-4	7	6	Simple	Static	2,5	700	180	615	640	T-Beam	85	33,5
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	400-S-C	1,4	1,2	Simple	Static	0,6	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	400-SP40%	1,4	1,2	Simple	Static	0,6	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	550-S-C	1,75	1,55	Simple	Static	0,75	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	700-S-C	2,3	2,1	Simple	Static	0,9	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	550-S-P3	1,75	1,55	Simple	Static	0,75	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29
2010	Hai H. Dinh et al.	B18-2C	2,44	2,136	Simple	Static	1,004	455	152	419	N/A	Rectangular	N/A	38,1
2010	A. Godat et al.	U4(3)	0,9	0,68	Simple	Static	0,22	200	100	166	N/A	Rectangular	N/A	51,2
2010	A. Godat et al.	U5(3)	1,8	1,36	Simple	Static	0,44	400	200	330	N/A	Rectangular	N/A	51,2
2010	A. Godat et al.	U6(3)	2,7	1,5	Simple	Static	1,2	600	300	498	N/A	Rectangular	N/A	51
2010	A. Godat et al.	W7	2,7	1,5	Simple	Static	1,2	600	300	498	N/A	Rectangular	N/A	50,7
2010	Hai H. Dinh et al.	B18-1a	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	455	152	419	N/A	Rectangular	N/A	44,8
2010	Hai H. Dinh et al.	B18-1b	2,44	2,136	Simple	Static	0,978	455	152	419	N/A	Rectangular	N/A	44,8
2010	Hai H. Dinh et al.	B18-2a	2,44	2,136	Simple	Static	1,004	455	152	419	N/A	Rectangular	N/A	38,1
2010	Stanley Tsz Kit Ng e	550-SP40%	1,75	1,55	Simple	Static	0,75	254	152	216	N/A	Rectangular	N/A	29

Transfer Close

Figure 8.1 Base de données après travaux.
Adapté du logiciel de l'ÉTS (2010)

Concrètement, lors des dernières années la recherche portant sur le renforcement de poutres en béton armé par l'utilisation de matériaux composites a été très active comme le montre la figure 8.2.



**Figure 8.2 Évolution de la recherche au cours des dernières années
(Après recherche de mise à jour).**

Adapté de la base de données de l'ETS (2010)

On remarque lors de la visualisation de cette base de données que la méthode NSM n'est présente dans les documents de recherche qu'à partir de l'année 2009. Cela se justifie par le faible nombre d'articles sur le sujet (chapitre 7). Cependant, le nombre d'articles aussi faible soit-il se localise dans un intervalle de temps restreint et récent. Depuis, cette méthode a fait ses preuves et le nombre d'études qui y sont consacrées ne cesse d'augmenter. Lors de la prochaine mise à jour, cette observation risque de ne plus être d'actualité.

8.2 Propositions d'amélioration du logiciel d'acquisition

En réalisant cette mise à jour, il est possible de voir que cette base de données pourrait être améliorée en ajoutant quelques modifications. A la suite des lectures des différents articles, trouvés via la méthode de recherche présentée en chapitre 7, il est possible de remarquer

qu'en plusieurs points le logiciel ou l'interface d'acquisition ne sont pas bien adaptés au besoin de l'information. Cela dans différentes catégories tels que l'accessibilité ou la compréhension (voir plus bas).

Par exemple, certaines études (Kachlakev et Mc Curry, 2000) ont tenté des procédés nouveaux ou même des mixages des méthodes pour voir si cela était meilleur ou non. Il serait préférable de pouvoir intégrer les résultats de ces travaux dans notre base de données afin qu'elle soit la plus complète possible, ce qui n'est pas le cas pour le moment.

La liste des points à développer pour améliorer la base de données est classée par catégories et l'annexe IV développe plus profondément ces points:

Techniques

- Pour le moment le logiciel ne prend pas en compte la qualité de la résine utilisée. Aucune section n'est réservée aux performances mécaniques de la résine utilisée pour la réalisation du renforcement.
- Le « mixage » les différents types de matériaux composites doit être possible. Des études récentes (Kachlakev et Mc Curry, 2000) optent pour mettre d'abord une couche d'un matériau composite puis ensuite d'une deuxième couche avec un autre matériau. Or dans l'état actuel des choses il n'est pas possible d'entrer dans le logiciel de la base de données de telles considérations.
- Aucune disposition particulière n'est prise si la méthode décrite dans l'article utilise un moyen d'ancrage du matériau composite spécifique.

Accessibilité

- On doit pouvoir distinguer, autrement que par les auteurs, une poutre. En effet certains chercheurs ont codé leurs poutres respectives avec la même désignation ce qui gêne le logiciel. Pour l'instant l'attitude adoptée a été d'apposer un indice numérique quand le cas se présentait.
- Il faudrait envisager de présenter l'écran d'affichage avec un schéma explicatif des différentes annotations concernant la poutre afin que quiconque qui utilise ce logiciel soit capable de comprendre et de l'utiliser correctement.

Capacité d'adaptation

- Le logiciel est moins bien adapté quand l'article traite de la méthode NSM. En effet celui-ci dispose de peu de critère pour décrire la méthode NSM notamment pour le type de rupture lors des tests.
- Le logiciel est restreint aux méthodes dites « classiques » (EB, NSM) mais si une étude propose une nouvelle méthode (avec l'utilisation de nouvelle fibre par exemple (Dinh, 2010) ou un nouveau type de renforcement externe utilisant les matériaux composites (Soudki, 2010) alors l'acquisition des données devient plus difficile. Si de nouvelles techniques ayant des aspects similaires aux méthodes EB et NSM voient le jour (comme il y eut beaucoup de cas en 2010) le logiciel malheureusement présente des difficultés à enregistrer les nouveaux résultats.

CHAPITRE 9

PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE DE RENFORCEMENT ÉTS

9.1 Introduction

L'inconvénient majeur des techniques classiques est la problématique du décollement (Partie 1), en partie, due à la faible force de tension obtenue de la surface de béton. Celle-ci limite les forces d'adhérence entre le béton et le matériau composite (c'est pourquoi généralement une préparation de la surface de béton est pratiquée avant la pose du renfort). Il en résulte une rupture prématurée par décollement du matériau composite. De ce fait, la valeur maximale de résistance au cisaillement obtenue n'est jamais optimale. L'efficacité des méthodes classiques s'en trouve diminuée.

Les méthodes actuelles présentent aussi d'autres défauts : différentes couches de béton renforcées, préparation de surface requise, défaut de protection (feu et vandalisme).

C'est dans ce contexte que l'équipe de l'ÉTS a imaginé une nouvelle méthode de renforcement sensée donner de meilleures performances surtout en limitant les effets néfastes dus au défaut d'adhérence.

Les objectifs de cette étude sont d'examiner l'efficacité de la méthode ÉTS concernant l'amélioration de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé donnée. Mais aussi, de comparer le rendement de cette nouvelle méthode en l'opposant à la méthode actuelle qui est celle nommée NSM (Partie 1).

Le processus d'investigation a été de vérifier l'efficacité de la méthode ÉTS, de vérifier l'influence de la présence d'étriers et d'observer l'influence de l'espacement des étriers.

9.2 Présentation de la méthode ÉTS

Avantages

Cette méthode n'a pas encore de véritable nom. Il a été choisi de la nommée « méthode ÉTS » dans ce mémoire. Elle a été utilisée pour la première fois par notre équipe et fut majoritairement imaginée par Monsieur Omar Chaallal, professeur au département du génie de la construction de l'ÉTS.

La méthode proposée présente l'avantage de ne pas demander de temps de préparation de surface. Elle utilise moins de résine et est mise en application en moins de temps. De plus, il n'est pas nécessaire de faire appel à des ouvriers avec des qualifications spéciales pour appliquer cette méthode du fait de sa simplicité de mise en œuvre. Elle nécessite aussi moins de préparation du béton. L'avantage de l'utilisation de matériau composite concernant la préservation contre la corrosion est toujours présent.

Enfin, contrairement aux méthodes classiques (EB et NSM), la méthode de l'ÉTS renforce au cœur de la poutre ce qui améliore les performances d'adhérence.

Mise en œuvre

Concrètement cette méthode consiste à intégrer des barres de renfort en composite au sein même de la poutre sur une position centrale par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. La longueur des barres de renfort est telle que celles-ci, une fois positionnées correctement, sont ancrées dans le plateau de la poutre de section en T (Chapitre 10). Toute une série de dispositions a été prise pour que la réalisation soit la meilleure possible.

Le descriptif du mode opératoire pour la mise en place effective de cette méthode sur nos poutres résulte de la réflexion du groupe de travail de l'ÉTS (Annexe II). Toute amélioration du procédé reste encore possible.

Les grandes étapes d'un renforcement par la méthode ÉTS sont données ci-dessous. L'ensemble du processus de recherche ainsi que l'évolution des choix de procédés sont donnés en Annexe II. Des trous de diamètre précis (Chapitre 10) doivent être réalisés sur la poutre. Une vue en coupe montre l'aspect final d'un trou au sein de la poutre (Figure 9.1).

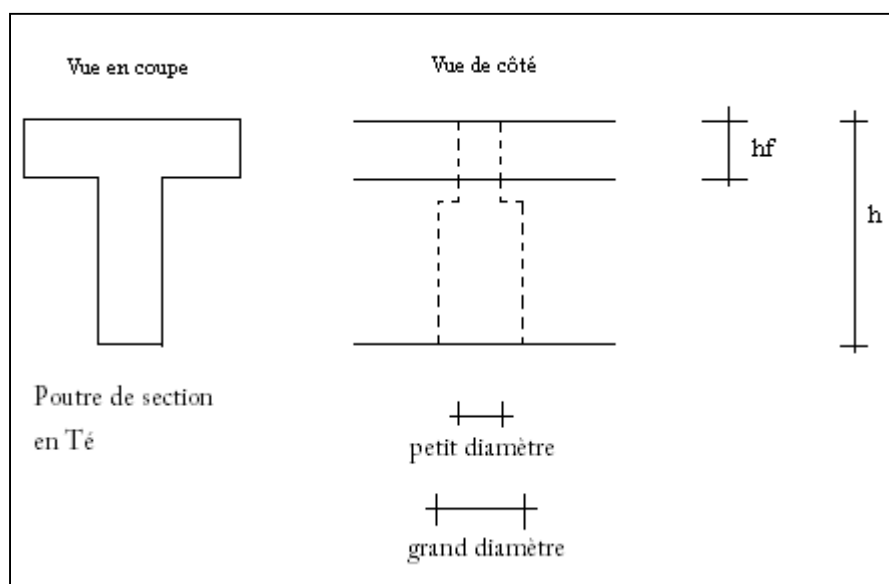


Figure 9.1 Vue en coupe d'un trou percé au sein de la poutre.

Afin de faciliter l'implantation des barres avec la résine, celles-ci sont taillées en pointe pour qu'elles se centrent d'elles-mêmes par rapport à l'extrémité du trou (réalisée avec un diamètre inférieur pour faciliter le centrage de la barre (figure 9.1)). Les trous doivent être propres avant d'injecter la résine. Le nettoyage à l'eau est recommandé par notre équipe.

Les trous sont bouchés à l'aide d'une résine spéciale aux extrémités pour empêcher toute fuite lors de la pose du renfort (Annexe II). Il est injecté ensuite une quantité de résine estimée par l'opérateur dans le trou puis on insère délicatement la barre en évitant la

formation de bulles d'air dans le trou (qui aurait un impact négatif sur la force d'adhésion de la résine). Une fois cette étape réalisée, un temps de pause doit être observé pour la prise de la résine.

Le renforcement ÉTS ainsi fait est photographié ci-dessous (figure 9.2). Celui-ci modifie très légèrement l'aspect de la poutre.



Figure 9.2 Aspect du renforcement de l'ÉTS une fois la procédure terminée.

CHAPITRE 10

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

10.1 Introduction

Pour cette étude, une série de tests a été effectuée sur un groupe de six poutres en Té. Elles sont différenciées par leur type de renforcement intérieur ainsi que par le choix de la méthode de renforcement appliquée.

Chaque extrémité des poutres a été soumise au même test (voir section 10.4). La variante dans ces tests est le type de renfort en cisaillement adopté pour chaque partie de la poutre concernée. En effet, deux méthodes de renforcement ont été utilisées dans ces tests. La première est une méthode connue des constructeurs sous le nom de méthode NSM. La deuxième est celle de l'ÉTS (Chapitre 9). Au final la série de tests comporte neuf résultats. Le chapitre présent décrit les étapes antérieures aux dits tests.

Le programme expérimental implique 9 tests effectués sur 6 poutres en béton armé de section en Té. Les spécimens de contrôle, non renforcés par une quelconque méthode, sont notés "control" alors que ceux renforcés par la méthode NSM sont notés FN pour *Fiber NSM*. Les spécimens renforcés par la méthode proposée par l'équipe de l'ÉTS sont notés FE pour *Fiber Embedded* (Tableau 10.1). Les notations S0, S1 et S3 indiquent le taux d'armature transversale en acier dans chaque spécimen. La notation S0 signifie que le spécimen testé ne comporte pas d'étriers internes en acier. Tandis que les notations S1 et S3 indiquent une présence d'étriers. La seule distinction entre ces deux notations réside dans la différence d'espacement entre les étriers au sein des spécimens, tel qu'expliqué à la section 10.2.

Tableau 10.1 Désignation des spécimens

Poutre/Série	Série S0	Série S1	Série S3
Contrôle	S0-Control	S1-Control	S3-Control
NSM	S0-FN	S1-FN	S3-FN
ETS	S0-FE	S1-FE	S3-FE

10.2 Description des spécimens

La série S0 est celle des spécimens n'ayant aucun renforcement interne par étrier. Les séries S1 et S3 sont celles des poutres ayant un renforcement interne par étriers d'acier. Leur différence réside dans l'espacement entre les étriers. Celui-ci est de $s = d/2$ soit 175 mm pour S1 et $3d/4$ soit 260 mm pour S3. Ou d représente la profondeur effective de la poutre (Figure 10.1). Par exemple, le spécimen S0-FE est une poutre non renforcé en cisaillement de l'intérieur par des étriers d'aciers et sur laquelle la méthode de renforcement proposée par l'ÉTS a été appliquée.

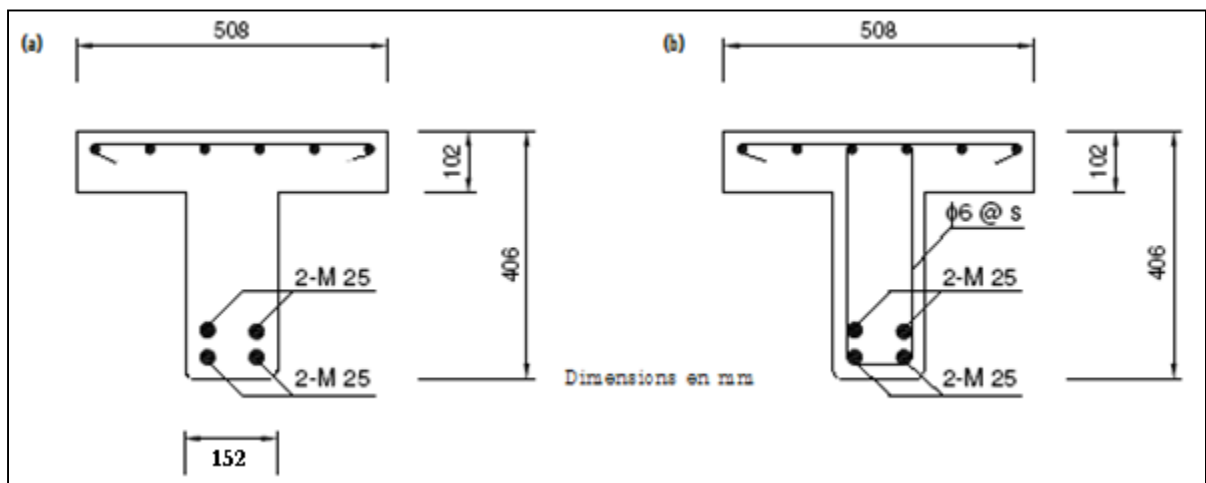


Figure 10.1 Section des spécimens testés : (a) sans étriers ; (b) avec étriers.

Les données générales concernant les spécimens sont listées ci-dessous (Figure 10.1).

- Section en T.
- Longueur : 4.52m.
- Profondeur effective : 355mm.
- Largeur de la table de compression: 508mm.
- Largeur de l'âme: 152mm.
- Profondeur totale : 406mm.

Le renforcement longitudinal (calculé pour éviter une rupture par flexion) se présente comme suit (Figure 10.1) :

- Deux nappes à la base : 4 barres d'aciers 25M de diamètre 25.2 mm au total pour une section unitaire de 500 mm² (les deux barres du bas sont ancrées aux appuis avec un angle de 90° pour prévenir d'une éventuelle rupture prématurée due à un mauvais ancrage).
- Une nappe en haut : 6 barres d'acier 10M de diamètre 10.3 mm pour une section unitaire de 100 mm².

Le renforcement transversal (Figure 10.1(b)) se réalise avec des étriers de diamètre 8 mm pour une aire de 50 mm². Les détails des espacements entre les étriers sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau 10.2 Espacement des étriers internes en acier dans les poutres

Série	Espacement des étriers
S0	Aucun
S1	175 mm
S3	260 mm

10.3 Matériaux

Béton

Un béton d'usage commercial a été utilisé dans ce projet. Le mélange a été commandé à un professionnel. La résistance moyenne en compression du béton était de 25MPa pour les séries S0 et S1 tandis qu'elle était de 35 MPa pour la série S3 (Tableau 10.3). Les tests de résistance du béton ont été faits sur trois cylindres de diamètre 152 mm pour une hauteur de 305 mm.

Tableau 10.3 Caractéristiques du béton utilisé

Béton				
Tests pratiqués			Résultats	
Type	Cylindre		Séries	Résistance du béton
Nombre	3		S0	25 MPa
Dimensions	Diamètre	152 mm	S1	25 MPa
	Hauteur	305 mm	S3	35 MPa

Aciers

Les aciers longitudinaux avaient un f_{yl} de 470 MPa pour les séries S0 et S1. Cette valeur était de 650 MPa pour la série S3. Tandis que les étriers de renforcement internes avaient une f_{yl} de 540 MPa pour S1 et de 650 MPa pour S3 (Tableau 10.4).

Tableau 10.4 Caractéristiques des aciers longitudinaux utilisés

Séries	f_{ly} (MPa)
S0	540
S1	540
S3	650

PRF

Des barres à base de fibres de carbone enrobées de sable ont été utilisées pour les différents renforcements (Annexe II). Les diamètres utilisés furent respectivement de 9,5mm (aire 71mm²) et 12,7 mm (aire 127mm²) pour la méthode NSM et celle de l'ÉTS. La force de tension et le module d'élasticité des barres ont été déterminés selon les normes en vigueur. Les résultats furent respectivement de 1870 MPa et 143,9 GPa (Tableau 10.5).

Tableau 10.5 Caractéristiques des barres utilisées (tests effectués à l'ÉTS)

	Barre
Résistance moyenne	1870 MPa
Module moyen	143.9 GPa

Résine

Une résine commerciale classique a été utilisée pour fixer les barres. Ses propriétés mécaniques (selon le fournisseur) étaient de 21 MPa comme contrainte d'adhésion, 1% d'élongation à la rupture, 75 MPa de résistance en compression et un module d'élasticité de 3656 MPa. Le Tableau 10.6 résume les caractéristiques de la résine utilisée dans le cadre de ce projet.

Tableau 10.6 Caractéristiques de la résine utilisée

Force d'adhésion	21 MPa
Élongation à la rupture	1 %
Force de compression	75 MPa
Module de compression	3656 MPa

10.4 Instrumentation et banc d'essais

Pour rencontrer les objectifs de l'étude, un réseau précis de capteur a été déployé. Le déplacement vertical sous la charge ainsi qu'à mi-portée ont été mesurés par des capteurs de déplacement linéaire. D'autres ont été placés sur les côtés du spécimen testé pour détecter tout mouvement d'inclinaison éventuel durant le test.

Des jauges de tension ont été fixées sur les étriers en acier (Figure 10.2) et sur les barres PRF pour y mesurer la déformation durant le chargement ainsi que pour visionner le moment de plastification et pour sonder les contraintes maximum atteintes par les barres PRF (les capteurs sont positionnés à différentes hauteurs (Figure 10.2) afin de mieux intercepter les fissures de cisaillement (Partie I)).

Des jauges de compression ont aussi été placées au sein des poutres au moment de leur fabrication pour pouvoir vérifier, en cours de test, le comportement du béton.

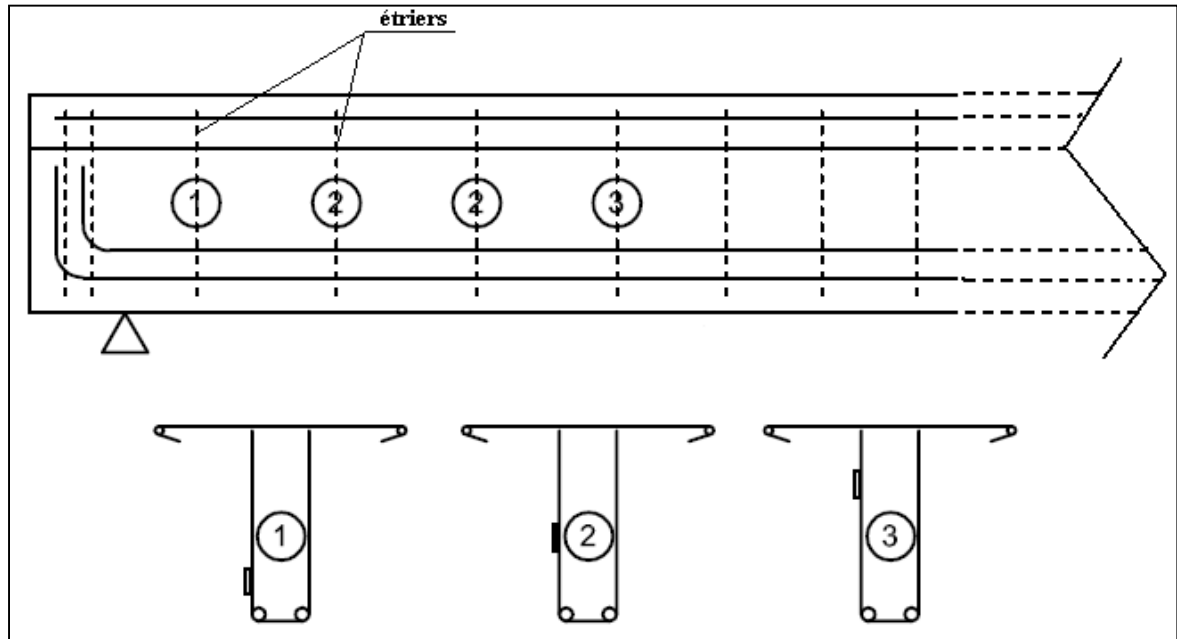


Figure 10.2 Emplacement des jauges sur les étriers (jauges numérotées 1, 2 et 3 par rapport à la hauteur de leurs positions).

Un système d'acquisition automatique de données est utilisé par les différents capteurs pour les transmettre au système informatique de traitement des données. Afin de comparer le comportement du matériau composite et des aciers de renfort à différentes phases du chargement. Le banc d'essais utilisé pour cette étude est composé d'un plateau support pour la poutre renforcée et d'un dispositif de chargement. Ce dispositif de chargement est composé d'un vérin ayant une capacité de 2000 kN. Le dispositif est présenté à la figure 10.3.

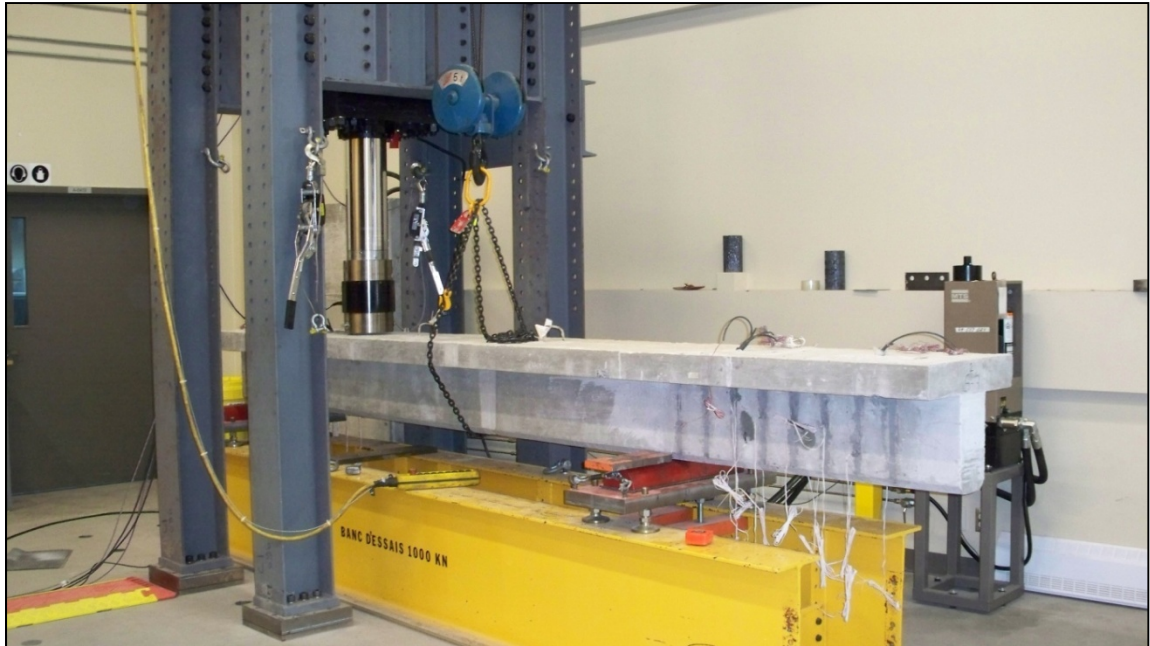


Figure 10.3 Banc d'essais (vérin en position de chargement).

Les cotes et distances de placement des poutres sur le banc d'essais sont données à la figure 10.4.

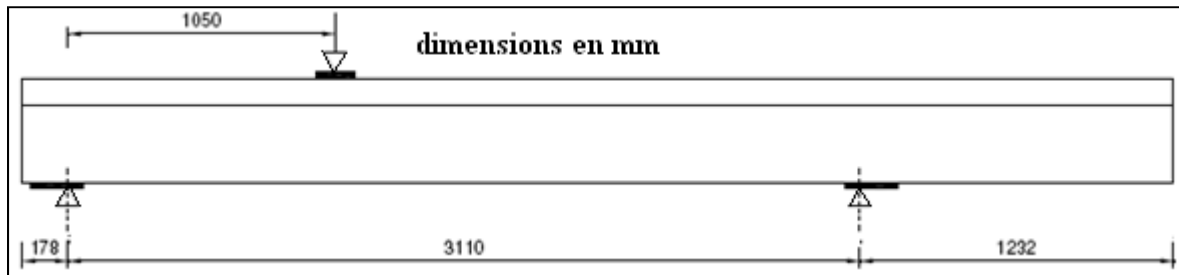


Figure 10.4 Positionnement d'un spécimen sur le banc d'essais.

10.5 Procédure expérimentale

Les poutres ont été testées en flexion par trois points (Figure 10.4). Ce type d'essai a été choisi car il permet d'effectuer deux tests sur une même poutre comme on peut le voir sur la

figure 10.4. En effet, une première extrémité de la poutre est éprouvée tandis que l'autre est préservée des contraintes et peut être testée ensuite si l'on retourne la poutre par rapport au banc d'essais. La charge est appliquée à une distance $a=3d$ du plus proche support (Figure 10.4). La charge a été appliquée par le biais d'un vérin hydraulique d'une capacité de 2000 kN, en contrôle de déplacement à 2mm/minute.

Deux méthodes de renforcement sont utilisées dans cette étude. Les méthodes NSM et celle développée par l'ÉTS qui sont illustrées en figure 10.5. Les différents renforcements ont été disposés de façon à intercepter les fissures diagonales le plus précisément possible.

L'application de la méthode NSM s'est effectuée selon les étapes suivantes : des rainures de 15 mm de profondeur et de largeur espacée de 130 mm (soit $s/2$ pour la série S3) ont été pratiquées sur chaque côté de la poutre. Ceci en utilisant d'abord une petite scie à béton électrique sur chaque côté de la rainure. Puis en éjectant le béton central de la rainure à l'aide d'un marteau piqueur pneumatique (Annexe II). Les rainures ont ensuite été nettoyées à l'aide de pistolet à air comprimé et d'eau. Elles furent remplies aux $2/3$ par de la résine. Les barres (diamètre 9,5 mm) furent installées dans les rainures prévues à cet effet. Les barres furent recouvertes d'époxy. L'excès d'époxy fût ensuite enlevé. Les figures 10.5 et 10.6 illustrent la réalisation des rainures ainsi que le renforcement final. L'espace entre les barres de renfort y est visible. Le fait que le renforcement n'ait été appliqué que d'un côté de la poutre se voit bien en figure 10.6.

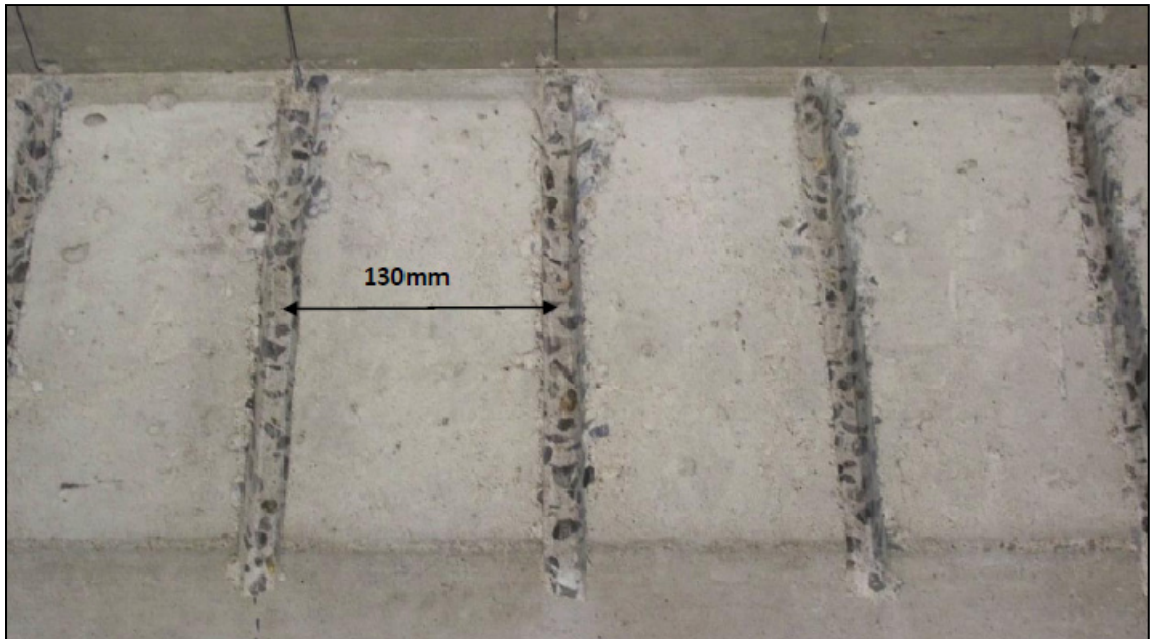


Figure 10.5 Position des rainures pour la méthode NSM.



Figure 10.6 Poutre renforcée par la méthode NSM.

L'application de la méthode développée par l'ÉTS s'est effectuée selon les étapes suivantes : des trous verticaux de diamètre supérieur 18 mm (Annexe II) espacés de 130 mm ont été percés le long de la profondeur de la poutre à partir du bas de l'âme de la poutre. Les trous ont été nettoyés par de l'eau sous pression. L'extrémité des trous a été bouchée avec une résine spéciale (Annexe II). La même époxy que pour la méthode NSM a été versée dans les trous. Les barres (diamètre 12,7 mm) ont été déposées dans les trous. Après la prise de l'époxy les extrémités des barres ont été arrasées et poncées. Les figures 10.7, 10.8 et 10.9 montrent les grandes étapes de l'application de la méthode ÉTS. L'espacement entre chaque trou destiné à accueillir une barre de renfort y est bien visible.



Figure 10.7 Espacement entre les trous pour la méthode ÉTS.

La figure 10.7 montre comment le choix de renforcement a été fait. Celui-ci ne se fait que d'un côté de la poutre.



Figure 10.8 Disposition des barres instrumentées avant renforcement par la méthode ÉTS.

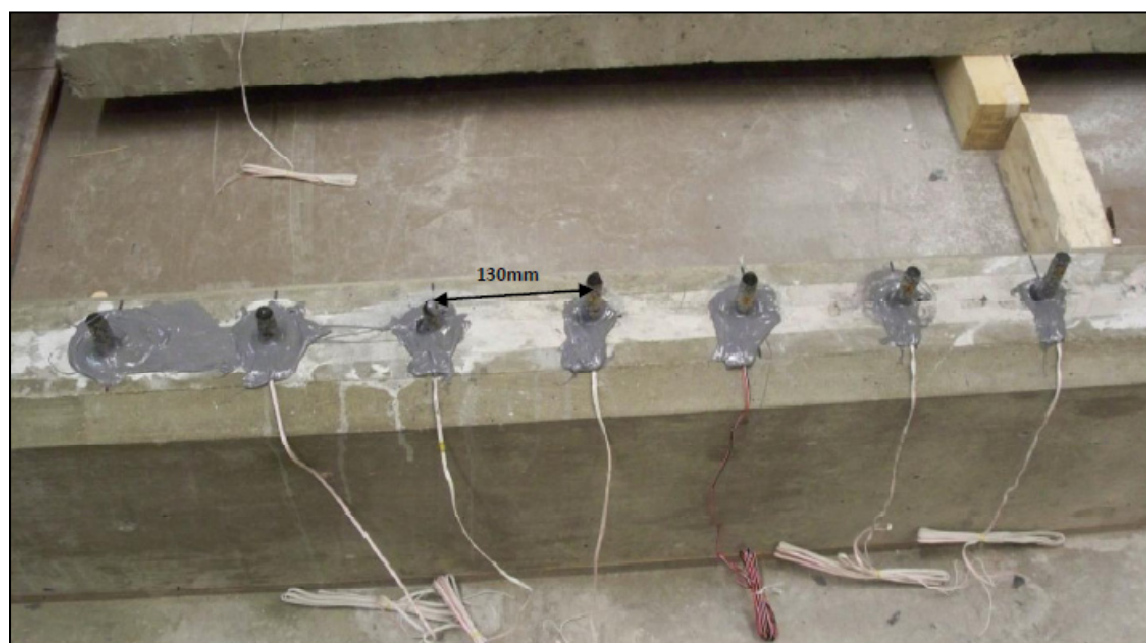


Figure 10.9 Disposition des barres après renforcement par la méthode ÉTS.

La figure 10.10 illustre la répartition des barres pour les deux méthodes. Sur cette figure n'est affichée que la moitié de la poutre qui a été renforcée par l'une ou l'autre des méthodes choisies pour cette étude (comme l'indiquent les désignations). Ainsi l'autre partie est préservée pour la réalisation d'un autre test.

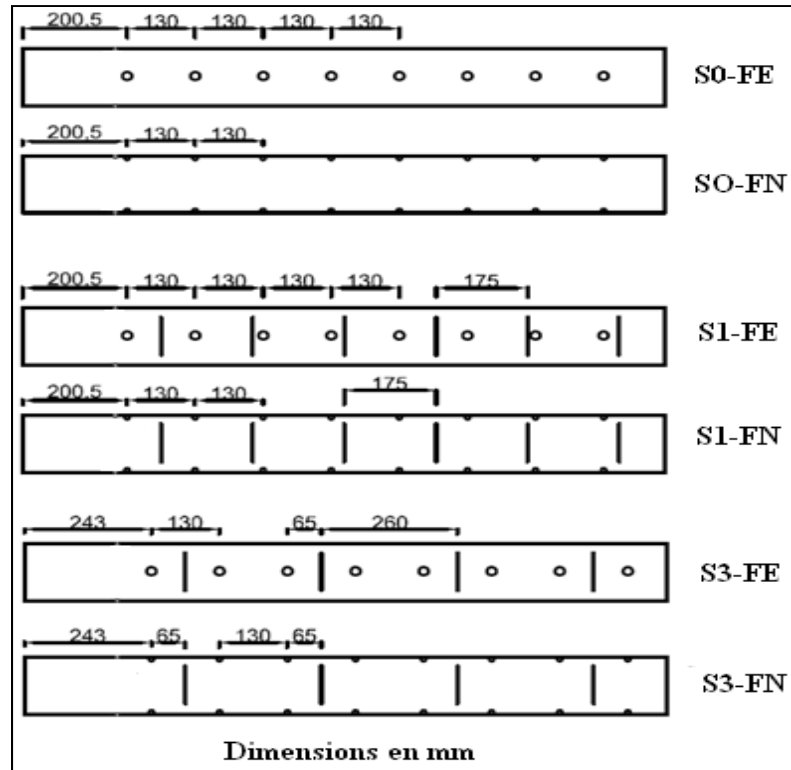


Figure 10.10 Disposition des barres sur les différents spécimens (vues de dessous).

Les variables expérimentées avec ce programme furent :

1. L'efficacité de la méthode de renforcement de l'ÉTS (elle se mesure en comparant les résultats obtenus pour chaque série de poutre avec des renforcements différents).
2. La présence ou non d'étriers internes.
3. L'espacement entre les étriers internes.

CHAPITRE 11

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

11.1 Résultats généraux

Le Tableau 11.1 résume les résultats obtenus lors des tests pour chaque série. Les résultats sont présentés avec la charge atteinte à la rupture, la résistance expérimentale du béton, celle des étriers et du PRF. Figure aussi le gain en capacité de cisaillement avec l'utilisation des PRF.

Tableau 11.1 Résultats des séries de tests

Méthode de renforcement	Série	Spécimen	Charge à la rupture (kN)	Résistance totale au cisaillement (kN)	Résistance du béton (kN) *	Résistance des aciers (kN) *	Résistance du CFRP (kN) *	Gain due au CFRP (%)	Déplacement au point de chargement (mm)	Mode de rupture
Contrôle	S0	S0-Control	122.7	81.3	81.3	0	0	0	2.6	Cisaillement
	S1	S1-Control	350.6	232.2	81.3	150.9	0	0	11.9	Cisaillement
	S3	S3-Control	293.9	194.7	96.2	98.5	0	0	11.2	Cisaillement
NSM	S0	S0-FN	198	131.1	81.3	0	49.8	61	6.1	Cisaillement
	S1	S1-FN	366.5	241.7	81.3	150.9	9.5	4	13.1	Cisaillement
	S3	S3-FN	380.6	251.6	96.2	98.5	56.9	29	11.7	Cisaillement
ETS	S0	S0-FE	272.9	180.8	81.3	0	99.5	122	9.9	Cisaillement
	S1	S1-FE	397.7	262.9	81.3	150.9	30.7	13	15.9	Flexion
	S3	S3-FE	425.5	281.8	96.2	98.5	87.1	45	15.2	Flexion

* Selon ACI 440-08

Il a été considéré dans ce tableau que la contribution du béton à la résistance au cisaillement était la même quelque soit le type de renforcement PRF et/ou la présence d'étriers. De même, la contribution des étriers est supposée identique que la poutre soit renforcée ou non.

Les actions du PRF durant ces tests sont regroupées dans le Tableau 11.2.

Tableau 11.2 Efficacité du PRF selon les différents modes de renforcement

Méthode de renforcement	Séries	Spécimen	Aire de CFRP (mm ² /m)	Force de cisaillement par unité de longueur (kN/m)	V_f (kN) *	Efficacité du PRF %
NSM	S0	S0-FN	1090	2055	49.8	2.4
	S1	S0-FN	1090	2055	9.5	0.5
	S3	S0-FN	1090	2055	56.9	2.7
ETS	S0	S0-FE	974	1807	99.5	5.5
	S1	S0-FE	974	1807	30.7	1.7
	S3	S0-FE	974	1807	87.1	4.8

* selon ACI 440-08

Les résultats révèlent que le gain dû à la contribution du PRF à la résistance au cisaillement par la méthode de l'ÉTS sur le spécimen sans renfort interne (série S0) est de 122% (Tableau 11.1) alors que l'on obtient 61% avec la méthode NSM. L'importance de l'adhérence est illustrée par ces résultats. En effet, la méthode de l'ÉTS injecte les barres au cœur des spécimens ce qui a pour effet de maximiser l'adhérence des barres.

Pour les poutres ayant des étriers (séries S1 et S3), les gains obtenus furent moins spectaculaires avec une moyenne de 29% (Tableau 11.1) pour les spécimens renforcés par la méthode ÉTS et 17% pour ceux renforcés par la méthode NSM. Cependant, on vérifie que la présence d'aciers transversaux exerce une influence primordiale sur la résistance au cisaillement (Partie 1).

11.2 Résultats par série

Série S0

La série S0 constituée de deux poutres ne comprend pas de renforcement interne. Une poutre de contrôle et une autre ou ont été testées les méthodes NSM et ÉTS. Pendant le chargement de la poutre de contrôle SO-Control, les fissures de cisaillement diagonales sont apparues à une charge de 78,8 kN. Les fissures apparurent au milieu de la zone soumise au chargement. Elles se sont propagées, avec l'augmentation de la charge, jusqu'à la rupture atteinte à 122,7 kN.

Le spécimen S0-FN renforcé par la méthode NSM a eu une rupture pour une charge de 198 kN. Soit un gain en capacité de résistance au cisaillement de 61% par rapport à la poutre SO-Control. Des fissures de cisaillement sont aussi apparues lors du déroulement du test. Elles se sont également propagées au fil de l'augmentation de la charge. La rupture progressive de la résine englobant les barres PRF pouvait s'entendre. Cependant, la rupture est intervenue par un décrochement du béton. La propagation de la fissure s'est localisée derrière les barres de composite au niveau de la surface de béton de chaque côté de la poutre comme le montre la figure 11.1. Le plus grand déplacement longitudinal enregistré dans les barres était d'environ 1920 $\mu\epsilon$ (Figure 11.8) ce qui correspond à 15% de la tension ultime enregistrée dans le composite.



Figure 11.1 Propagation des fissures par derrière les barres de renfort NSM.

Tous ces résultats sont les maximums mesurés et pas nécessairement les résultats maximums possibles. Car une jauge peut être mal positionnée par rapport aux fissures (il n'est pas évident d'intercepter une fissure en positionnant à l'avance les capteurs).

Le spécimen S0-FE est renforcé par la méthode ÉTS. Les fissures diagonales de cisaillement se sont formées pour une charge de 86,3 kN. La rupture est intervenue pour une charge de 273 kN ce qui correspond à un gain de 122% de la capacité en cisaillement par rapport au spécimen de contrôle. La rupture s'est produite par l'effritement du béton en compression comme le montre la figure 11.2. La déformation longitudinale mesurée dans les barres fût de 2286 $\mu\epsilon$ (Figure 11.7) ce qui correspond à 17% de la tension ultime enregistrée dans le composite.



Figure 11.2 Effritement du béton sur le spécimen F0-FE.

Série S1

La série S1 est constituée de deux poutres pour un total de trois tests. Le spécimen de contrôle S1-Control contient en son sein des étriers d'acier espacés de 175 mm et a développé des fissures de cisaillement à la charge de 78,2 kN (proche de S0-Control). La rupture est intervenue pour un chargement de 350,6 kN au niveau du troisième étrier situé à 438 mm du plus proche support comme il a été observé (Chapitre 12) après avoir enlevé le béton une fois le test effectué (pour comprendre ce qu'il s'était passé au niveau des étriers).

Le spécimen S1-FN possède le même renforcement transversal que S1-Control, avec un renforcement extérieur par la méthode NSM avec des barres espacées de 130 mm. La charge ultime enregistrée était de 365 kN soit 4% de gain que la capacité du spécimen S1-Control. Le mode de rupture fût par séparation de la surface du béton (comme le spécimen SO-FN). La plus grande déformation longitudinale enregistrée dans les barres PRF était de 2112 $\mu\epsilon$ (Figure 11.9), ce qui correspond à 17% de la tension ultime enregistrée dans le composite.

La poutre S1-FE était renforcée intérieurement comme la poutre S1-Control et également renforcée par application de la méthode ÉTS avec des barres (diamètre 12,7 mm) espacées de 130 mm. La charge ultime atteinte était de 397 kN soit 13% de plus que la capacité en cisaillement de la poutre de contrôle de cette série. Le mode de rupture de cette poutre fût par flexion, comme le prouve le graphique du chargement en fonction du déplacement de cette poutre (Figure 11.8). De même la figure 11.3 révèle un phénomène d'écrasement à l'appui, accompagné de fissures de cisaillement caractéristiques. La rupture finale par cisaillement ne s'est pas produite (écrasement du béton aux appuis). La plus grande déformation longitudinale enregistrée dans les barres PRF était de $2882 \mu\epsilon$ (Figure 11.9) ce qui correspond à 22% de la tension ultime enregistrée dans le composite.



Figure 11.3 Écrasement à l'appui S1-FE.

Série S3

La série S3 est composée de deux poutres pour un total de trois tests. Chaque poutre a un renforcement interne par des étriers d'acier disposés à 260 mm les uns des autres. La poutre S3-Control a vu des fissures de cisaillement se former pour un chargement de 79,2 kN (aussi proche de S0-Control). La rupture, due à la coupure du troisième étrier localisé à 650 mm du support, a eu lieu pour un chargement de 294 kN. Ceci est observable sur la figure 11.4.

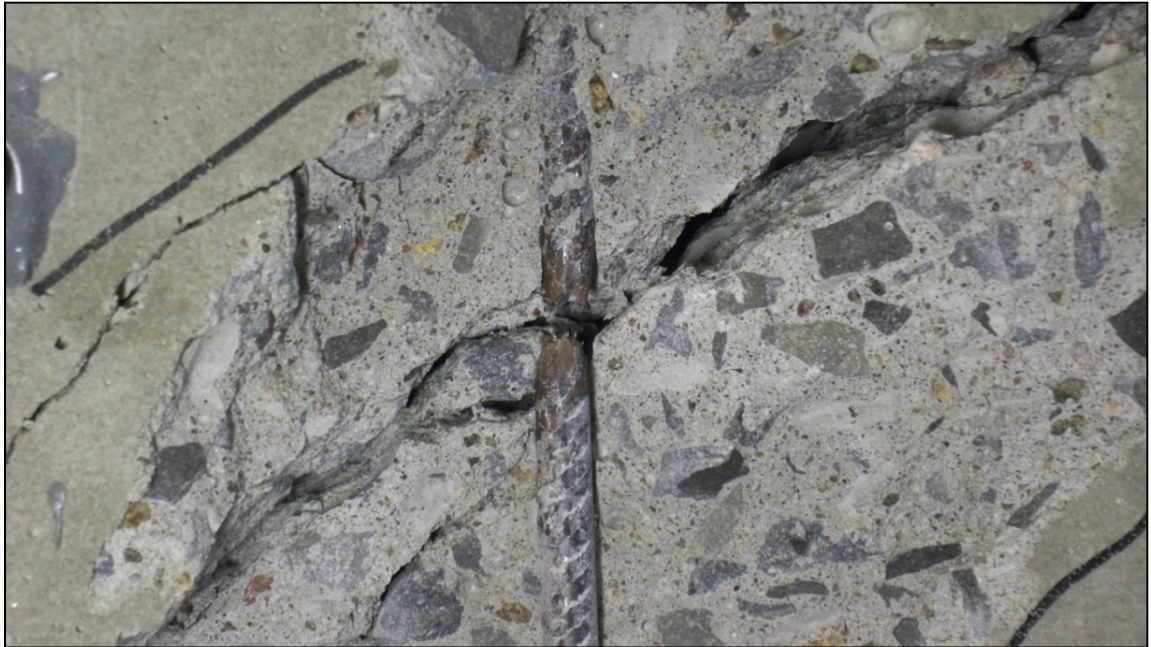


Figure 11.4 Rupture d'un étrier dans le spécimen S1-Control.

La poutre S3-FN renforcée par application de la méthode NSM avec des barres espacées de 130 mm a subi une charge maximale enregistrée de 380 kN soit 29,2% de gain par rapport à la poutre S0-Control. Le mode de rupture ce fit par séparation de la surface du béton (comme les autres spécimens FN). La plus grande déformation longitudinale enregistrée dans les barres PRF était de 2640 $\mu\epsilon$ (Figure 11.10), ce qui correspond à 21% de la tension ultime enregistrée dans le composite.

La poutre S3-FE était renforcée avec des barres verticales espacées de 130 mm. La charge ultime était de 425,5 kN soit 45% supérieur à la poutre S3-Control. La rupture s'est produite par plastification des aciers longitudinaux comme le montre le graphique du chargement en fonction de la déflexion à mi-portée de cette poutre (Figure 11.10). La figure 11.5 révèle que la section de l'étrier brisé a diminué au niveau de la coupure (ce qui témoigne de la plastification). La plus grande déformation longitudinale enregistrée dans les barres PRF était de $3767 \mu\epsilon$ (figure 11.10), ce qui correspond à 28% de la tension ultime enregistrée dans le composite.



Figure 11.5 Rupture après plastification d'un étrier dans le spécimen S3-FE.

11.3 Présentation des déformations

Cette partie de l'étude se consacre au comportement des PRF et des aciers transversaux pour les deux méthodes de renforcement. Cette étude a été possible du fait de la bonne instrumentalisation des différents spécimens.

Dans les aciers transversaux

Les figures 11.6 et 11.7 montrent les courbes de charge en fonction de la déformation dans les aciers transversaux pour les séries S1 et S3. Ces courbes indiquent que le comportement des aciers transversaux passe par trois phases pendant le chargement progressif.

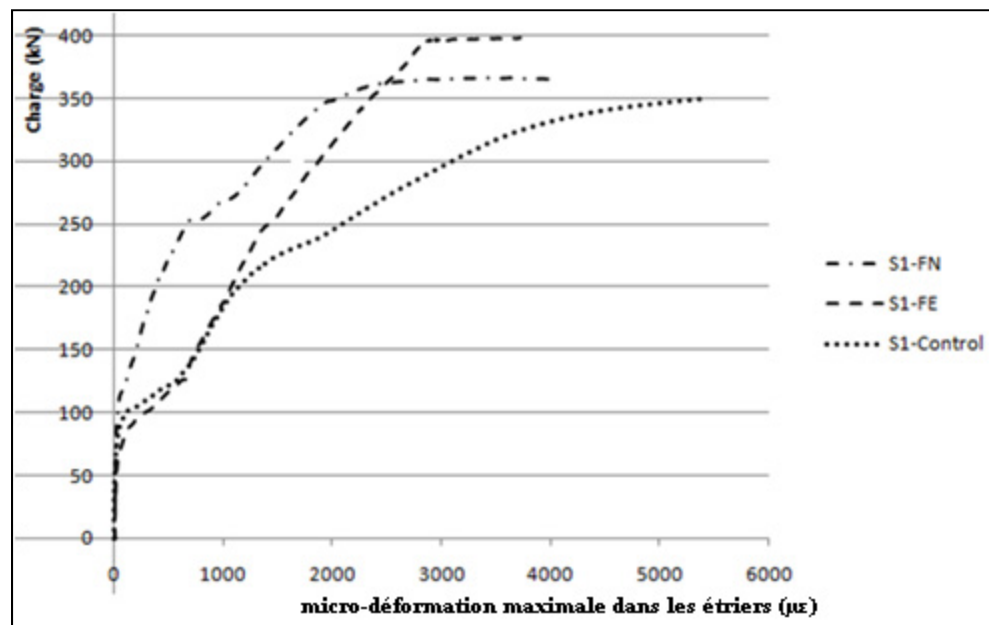


Figure 11.6 Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans les étriers pour la série S1.

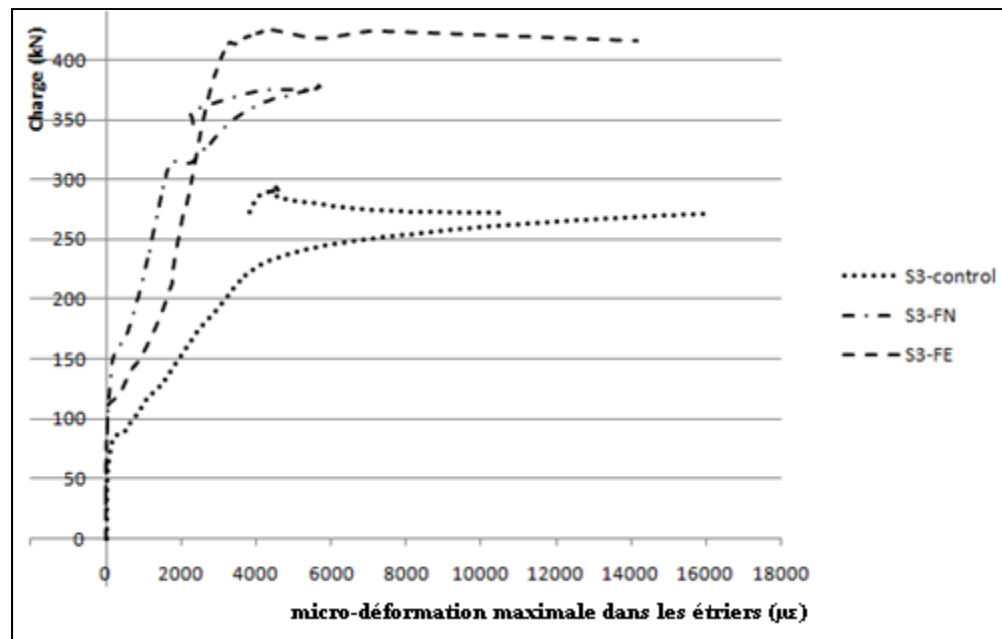


Figure 11.7 Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans les étriers pour la série S3.

Durant la première phase de chargement aucune contribution remarquable de la part des aciers transversaux ne fût enregistrée.

Dans la seconde phase les premières fissures diagonales de cisaillement apparurent et les étriers commencèrent à subir les contraintes. Pour la série S3, par exemple, cette phase commença pour une charge de 75 kN pour le spécimen de contrôle et à une moyenne de 100 kN pour les spécimens renforcés.

Durant la troisième phase, les contraintes dans les aciers transversaux continuent de progresser avec l'augmentation de la charge jusqu'à ce que les étriers plastifient ou que la rupture se produise. Un étrier qui a plastifié se reconnaît facilement grâce à l'important plateau observable sur la courbe de contrainte correspondante.

Pour la même charge appliquée, la contrainte dans les étriers des spécimens non-renforcés fût plus importante. Cela traduit le fait que la présence de PRF atténua les contraintes dans les

aciers transversaux. De plus, la plastification des étriers (atteinte dans tout les cas sauf S3-FN (Figure 11.8)) intervient plus vite dans les spécimens qui n'ont pas de renforcement au PRF.

Dans les PRF

Les figures 11.8, 11.9 et 11.10 présentent les courbes de chargement en fonction de la contrainte dans le FRP pour chaque série et chaque type de renforcement. On constate que les courbes ont les mêmes tendances et passent par trois phases.

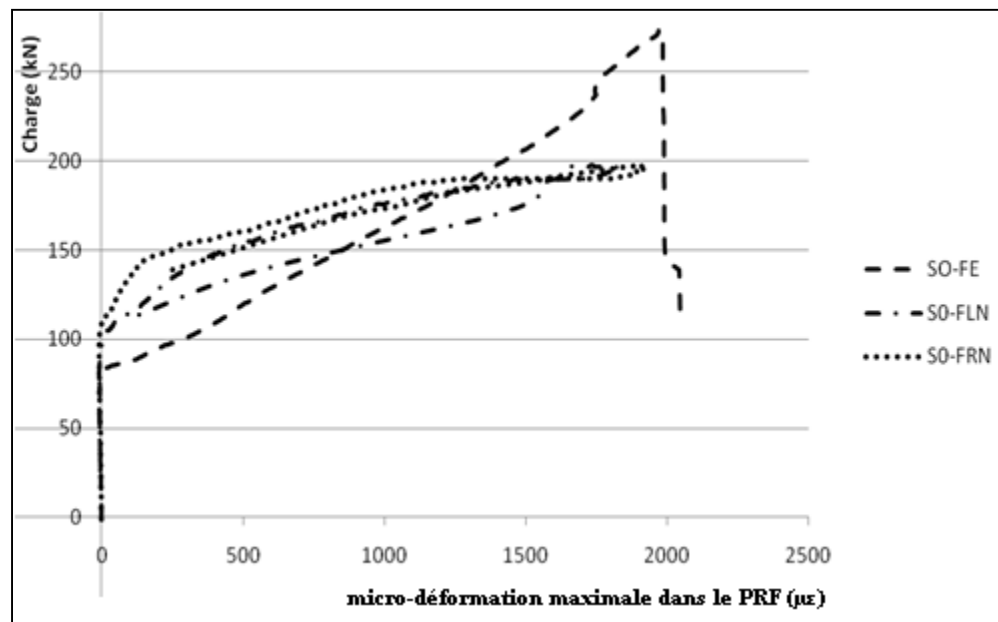


Figure 11.8 Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans le PRF pour la série S0 (L : Left ; R : Right).

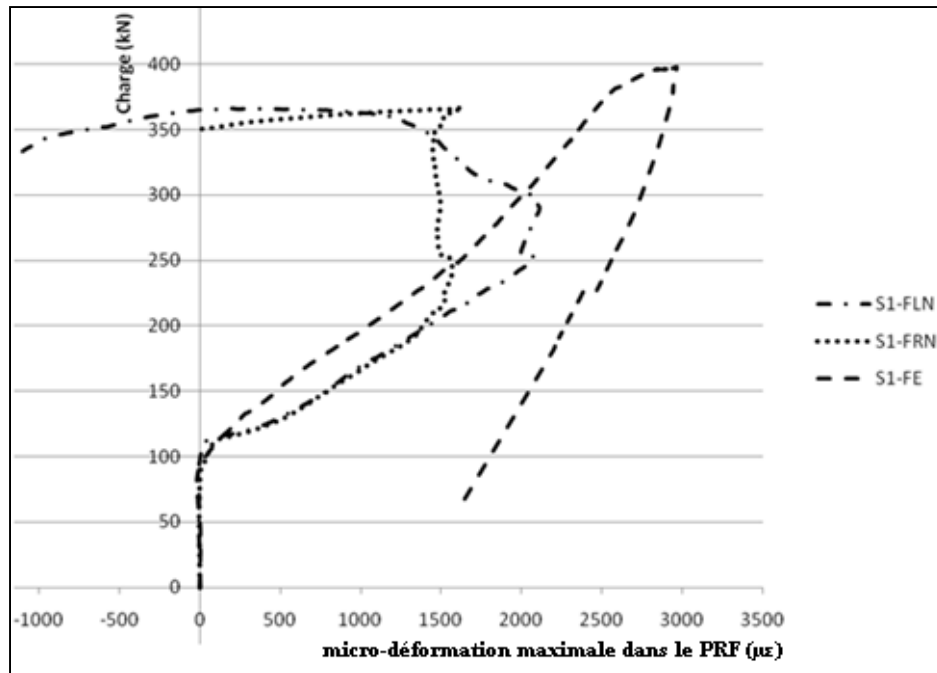


Figure 11.9 Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans le PRF pour la série S1 (L : Left ; R : Right).

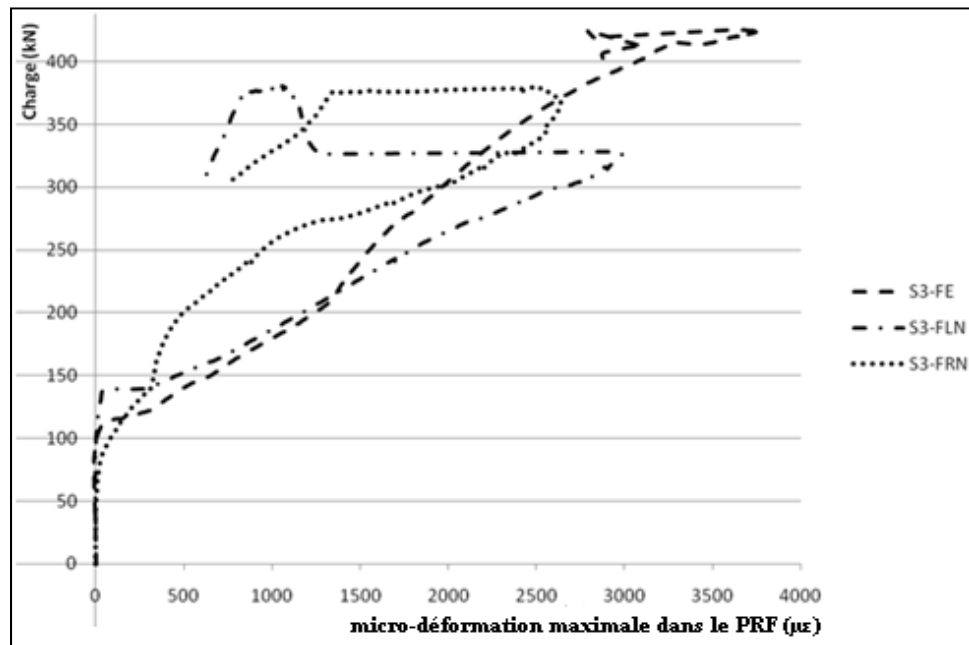


Figure 11.10 Charge en fonction de la micro-déformation maximale dans le PRF pour la série S3 (L : Left ; R : Right).

Dans la première phase de chargement aucune contrainte n'est enregistrée dans le matériau composite.

Dans la seconde étape, le PRF commence à subir les contraintes (aux alentours de 100 kN en moyenne pour chaque test (Figure 11.8, 11.9 et 11.10)). Les contraintes dans le PRF continuent d'augmenter jusqu'à un seuil (le plus remarquable est pour la série S3 (Figure 11.10)). Le niveau atteint par les spécimens dépend de la méthode de renforcement. Pour le spécimen S1, par exemple, la contrainte maximale atteint les 2112 $\mu\epsilon$ pour le test S1-FN.

Dans la troisième étape, la contrainte dans le PRF commence à diminuer, parfois rapidement, au fur et à mesure que le chargement augmente (sauf pour les spécimens FE ou la charge s'est intensifiée jusqu'à la rupture). Cela peut s'interpréter ainsi : bien qu'aucun signe de décollement ne fût observé durant les tests, les nombreux bruits de craquement entendu dans la poutre laissent imaginer qu'un décollement local pourrait s'être produit et cela expliquerait la diminution de la contrainte dans le PRF.

11.4 Présentation de la réponse en déflexion

Les figures 11.11, 11.12 et 11.13 montrent les réponses en déflexion de chacune des séries. Chacune des figures donne la force de cisaillement en fonction de la déflexion à mi-porté pour la poutre de contrôle ainsi que pour les deux poutres renforcées de chaque série. La comparaison est ainsi possible.

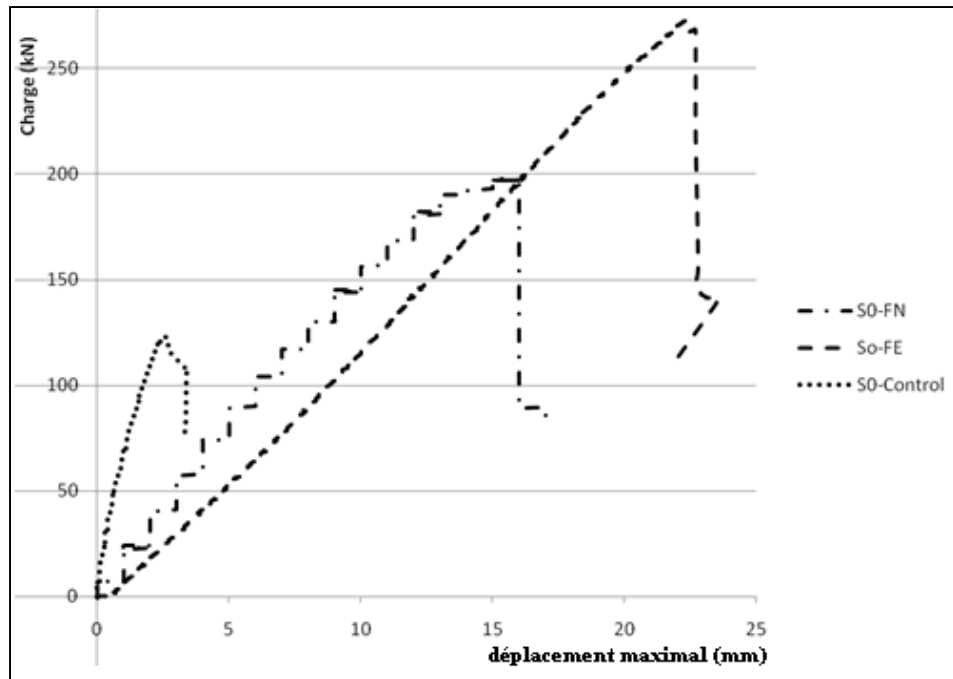


Figure 11.11 Charge en fonction du déplacement maximal pour la série S0.

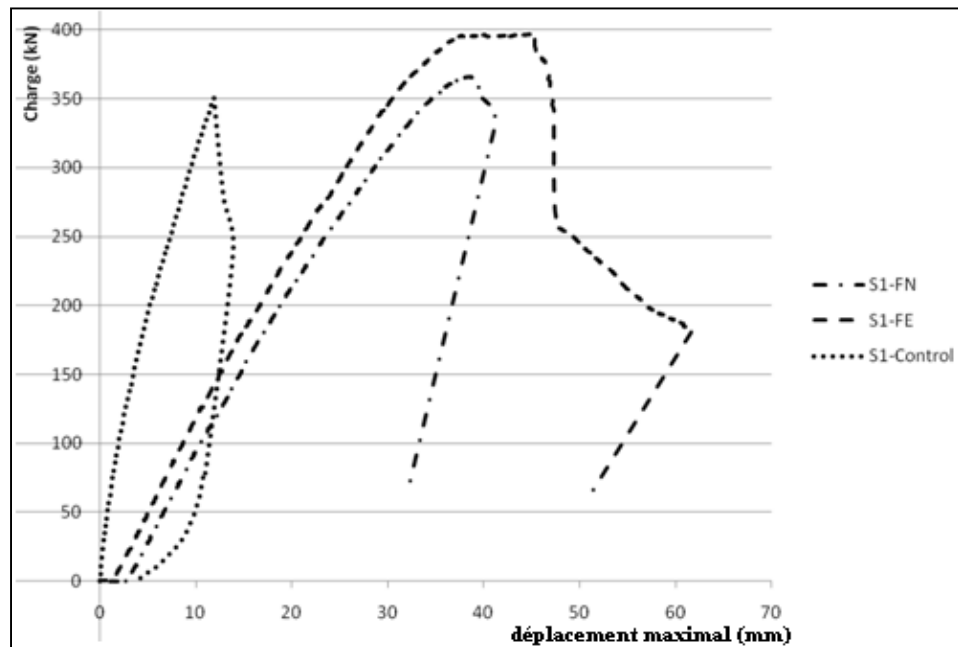


Figure 11.12 Charge en fonction du déplacement maximal pour la série S1.

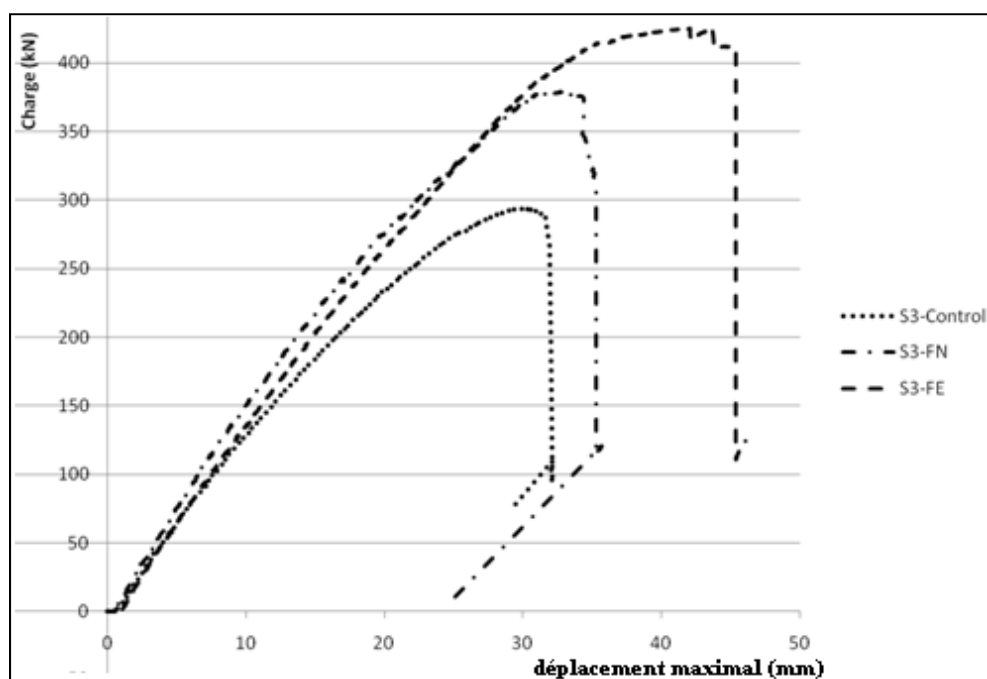


Figure 11.13 Charge en fonction du déplacement maximal pour la série S3.

Le comportement quasi-linéaire des courbes est caractéristique d'un mode de rupture par cisaillement (sauf pour les spécimens S1-FE et S3-FE qui ont cédé par flexion). La figure 11.13 montre que les spécimens S3-FN et S3-FE présentent une rigidité plus grande en comparaison avec la poutre de contrôle de cette série. Les spécimens S1-FE et S3-FE, ont atteint leurs limites en flexion, avec une rupture moins ductile par rapport à toutes les poutres de cette étude. Les chargements maximums et les déplacements maximums sont présentés dans le Tableau 10.2.

Les spécimens renforcés avec l'utilisation de la méthode ÉTS ont présentés les déflexions maximales aux points de chargement, les résistances au cisaillement à la rupture plus élevées par rapport à tous les autres spécimens. La méthode proposée par l'ÉTS améliore concrètement le comportement d'une poutre en béton armé face à la problématique du cisaillement. Cela est justifié par les résultats expérimentaux ci-dessus.

CHAPITRE 12

DISCUSSION DES RÉSULTATS

12.1 Interprétation des résultats

Les tableaux 12 et 13 montrent que les poutres ayant été renforcées en cisaillement ont eu une nette augmentation de leur capacité de résistance par comparaison aux poutres de contrôle. En moyenne, les poutres renforcées par la méthode NSM étaient 31% plus résistantes que leur poutre de contrôle correspondante. Pour les poutres renforcées avec la nouvelle méthode proposée par l'ÉTS, cette moyenne a progressé jusqu'à 60%. La méthode de l'ÉTS surpasse la méthode NSM et se présente comme une alternative plus rentable pour le renforcement de poutre déficiente en cisaillement.

Quoiqu'il en soit, la présence d'étriers ou non, leur espacement ou même le type de renforcement adopté, influe sur les fissures de cisaillement qui s'immiscent toujours aux endroits présentant une faiblesse. Souvent, pour les spécimens FN, cela implique que les fissures s'immiscent derrière les barres de renforcement où entre celle-ci (S1-FN par exemple). Dans d'autres situations, la plastification des étriers (et leurs ruptures) entraîne la propagation des fissures comme pour le spécimen S1-Control par exemple.

De même, la perte d'adhérence entre les barres et le revêtement de sable qu'elle possède peut expliquer la rupture de certains spécimens comme SO-FN par exemple. La figure 12.1 illustre cette observation. Elle montre une des barres de renfort NSM du spécimen SO-FN (dégarni de son revêtement sableux) à côté de laquelle il a été posé une barre témoin pour examiner la différence de revêtement.



Figure 12.1 Perte d'adhérence entre la barre et son enrobage de sable.

Le spécimen S1-FE a subi un phénomène d'écrasement aux appuis, ce qui témoigne du bon fonctionnement du renforcement. Le point faible est l'appui si la zone de fissuration normale pour le cisaillement (Partie 1) est bien solidifiée.

La suite du chapitre commente les résultats obtenus en faisant intervenir les effets de la présence d'aciers transversaux et de leurs espacements. L'efficacité des méthodes, en particulier de la méthode ÉTS, est aussi abordée.

12.2 Résultats concernant les aciers transversaux

Dans les poutres renforcées par la méthode NSM, la présence d'aciers transversaux s'est fait ressentir par une forte diminution de la contribution du PRF à la résistance au cisaillement. Ainsi, le gain dû au PRF est passé de 61% pour le spécimen S0-FN à 4% et 29% respectivement pour les spécimens S1-FN et S3-FN. Cela est dû aux parties verticales des

étriers qui ont créé des points de faiblesses. Ceci a facilité le détachement des surfaces de béton à proximité (Figure 11.2).

Dans les poutres renforcées par la méthode ÉTS, la présence d'aciers transversaux a aussi fait chuter la contribution à la résistance au cisaillement du PRF. Ainsi, le gain dû au PRF est passé de 122% pour le spécimen S0-FE à 13% et 45% respectivement pour les spécimens S1-FE et S3-FE. De plus, il faut noter que les spécimens S1-FE et S3-FE ont atteint leur capacités maximales en flexion. Le gain dû à la méthode ÉTS dans les poutres avec étriers (S1-FE et S3-FE) aurait été supérieur si la rupture n'était pas intervenue par flexion. Il est à noter que l'utilisation de PRF tel que préconisée par l'ÉTS n'a pas changé significativement l'aspect des poutres. Cela montre que les effets des aciers transversaux dans l'inhibition de la contribution du PRF sont moins prononcés avec l'utilisation de la méthode ÉTS plutôt que par la méthode NSM.

12.3 Influence de l'espacement entre les aciers transversaux

Dans les spécimens renforcés par la méthode NSM, la diminution de l'espacement entre les étriers octroie un gain moindre pour la poutre S1-FN par rapport à la poutre S3-FN. Dès que l'espacement des étriers est réduit, les effets des parties verticales des étriers responsables du détachement des côtés en béton de la poutre (Figure 11.2), augmentent. Par exemple, le spécimen S1-FN commença à se décoller pour une contrainte dans le PRF inférieure à celle du spécimen S3-FN. Il s'en suit que le gain du spécimen S1-FN est moindre que celui de S3-FN.

Pour les spécimens renforcés par la méthode ÉTS, la diminution de l'espacement entre les étriers donne un moindre gain en résistance due au PRF. Les spécimens S1-FE et S3-FE ont eu un mode de rupture par flexion. De ce fait, ces poutres n'ont pas atteint leur capacité maximale de résistance au cisaillement, il n'est pas possible avec ces résultats d'analyser les effets des aciers transversaux sur ces spécimens.

12.4 Efficacité des méthodes

Les deux méthodes employées dans cette recherche ont prouvé leurs efficacités. Si le chargement ultime de chaque spécimen renforcé est pris en compte, il apparaît que chaque méthode a présenté un gain. Il a été noté que la présence d'étriers ainsi que leurs espacements influençaient largement le gain obtenu par rapport aux spécimens de contrôle. Mais ce bénéfice est présent pour chaque test de renforcement (de 4% pour S1-FN à 122% pour S0-FE). Dans cette étude, l'augmentation moyenne de la capacité de résistance au cisaillement a avoisiné les 31% pour les poutres renforcées par la méthode NSM et les 60% pour celles renforcées par la méthode de l'ÉTS. La méthode de l'ÉTS fût plus efficace en termes de développement de la force de tension du PRF avant rupture. Cela prouve l'efficacité des méthodes choisies avec une préférence pour la méthode ÉTS.

L'efficacité de la méthode ÉTS par rapport à la méthode NSM si on considère le ratio de PRF par unité de longueur est commenté ici. L'aire de section de PRF par mètre de portée subissant le cisaillement dans chaque poutre renforcée par la méthode NSM et ÉTS était respectivement de 1090 mm²/m et 974 mm²/m (Tableau 11.2). La capacité de tension ultime par unité de longueur des systèmes de renforcement dans les mêmes poutres était respectivement de 2055 et 1807 kN/m. L'efficacité du renforcement FRP pour chaque spécimen est définie comme la contribution du PRF à la capacité au cisaillement V_f divisée par la capacité de tension ultime par unité de longueur de PRF utilisé dans chaque cas. Le Tableau 11.2 montre l'efficacité des méthodes de renforcement par PRF pour chaque spécimen. En moyenne l'efficacité de la méthode ÉTS pour chaque série est 2,1 fois meilleure que la méthode NSM. Et impose un meilleur rendement de la méthode ÉTS sur la méthode NSM.

La méthode proposée par l'ÉTS se hisse au premier plan de la recherche. En effet, les recherches présentées ici ne sont que les premières à employer cette méthode. L'amélioration de celle-ci est toujours possible que ce soit dans la conception, avec par exemple l'inclinaison des barres et l'essai d'autres types de barres (changement de diamètre ou du

type de fibre par exemple). Ou bien dans la mise en œuvre, avec par exemple le doublement des barres PRF (deux barres côte à côte au lieu d'une qui agiraient comme un étrier PRF). Ces résultats sont, précurseur d'amélioration de la méthode ÉTS et les pistes de progrès sont nombreuses.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Conclusion

Les objectifs de cette étude étaient d'abord de procéder à la mise à jour de la base de données élaborée par l'ÉTS puis de tester une nouvelle méthode de renforcement au cisaillement de poutre en béton armé imaginée par l'équipe de l'ÉTS. Ces deux objectifs ont été atteints. Pour cela, cette étude s'est divisée en plusieurs parties. Une recherche bibliographique a été faite pour permettre de situer l'état actuel de l'investigation sur la problématique du cisaillement dans les poutres en béton armée. En particulier, lorsqu'un renforcement utilisant des matériaux composites a été pratiqué. La présentation de la base de données et des résultats de sa mise à jour représente une partie essentielle de ce mémoire.

Cette base de données, une fois la mise à jour effectuée, comporte plus de 400 spécimens de poutres en béton armé renforcées avec une méthode se servant des matériaux composites. Elle sera utile pour organiser et axer les futurs projets de recherche.

En effet, à l'heure actuelle la problématique du cisaillement dans une poutre en béton armé conventionnelle est favorisée par la recherche tant sa complexité rend les connaissances actuelles en deçà de celles sur le phénomène de flexion. La croissance mondiale des techniques de renforcement, souvent préférées à la démolition dans les projets de réhabilitation, dépend grandement de l'avancement de la recherche. L'utilisation sur le marché des matériaux composites reste encore relativement récente. Cela peut aussi laisser septique les promoteurs malgré le nombre croissant de programmes de réhabilitation passant par le renforcement composite. Les résultats présentés par la recherche internationale demeurent utiles au développement des techniques de renforcement. La base de données de l'ÉTS œuvre dans ce sens.

La suite de ce projet de recherche transmet les résultats de la nouvelle méthode de renforcement imaginée par l'ÉTS. Cette méthode vise à favoriser les forces d'adhésions entre

les barres de renforcement composite et le béton en insérant les tiges directement dans l'âme de la poutre. Pour cette étude, une série de tests a été effectuée sur un groupe de six poutres en Té. Elle comporte neuf résultats au total. Les poutres ont été différenciées par leur type de renforcement intérieur ainsi que par le choix de la méthode de renforcement appliquée. Chaque extrémité des poutres a été soumise au même test. Une des variantes dans ces tests est le type de renfort en cisaillement adopté pour chaque partie de la poutre concernée. Car, la comparaison de la méthode ÉTS avec celle considérée comme la meilleure sur le marché actuellement (méthode NSM) a été réalisée. En définitive, la méthode ÉTS est plus efficace que la méthode NSM.

A l'issue de ces tests, les poutres renforcées par la méthode NSM ont eu une rupture due à la séparation de la surface de couverture de béton au niveau des étriers internes. La rupture des poutres renforcées par la méthode de l'ÉTS fût majoritairement (séries S1 et S3) par flexion. La présence d'étriers de renfort interne ainsi que leur espacement s'est traduit par une diminution de la contribution du PRF à la résistance au cisaillement du spécimen pour l'usage de la méthode NSM. Il n'y a pas eu d'influence significative sur la méthode de l'ÉTS, c'est attribué au fait que les barres dans cette méthode sont confinées au cœur de la poutre. Le bilan des tests est donc très positif avec une nette augmentation de la résistance au cisaillement des poutres renforcées par la méthode ÉTS, en particulier, quand celles-ci ne comportaient pas d'aciers transversaux. L'influence de ces derniers reste essentielle à la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé. L'augmentation de la résistance au cisaillement à parfois dépasser les 120%, ce qui témoigne de l'efficacité de la méthode imaginée par l'ÉTS. La méthode NSM restant un moyen de renforcement compétant.

De plus, la méthode ÉTS présente des avantages majeurs sur toutes celles qui ont vues le jour avant elle. Elle est notamment très simple à mettre en place, excluant une préparation minutieuse de la surface de béton par exemple. Mais surtout, elle maximise les forces d'adhésion entre les barres de renforcement et le béton. Cet atout majeur explique grandement les résultats de qualité obtenus. La protection du matériel composite face au feu

et au vandalisme est amélioré aussi dans cette méthode et l'avantage du composite face à la problématique de la corrosion reste d'actualité.

Cependant, les résultats de cette étude laissent croire que la méthode ÉTS ne demande qu'à se perfectionner : d'abord, parce que ces tests ne représentent que la première utilisation de cette méthode, ensuite, car l'amélioration de celle-ci est toujours possible que ce soit dans la conception, avec par exemple l'inclinaison des barres et l'essai d'autres types de barres (changement de diamètre ou du type de fibre par exemple) ou dans la mise en œuvre, avec par exemple le doublement des barres PRF (deux barres côte à côte au lieu d'une qui agiraient comme un étrier PRF).

La recherche menée à l'ÉTS est donc très prometteuse. Les premiers résultats sont concluants et les possibilités de développement restent nombreuses. De plus, l'amélioration du procédé avec de nouvelles études est plus que probable, c'est pourquoi la méthode ÉTS devrait voir le jour sous peu sur le marché de la réhabilitation.

Recommandations

L'optimisation de la recherche globale portant sur la problématique du cisaillement serait avantageuse si la base de données développée par l'ÉTS se voyait quelque peu modifiée. En effet, il est apparu au cours de cette recherche que cette base de données n'est pas accessible à toutes les méthodes de renforcement. De ce fait, son utilité est limitée contrairement à son but initial. Avec l'ajout de quelques révisions, la base de données de l'ÉTS pourrait être encore plus pratique qu'elle ne l'est déjà.

Mais la recommandation majeure pour les travaux futurs est d'augmenter le nombre de tests effectués en utilisant la méthode de renforcement ÉTS. Comme cette recherche le montre, cette technique est très prometteuse et laisse présager de meilleurs résultats si d'autres études se consacrent pleinement à son optimisation. Il a été abordé les possibilités de tester d'autres types de renforts composites, de doubler le nombre de barres renfort ou encore d'incliner les

barres de manière à intercepter au mieux les fissures de cisaillement. Ce ne sont là que des exemples probables d'améliorations de la méthode ÉTS. Encore faut-il encourager ces recherches futures pour pouvoir donner aux chercheurs de nouveaux paramètres de comparaison et de recoupement. Ainsi, la méthode ÉTS aura plus de pertinence auprès de la communauté scientifique.

Il serait aussi bénéfique de réfléchir à des moyens, aussi simples que possibles, d'adapter la méthode ÉTS aux conditions réelles d'un chantier de réhabilitation. En effet, les tests présentés dans ce mémoire ont été pratiqués dans des conditions optimales. Or, les contraintes liées à la réalisation d'un chantier de réhabilitation sont souvent sévères et même propres à chaque chantier. De ce fait, la méthode ÉTS doit être capable de s'adapter à chaque situation. Cela passe, par exemple, par la création d'outils visant à faciliter le travail de l'opérateur sur chantier.

Dans le même axe de recherche, une étude de rentabilité concernant la méthode ÉTS devrait être effectuée. En effet, cette technique, dans la phase de tests de cette étude, s'est révélée être moins coûteuse en temps ainsi qu'en résine par rapport à la méthode NSM. Elle a aussi nécessité l'utilisation d'outils plus courants et moins dangereux. Il reste à déterminer si cette technique présente toujours ces avantages sur un chantier de réhabilitation. Cela dépendra grandement de comment il sera choisi d'adapter cette méthode aux conditions réelles. L'exécution d'une étude de rentabilité comparant les coûts de la méthode ÉTS avec ceux de toute autre méthode dans les conditions réelles d'un chantier de réhabilitation donnerait encore plus de crédibilité à la méthode ÉTS.

ANNEXE I

EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT D'UN RENFORCEMENT PAR LA MÉTHODE NSM D'APRÈS PARRETTI ET NANNI (2004)

Il est donné ici un exemple d'application des recommandations de Parretti et Nanni (2004) présentées à la section 3.3.5.

On considère une poutre en béton armé simplement supportée et de section en T mesurant 30 pieds ($\approx 9.15\text{m}$). Elle peut supporter les charges suivantes : $w_D = 19.0\text{ kN/m}$ et $w_L = 23.4\text{ kN/m}$. La charge utile de service a besoin d'être élevée de 23.4 à 32.0 kN/m.

La capacité de la poutre en flexion reste convenable pour cette augmentation des charges d'utilisation. Il n'y a donc pas besoin d'effectuer un renforcement en flexion. Cependant un renforcement en cisaillement est inévitable. Et la nouvelle résistance au cisaillement de cette poutre a été calculée à 324.7 kN.

Les dimensions de la poutre sont données sur la figure ci-dessous.

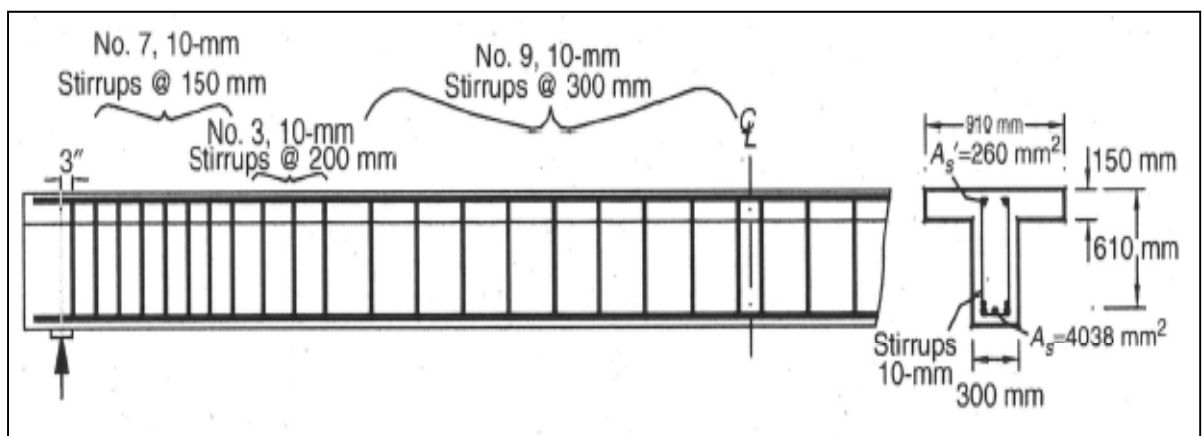


Figure-A I-1 Étriers en acier dans la poutre.

Tiré de Parretti et Nanni (2004, p.12)

Données de l'exemple :

Béton : $f'_c = 27.6MPa$

Acier : $f_y = 276MPa$

PRF : $d_b = 6.35mm$, $l_b = 500mm$, $f_{fu}^* = 2.068MPa$, $E_f = 124GPa$ et $\varepsilon_{fu}^* = 0.017$

On opte pour un renforcement par la méthode NSM avec un espacement entre les barres $s_f = 80mm$. Le nombre de barres PRF devant croiser les fissures à 45° est :

$$n = \frac{l_{eff}(1 + \cot\alpha)}{s} = \frac{(l_b \sin\alpha - 2c)(1 + \cot\alpha)}{s}$$

$$= \frac{(500mm * \sin(90) - 2 * (40mm))(1 + \cot(90))}{80mm} = 5.25 \Rightarrow n = 5$$

La longueur des barres pour maintenir l'intégrité en cisaillement de la poutre est de :

$$l_{0.004} = 0.001 \frac{d_b E_f}{\tau_b} = 0.001 \frac{(6.35mm)(124000MPa)}{6.9MPa} = 114mm$$

La figure ci-dessous explique comment calculer la longueur de chacune des cinq barres à installer.

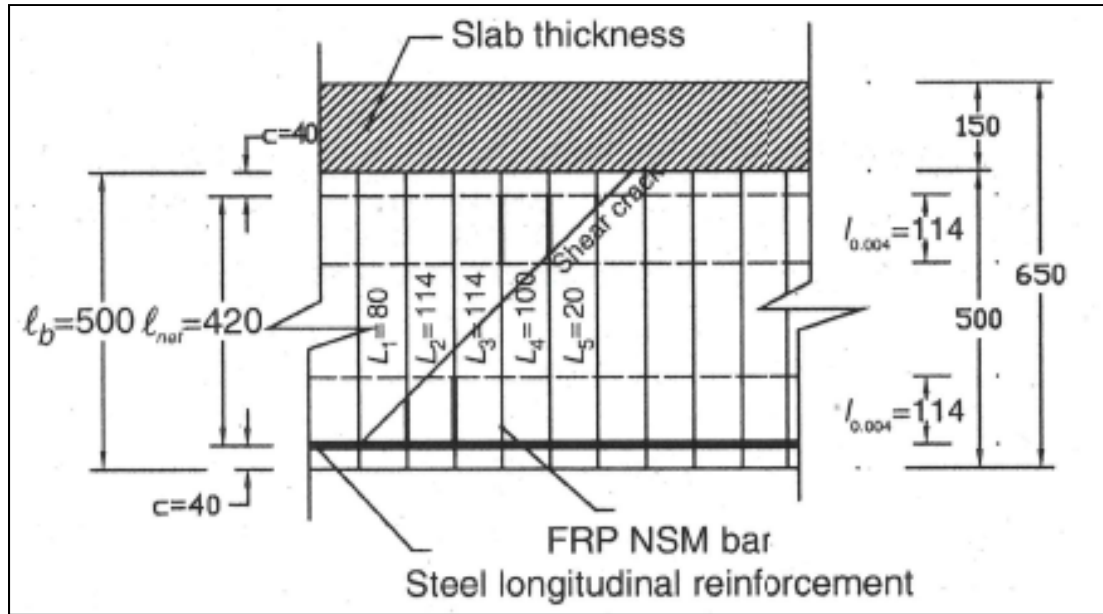


Figure-A I-2 Définition de L_i pour un espacement de 80mm (seules les barres NSM sont montrées).
Tiré de Parretti et Nanni (2004, p.13)

En utilisant la figure ci-dessus et l'équation :

$$L_i = \begin{cases} \frac{s}{\cos\alpha + \sin\alpha} i \leq l_{0.004}, & i = 1.. \frac{n}{2} \\ l_{net} - \frac{s}{\cos\alpha + \sin\alpha} i \leq l_{0.004}, & i = \frac{n}{2} + 1..n \end{cases}$$

on calcule les différentes longueurs des barres :

$$L_1 = \min(l_{0.004}, s * 1) = \min(114mm, (80mm) * 1) = 80mm$$

$$L_2 = \min(l_{0.004}, s * 2) = \min(114mm, (80mm) * 2) = 114mm$$

$$L_3 = \min(l_{0.004}, l_{net} - s * 3) = \min(114mm, 420mm - (80mm) * 3) = 114mm$$

$$L_4 = \min(l_{0.004}, l_{net} - s * 4) = \min(114mm, 420mm - (80mm) * 4) = 100mm$$

$$L_5 = \min(l_{0.004}, l_{net} - s * 5) = \min(114mm, 420mm - (80mm) * 5) = 20mm$$

La longueur totale de barre à découper est donc de :

$$L_{tot} = L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 = 80 + 114 + 114 + 100 + 20 = 428mm$$

La contribution du matériau composite est :

$$V_f = 2\pi d_b \tau_b L_{tot} = 2 * \pi * (6.35mm) * (6.89MPa) * (428mm) = 117.6kN$$

Pour prévenir un éventuel écrasement du béton, on vérifie nos résultats. La contribution de l'acier transversal est calculée et on regarde si les limites sont respectées.

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{(142mm^2) * (276MPa) * (610mm)}{150mm} = 159.4kN$$

$$\begin{aligned} V_s + V_f &= 159.4kN + 117.6kN = 277kN < 0.66\sqrt{f'_c}bd \\ &= 0.66\sqrt{27.6MPa} * (300mm) * (610mm) = 634.5kN \end{aligned}$$

La nouvelle résistance de la poutre au cisaillement ainsi obtenus peut être calculée :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f) = 0.85[160.2kN + 159.4kN + 0.85 * (117.6kN)] = 356.6kN \\ &> V_u = 324.7kN \end{aligned}$$

$$\text{avec } V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}bd = \frac{1}{6}\sqrt{27.6MPa} * (300mm) * (610mm) = 160.2kN$$

Le renforcement est un succès. La figure ci-dessous montre la disposition des barres adaptées ainsi que la répartition de l'effort tranchant.

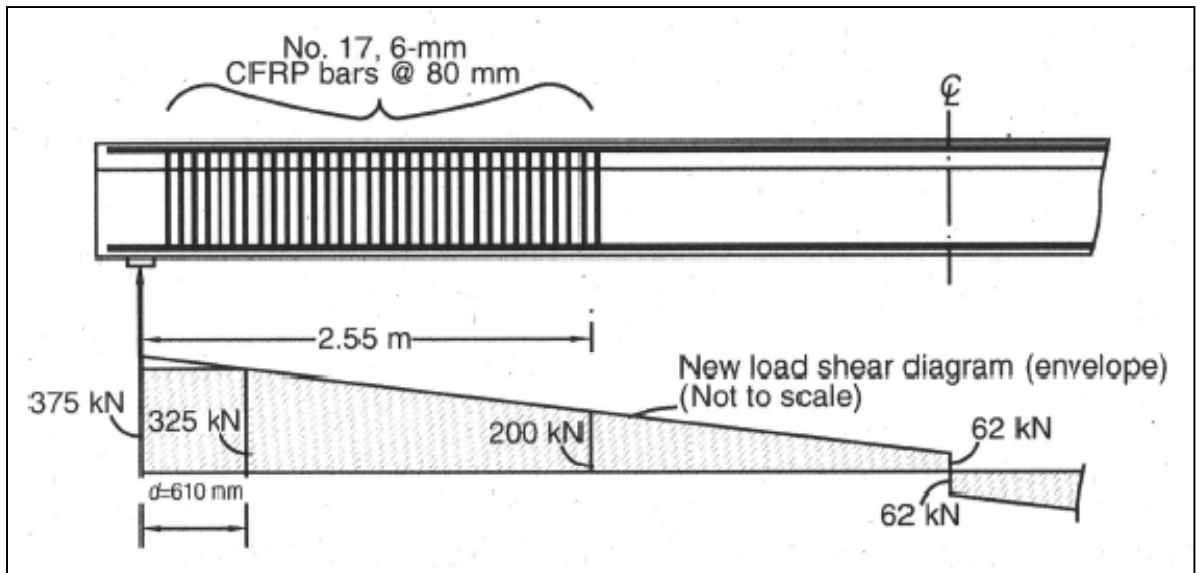


Figure-A I-3 Augmentation de la résistance au cisaillement par l'utilisation de barre NSM CFRP.

Tiré de Parretti et Nanni (2004, p.14)

ANNEXE II

DESCRIPTION DES ÉTAPES ANTÉRIEURES AUX TESTS

Pour cette étude on rappelle qu'une série de tests a été effectuée sur un groupe de quatre poutres ayant une section en T et étant différenciées par leur type de renforcement intérieur. Chaque extrémité des poutres ayant été soumise au même test. La variante dans ces tests est le type de renfort en cisaillement adopté pour chaque partie de la poutre concernée. En effet, deux méthodes de renforcement ont été utilisées dans ces tests. La première est une méthode connue des constructeurs sous le nom de méthode NSM. Tandis que la deuxième était utilisée pour la première fois et est nommée « méthode ÉTS » (Chapitre 9). Au final la série de tests comporte huit résultats. Les étapes antérieures aux dits tests sont décrites dans ce qui suit.

Chaque poutre a été renforcée à ses deux extrémités selon deux méthodes particulières de renforcement. Les calculs de dimensionnement de ces renforcements ont été réalisés selon les normes en vigueur (Chapitre 5).

La mise en œuvre des deux méthodes de renforcement sont:

Méthode NSM :

La première méthode sélectionnée par notre équipe a été la méthode NSM, qui est la plus récente sur le marché et aussi celle qui présente des résultats plus intéressants aux vues des études antérieures à la nôtre. Cette méthode consiste à enlever de la matière sur les cotés de la poutre de manière régulière et ceci en ayant correctement dimensionné les rainures, pour y insérer des barres de matériaux composites scellés à l'aide de résine époxy. L'espacement entre les rainures est soigneusement calculé avant toute opération.

Une présentation schématique de la méthode NSM est affichée ci-dessous :

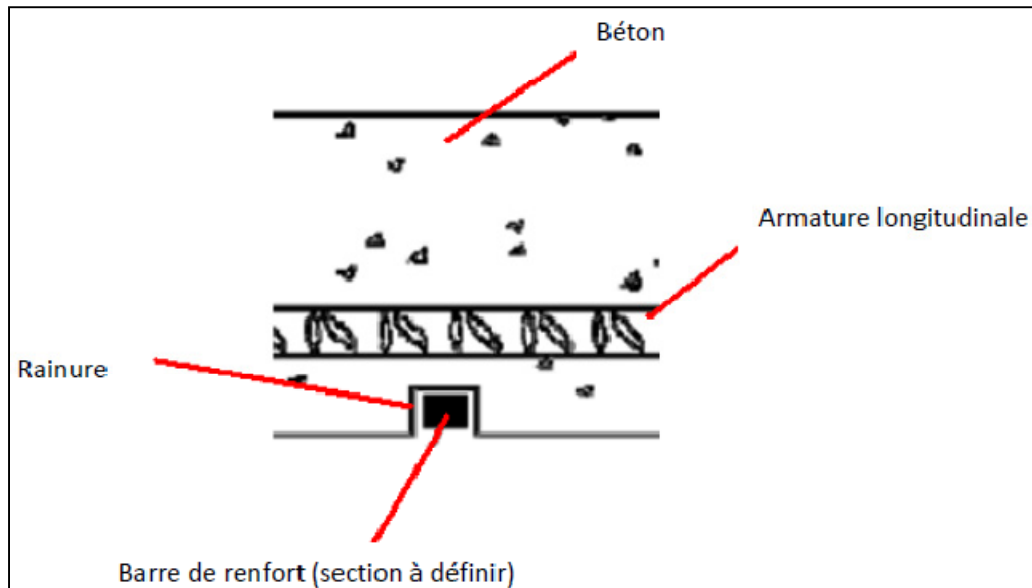


Figure-A II-1 Représentation schématique de la méthode NSM.

Les outils utilisés pour ce renforcement furent une rainureuse électrique, une disquuse à air comprimé et un marteau piqueur à air comprimé. Le rendu des différentes étapes de la préparation est affiché ci-dessous :



Figure-A II-2 Poutres rainurées pour l'application méthode NSM.

Une fois cela réalisé, le fabricant de résine stipule que la surface de contact entre le béton et la résine doit être parfaitement propre avant la pose de la résine. On doit donc nettoyer correctement le rainure réalisée et ceci à l'aide de brosse et de pistolet à air comprimé pour se débarrasser de la poussière de ciment.



Figure-A II-3 Nettoyage des rainures.



Figure-A II-4 Poutre avec rainures après nettoyage.

La poutre peut ensuite être renforcée. La pause de résine d'effectue directement avec un pistolet adéquat et des spatules pour assurer l'homogénéité de l'enrobage autour de la barre. Dans le cas de cette étude, il a fallu prendre des précautions particulières pour protéger l'instrumentation pausée sur les barres de renfort.

La surface latérale de la poutre peut être ensuite repolie pour un rendu visuel identique à celui du début.

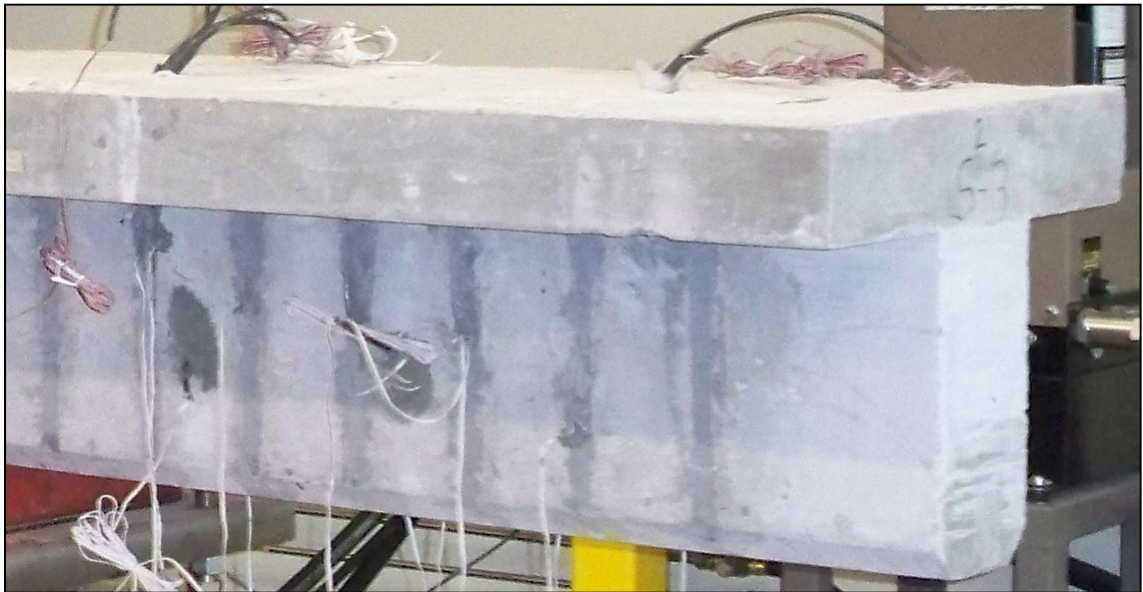


Figure-A II-5 Renforcement par la méthode NSM.

Cette méthode a été appliquée sur une des extrémités des quatre poutres.

Méthode ÉTS :

Elle fut majoritairement imaginée par Monsieur Omar Chaallal professeur au département du génie de la construction de l'ÉTS. Le descriptif et les choix de modes opératoires suivant pour la mise en place effective de cette méthode sur nos poutres résulte de la réflexion de notre groupe. Toute amélioration du procédé reste encore possible.

Concrètement cette méthode consiste à intégrer des barres de renfort en composite au sein même de la poutre sur une position centrale par rapport à l'axe longitudinal de la poutre. La longueur des barres de renfort est telle que celle-ci, une fois positionné correctement soit ancrée dans le plateau de la poutre en T.

Toute une série de dispositions a été prise pour que la réalisation soit parfaite. Et plusieurs essais ont du être fait avant d'arriver à la méthode décrite ci-dessous.

D'abords les trous de diamètre précis (Partie III) doivent être réalisés sur la poutre. Il est important de réaliser ces trous à une verticale parfaite. Pour cela notre équipe a mis au point un guide pour mèche. Ce guide est usiné dans un morceau d'acier qui doit être positionné à l'aide d'un niveau et de sangles de tensions.

La résistance du béton étant assez forte nous avons du procéder en plusieurs étapes. D'abords nous avons fait un premier trou avec une mèche de diamètre moyen. Puis nous avons élargis le premier trou à l'aide d'une carotteuse. Cet outil a été très apprécié car les défauts normaux des poutres faisaient qu'il était possible de heurter les aciers longitudinaux lors du perçage. La carotteuse passait sans difficulté. Enfin le trou était allongé à l'aide d'une grosse mèche (la carotteuse n'ayant pas une profondeur de carotte assez grande).

La poutre ainsi percée est présentée ci-dessous :



Figure-A II-6 Poutre percée pour l'implantation de la méthode ÉTS.

Une vue en coupe montre l'aspect final d'un trou au sein de la poutre.

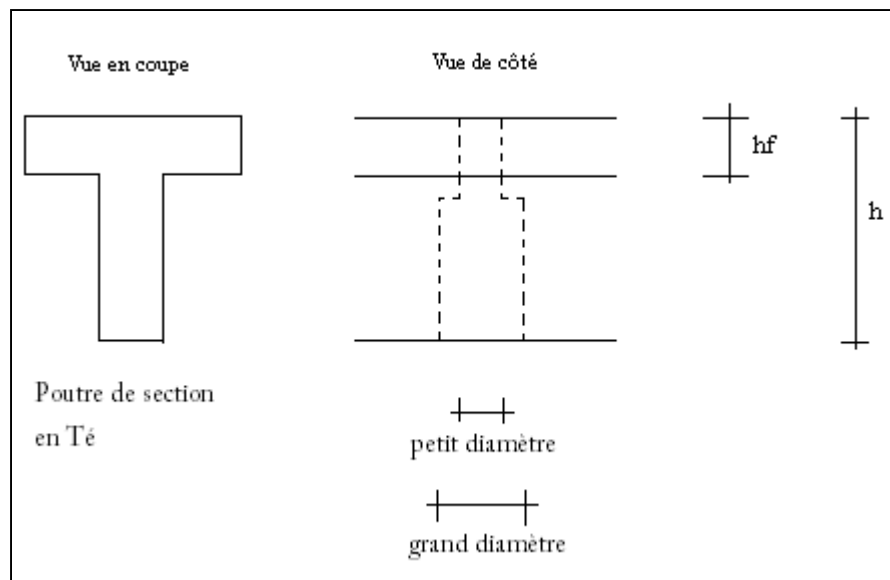


Figure-A II-7 Vue en coupe d'un trou percé au sein de la poutre.

Afin de faciliter l'implantation des barres avec la résine dans ces trous, celles-ci sont taillées en pointe pour qu'elles se centrent naturellement dans le trou.



Figure-A II-8 Aspect de l'extrémité des barres implantées.

Comme pour la méthode précédente, il faut que ces trous soient très propres avant d'injecter la résine. On procède donc au nettoyage à l'eau à l'aide d'un outil (figure ci-dessous) imaginé par notre équipe.



Figure-A II-9 Outil de nettoyage des trous.

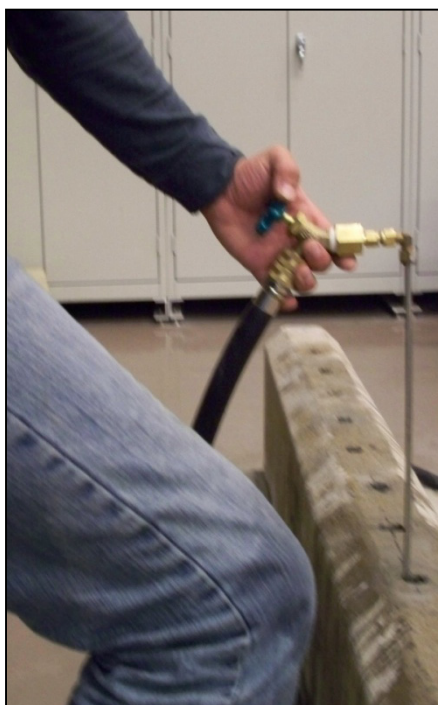


Figure-A II-10 Nettoyage des trous.

Après séchage (environ 24h) on peut procéder au renforcement. Les trous sont bouchés à l'aide d'une résine spéciale aux extrémités pour empêcher toute fuite lors de la pause du renfort. Le bouchage des trous n'avait pas été envisagé au départ des préparatifs. Mais la viscosité de la résine utilisée était telle que la résine n'adhérait pas et s'échappait du trou. Un premier dispositif de bouchons en polystyrène fût imaginé mais la prise de la résine de renfort faisait sauter tous ces bouchons. Une résine s'apparentant plus à un enduit fût la solution.

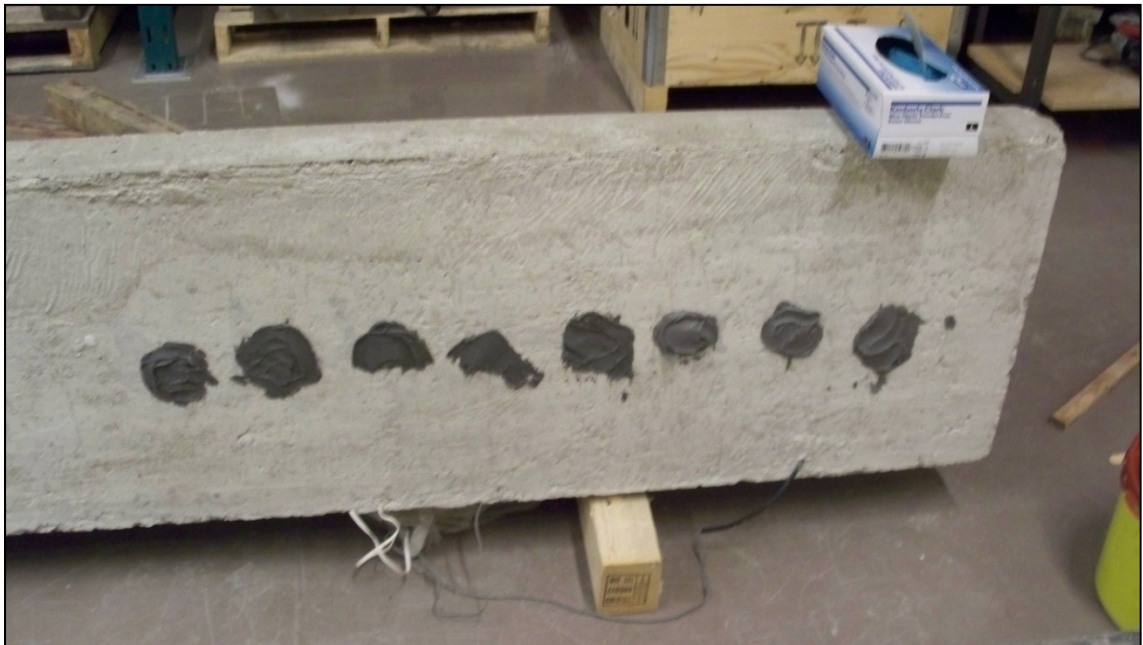


Figure-A II-11 Fermeture de l'extrémité inférieure des trous.

On injecte ensuite une quantité de résine empirique dans le trou et on y dépose délicatement la barre en faisant attention aux instruments et surtout pour éviter la formation de bulles d'air dans le trou (perte d'adhérence).



Figure-A II-12 Application de la méthode ÉTS.

Les barres ainsi posées sont photographiées ci-dessous :



**Figure-A II-13 Aspect extérieur final de la méthode ÉTS
(extrémité des barres non poncées).**

Une fois encore ce renforcement à été appliqué sur un côté de chacune des poutres.

Afin de pouvoir étudier l'influence de nos renforcements sur chacune des poutres, celles-ci ont été munies de capteur de force à l'intérieur d'elles et à des localisations spécifiques à l'étude du comportement en cisaillement lors de leur fabrication. Le schéma ci-dessus montre la localisation précise de ces capteurs.

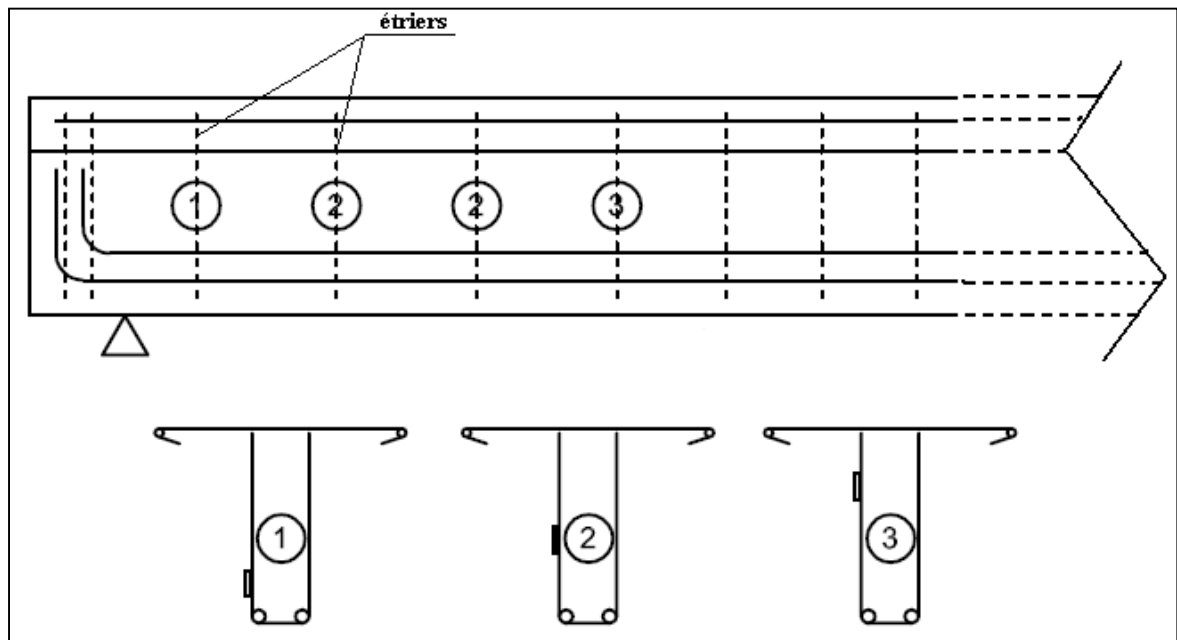


Figure-A II-14 Emplacement des jauges sur les étriers.

De même, certaines barres de renfort utilisées étaient pourvues de capteur déformation afin de pouvoir quantifier l'action du renforcement pendant les essais.

Les capteurs sur les barres en PRF ont été posés selon une procédure simple. D'abord il faut enlever une petite partie (de la taille du capteur) de la couche superficielle de la barre à l'aide d'une ponceuse. Puis on y colle le capteur. Et on dépose une fine couche de paraffine afin de protéger l'instrumentation lors des diverses manipulations. Toutes ces étapes sont présentées en photographie ci-dessous.

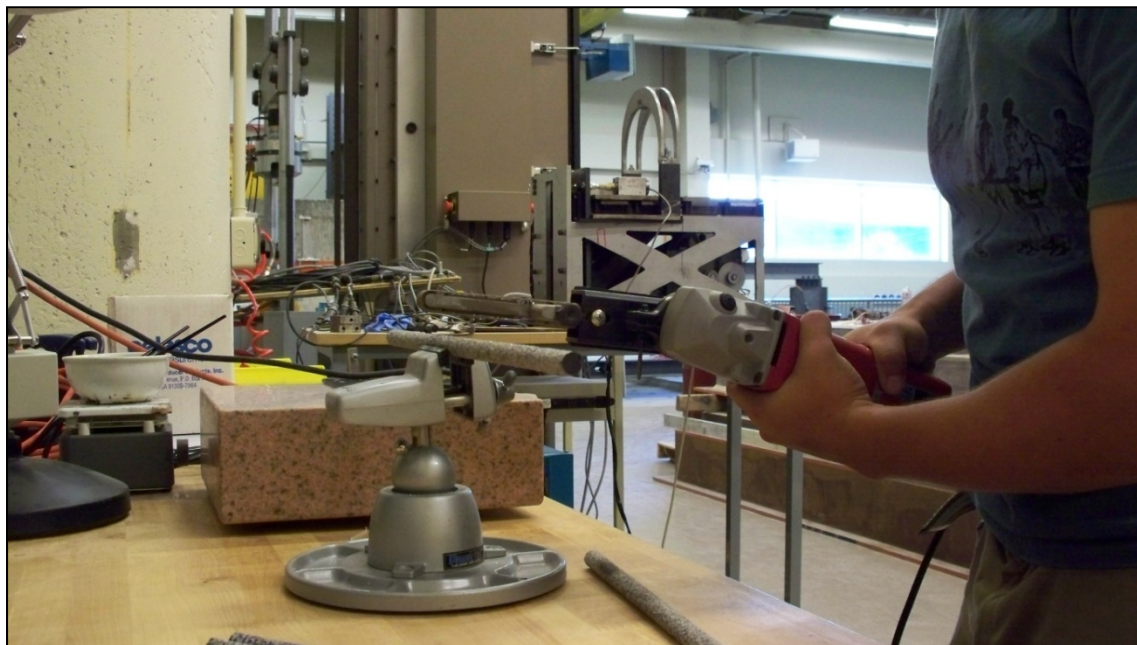


Figure-A II-15 Préparation de la surface des barres PRF (pour accueil des capteurs).



Figure-A II-16 Barres PRF instrumentées.

Une telle instrumentation du système {poutre + renforcement} permet d'en tirer toute une série de données qui seront ensuite analysée pour en tirer des conclusions.

Le banc d'essais utilisé pour cette étude est composé d'un plateau support pour la poutre renforcée et d'un dispositif de chargement. Le dispositif de chargement est un vérin ayant une capacité de 2000 kN (Figure-A II-17).

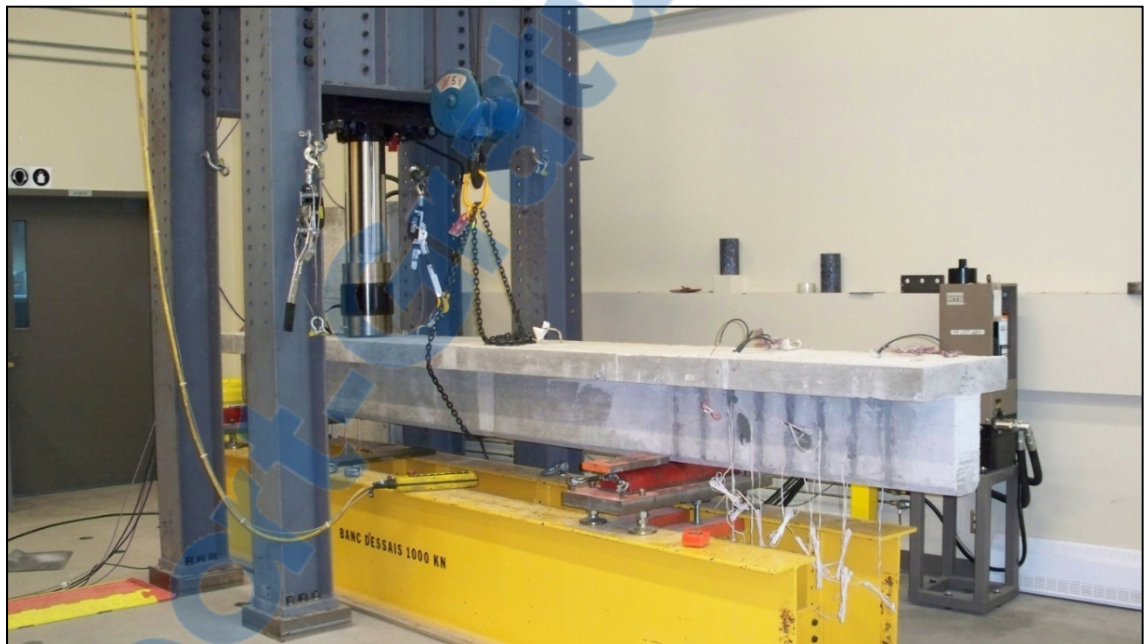


Figure-A II-17 Banc d'essais (vérin en position de chargement)

Les détails d'application de la charge sont présentés dans la Figure-A II-18.

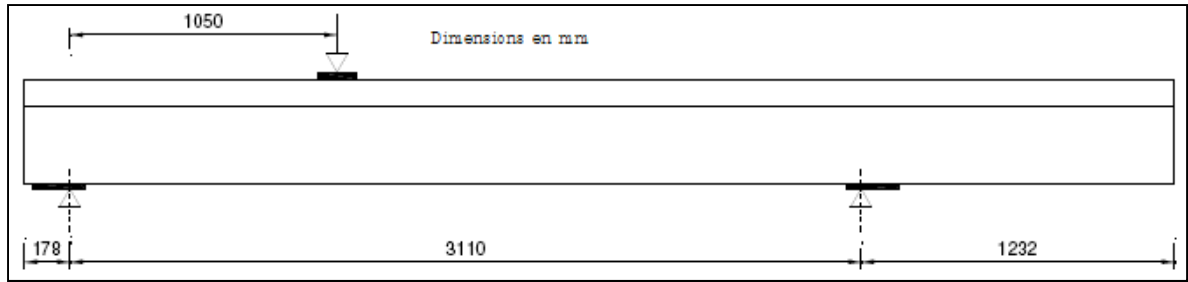


Figure-A II-18 Dispositif de chargement.

Au niveau du point de chargement, le contact entre le vérin et la poutre doit être très bien centré et localisé. De plus celui-ci ne se fait pas directement mais par l'intermédiaire d'un système de transfert de la charge présenté ci-dessous.



Figure-A II-19 Pose du système de transfert des charges entre le vérin et la poutre renforcée.

Toute l'instrumentation de la poutre renforcée est reliée via une boîte de transfert à un système d'acquisition. Et après calibrage des jauges le test peut commencer.

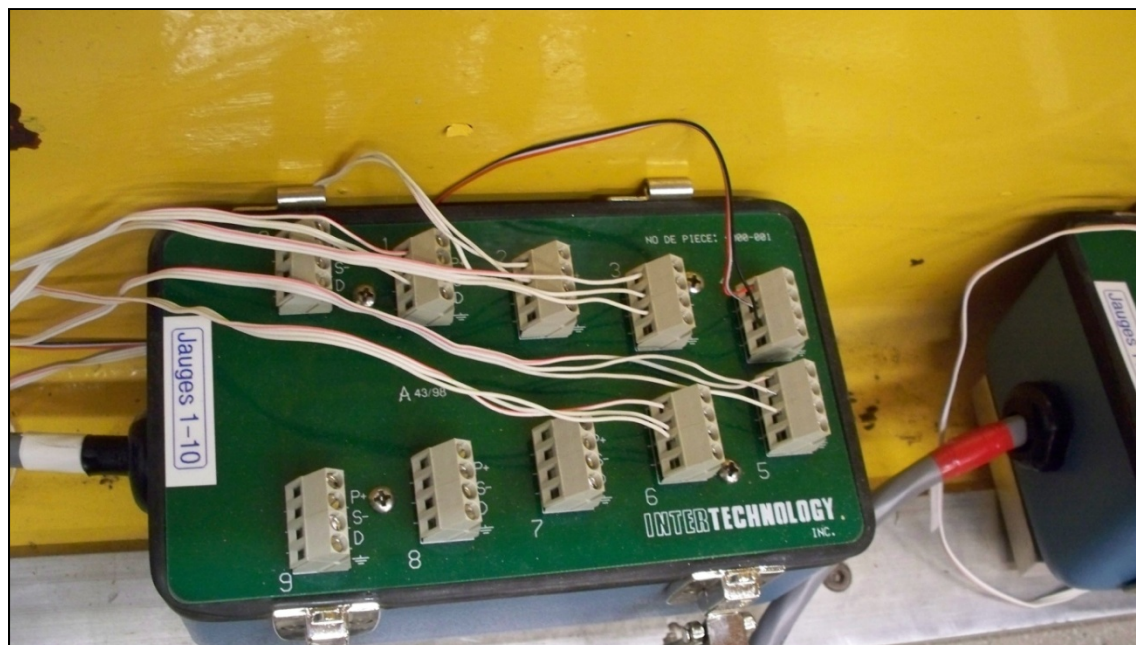


Figure-A II-20 Boitier de transfert.



Figure-A II-21 Système de gestion du chargement et d'acquisition des données.

Toutes les poutres ont été soumises au même protocole opératoire en ce qui concerne les tests effectués (Partie III).

ANNEXE III

BIBLIOGRAPHIE UTILISÉE POUR LA MISE À JOUR DE LA BASE DE DONNÉES

- A., Modifi et K., Galal, 2008. « New optimized application of CFRP sheets for strengthening RC T-beams in shear and flexure using hybrid FRP sheet / anchor systems » In *2nd Canadian Conference on Effective Design of Structures*. (McMaster University , Hamilton, Ontario, Canada, May 20 – 23, 2008).
- A. Godat, Z. Qu; X. Z. Lu, P. Labossière, L. P. Ye et K. W. Neale. 2010. «Size effects for reinforced concrete beams strengthened in shear with CFRP strips». *Journal of composites for construction*. (Mai-Juin), p.260-271.
- A.K.M., Anwarul Islam, 2009. « Effective methods of using CFRP bars in shear strengthening of concrete girders ». *Engineering Structures*. Vol. 31, p. 709 - 714.
- Andrea, Rizzo et Laura, De Lorenzis, 2007. « Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement ». *Construction and Building Materials*. Vol. 23, p. 1555–1567.
- Ayman S., Mosallam et Swagata, Banerjee, 2006. « Shear enhancement of reinforced concrete beams strengthened with FRP composite laminates ». *Composites Part B : Engineering*. Vol. 38, p. 781-793.
- Blanksvärd Thomas, Björn Täljsten et Anders Carolin, 2009. «Shear strengthening of concrete structures with the use of mineral-based composites». *Journal of Composites for Construction*, Vol. 13, No. 1, (February), p.25-34.
- Bimal Babu, Adhikary et Hiroshi, Mutsuyoshi, 2004. « Behavior of Concrete Beams Strengthened in Shear with Carbon-Fiber Sheets ». *Journal of composites for construction*. (mai/juin), p. 258-264.
- C., Pellegrino et C., Modena, 2008. « An experimentally based analytical model for the shear capacity of FRP-strengthened reinforced concrete beams ». *Mechanics of Composite Materials*. Vol. 44, No. 3, p. 231-244.
- Carlo, Pellegrino et Claudio, Modena, 2006. « Fiber-reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams: experimental study and analytical modeling ». *ACI Structural Journal*. Vol. 103, No. 5, (septembre/octobre), p. 720 – 728.
- Christopher K. Y., Leung, Zhongfan, Chen, Stephen, Lee, Mandy, Ming, Xu et Jianmao, Tang, 2007. « Effect of size on the failure of geometrically similar concrete beams

- strengthened in shear with FRP strips ». *Journal of composites for construction*. (septembre/octobre), p. 487-496.
- Durham Stephan A., Ernest, Heymsfield, P.E. et Jessie, X. Jones, 2009. «Retrofitting precast bridge beams with carbon fiber-reinforced polymer strips for shear capacity». *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 23, No. 4, (August), p.219-226.
- Kachlakev, K. et D.D., Mc Curry, 2000. « Behavior of full-scale reinforced concrete beams retrofitted for shear and flexural with FRP laminates ». *Composites Part B : Engineering*. Vol. 31, p. 445-452.
- Grande, E., M., Imbimbo et A., Rasulo, 2008. « Experimental study on the capacity of RC beams strengthened in shear by CFRP-sheets ». In *Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008)*. (Zurich, Switzerland, 22-24July), 6 p.
- Ehab A. Ahmed, Ehab F. El-Salakawy et Brahim Benmokrane. 2010. «Performance evaluation of glass fiber-reinforced polymer shear reinforcement for concrete beams». *ACI Structural Journal*. V. 107, No. 1, (January-February), p.53-62.
- Ernesto, Grande, Maura, Imbimbo et Alessandro, Rasulo, 2007. *Experiemental behaviour of RC beams strengthened in shear by FRP sheets*. University of Patras, Patras, Greece, 9 p.
- Manos, G.C., V., Kourtides et P., Matsukas, 2007. *Investigation of the flexural ans shear capacity of simple R/C beam specimens including repair schemes with fibre reinforcing plastics*. University of Patras, Patras, Greece, 10 p.
- Guangfeng, Zhang, Norimitsu, Kishi et Hiroshi, Mikami, 2007. *Effects of bonding configurations on shear behavior of RC beams reinforced with aramid FRP sheets*. University of Patras, Patras, Greece, 7 p.
- Gyuseon, Kim, Jongsung, Sime et Hongseob, Oh, 2007. « Shear strength of strengthened RC beams with FRPs in shear ». *Construction and Building Materials*. Vol. 22, p. 1261–1270.
- Hai H. Dinh, Gustavo J. Parra-Montesinos, et James K. Wight. 2010. «Shear behavior of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrup reinforcement». *ACI Structural Journal*. V. 107, No. 5, (September-October), p.597-606.
- Hoult, Neil A. et Janet, M. Lees. 2009. «Modeling of an unbonded CFRP strap shear retrofitting system for reinforced concrete beams». *Journal of composites for construction*. Vol. 13, No. 4, (August), p.292-301.

- Ian N., Robertson, Gaur p., Johnson et Bhavna, Sharma, 2007. *Shear retrofit of concrete T-beams using CFRP*. University of Patras, Patras, Greece, 10 p.
- Jayaprakash, J., Abdul aziz, Abdul Samad, Ashrakov Anvar, Abbasvoch et Abang Abdullah, Abang Ali, 2007. *Externally bonded bi-directional CFRP shear reinforcement for reinforced concrete T-beams with steel reinforcement*. University of Patras, Patras, Greece, 9 p.
- Barros, B. et S.J.E., Dias, 2005. « Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams ». *Cement & Concrete Composites*. Vol. 28, p. 276–292.
- Laura, De Lorenzis et Antonio, Nanni, 2001, « Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods ». *ACI Structural Journal*. (janiver/février). p. 60 – 68.
- Sundarraja, M.C., S., Rajamohan et Divya, Bhaskar, 2008. « Shear strengthening of RC beams using GFRP vertical strips - An experimental study ». *Journal of reinforced plastics and composites*. Vol. 27, No. 14, p. 1477 – 1495.
- Sundarraja, M.C. et S., Rajamohan, 2009. « Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips – An experimental study ». *Construction and Building Materials*. Vol. 23, p. 856–864.
- Maurizio, Guadagnini, Kypros, Pilakoutas et Peter, Waldron, 2003. « Shear Performance of FRP Reinforced Concrete Beams ». *Journal of Reinforced Plastics and Composites*. Vol. 22, No. 15, p. 1389-1407.
- Samir, Hassan Dirar, Chris, Morley et Janet, Lees, 2007. *Effect of effective depth and longitudinal steel ratio on the behaviour of precracked reinforced concrete T-beams strengthened in shear with CFRP fabrics*. University of Patras, Patras, Greece, 10 p.
- Salvador J. E. Dias et Joaquim A. O. Barros, 2008. «Shear strengthening of T cross section reinforced concrete beams by near-surface mounted technique». *Journal of Composites for Construction*, Vol. 12, No. 3, (June), p.300-311.
- Stanley Tsz Kit Ng et Khaled Soudki. 2010. «Shear behavior of externally prestressed beams with carbon fiber-reinforced polymer tendons». *ACI Structural Journal*. V. 107, No. 4, (July-August), p.443-450.

ANNEXE IV

PROPOSITIONS D'AMÉLIORATION DU LOGICIEL D'ACQUISITION

Comme évoqué à la section 8.2 de ce mémoire, la base de données de l'ÉTS nécessite à l'heure actuelle une mise au point pour ainsi être effective dans tous les cas de figures. En effet, plusieurs points sont à développer pour que cette base de données puisse accueillir tout type de données provenant de n'importe quelle recherche portant sur la problématique du cisaillement. Que ce soit avec un document présentant une nouvelle technique de renforcement ou bien avec un autre affichant un légère différence (dans le choix de renfort, avec des barres rondes ou carrées, ou encore avec un nouvel ancrage des matériaux composites par exemple) par rapport aux techniques reconnues et pour lesquelles le logiciel est correctement adapté.

Cette annexe se veut être un guide pour d'éventuelles mises au point futures du logiciel d'acquisition de l'ÉTS.

La section 8.2 de ce mémoire classe les différents points problématiques par catégorie. Dans cette annexe chaque catégorie est présentée et les points nécessitant une modification sont détaillés. La figure-A IV-1 présente l'interface de contrôle du logiciel d'acquisition de données. Cette figure sera réutilisée dans certains cas pour illustrer le problème soulevé.

The interface is organized into several sections:

- Metadata:** Author, Specimen Code, Date, Reference.
- Note:** Please enter all the data and use N/A if not applicable. For the decimal symbol use ','.
- Geometry of Beam:** Shear Length (m) a , Span (m) L_{span} , Total Beam Length (m) L_{total} , Loading Type, Type (Simple/Continuous).
- Dimension of Section:** Section height (mm) h , Web width (mm) b_w , Effective FRP Depth (mm) d_f , Effective Depth (mm) d , Shape (Rectangular/T-Beam).
- Concrete:** Aggregate Dimension (mm) A_g , Compression Strength (MPa) f_c , Test.
- Longitudinal Steel:** Yield Stress Long. (MPa) f_{yL} , Elastic Modulus Long. (GPa) E_L , Section Area Long. (mm²) A_L .
- Transverse Steel:** Yield Stress Trans. (MPa) f_{yV} , Elastic Modulus Trans. (GPa) E_V , Section Area Trans. (mm²) A_V , Spacing Trans. (mm) s .
- Fibre Reinforced Polymer:** Strengthening system, Number of layers n_f , Thickness (mm) t_f , Inclination of fibers β° , Type of Fibers, Wrapping Scheme, FrpShape (Continuous/Strips), Elastic Modulus (GPa) E_f , Ultimate Strength (MPa) f_{fu} .
- Shear Force and Failure Mode:** Failure Mode, Total Shear Force (kN) V_u , FRP Shear Force (kN) V_{frp} .

Buttons at the bottom: Add, Update, Delete, Clear, Display specimen list, Close.

Figure-A IV- 1 Interface de contrôle du logiciel d'acquisition de données.

Les différents problèmes rencontrés sont listés par domaines.

Technique

Les premiers points abordés à la section 8.2 restent dans le domaine technique. D'abord, avec la non prise en compte de la qualité de la résine utilisée. En effet, comme le montre la figure A IV- 1, aucune case n'est prévue à cet effet. Il est possible d'entrer dans la base de données des informations sur la qualité du béton ainsi que sur le type de renforcement sélectionné. Mais les capacités de la résine restent inconnues alors que certaines études publiées présentent les caractéristiques des résines utilisées comme par exemple avec leur force d'adhésion. Il serait utile d'ajouter à l'interface d'acquisition des données un champ spécial pour inclure les paramètres propres à la résine utilisée dans chaque étude.

Le second problème entrant dans ce domaine est l'impossibilité d'introduire plusieurs types de renfort pour un seul et même spécimen testé. Alors que certaines études, même si elles sont peu nombreuses, présentent des spécimens de poutre en béton armé renforcé en cisaillement à l'aide de deux méthodes distinctes. Dans ce cas précis, le logiciel se cantonne à l'acquisition d'un seul renfort laissant de côté l'autre. Ce qui a pour effet de fausser quelque peu les données lues ensuite, car la performance obtenue pour un tel spécimen n'est pas due à un seul type de renforcement mais à deux.

Le dernier problème d'ordre technique soulevé est celui de l'ancrage spécial. Ainsi, avec le taux important de rupture observée par décollement du PRF, les chercheurs ont tenté de trouver des moyens d'empêcher ce dernier. Cela passe, dans de nombreux cas, par l'élaboration d'un moyen d'ancrage mécanique, souvent propre à chaque étude, pour stopper ou du moins retarder la séparation de la poutre avec son renfort PRF. Là encore, le logiciel d'acquisition de données de l'ÉTS n'est pas correctement adapté (Figure-A IV- 1).

Accessibilité

Le premier aspect sujet à la critique dans ce domaine est celui de l'enregistrement même d'un spécimen. En effet, à l'heure actuelle, le logiciel classe les poutres testées selon la désignation que les chercheurs en charge du projet ont décidé de lui attribuer comme le montre la figure-A IV- 2. Or, certains chercheurs ont adopté les mêmes désignations pour des études différentes. Seulement le logiciel n'accepte qu'un spécimen pour une désignation. Il serait judicieux d'ajouter un second critère de classement des poutres, comme par exemple le nom des auteurs ou l'année de réalisation du test, pour pouvoir par la suite retrouver plus facilement tel ou tel spécimen quand la base de données est consultée. Pour le moment, il a été choisi d'ajouter un indice numérique supplémentaire entre parenthèse à la fin de la désignation pour les poutres étant nommées par la même désignation. Cet indice numérique a été donné en fonction de la date de l'étude. Ainsi, le plus ancien spécimen voit sa désignation

suivie de (I) et l'incrémentation suit en fonction du nombre de poutres ayant la même désignation.

The screenshot shows a software interface for specimen designation. At the top, there are fields for 'Author', 'Specimen Code', and 'Date', which are circled in red. Below these are 'Reference' and a 'Note' box. The main interface is divided into several sections: 'Geometry of Beam' (with fields for Shear Length, Span, Total Beam Length, and Loading Type), 'Dimension of Section' (with fields for Section height, Web width, Effective FRP Depth, and Effective Depth), 'Concrete' (with fields for Aggregate Dimension, Compression Strength, and Test), 'Longitudinal Steel' (with fields for Yield Stress Long, Elastic Modulus Long, and Section Area Long), 'Transverse Steel' (with fields for Yield Stress Trans, Elastic Modulus Trans, Section Area Trans, and Spacing Trans), 'Fibre Reinforced Polymer' (with fields for Strengthening system, Number of layers, Thickness, Inclination of fibers, Type of Fibers, Wrapping Scheme, FrpShape, Elastic Modulus, and Ultimate Strength), and 'Shear Force and Failure Mode' (with fields for Failure Mode, Total Shear Force, and FRP Shear Force). At the bottom, there are buttons for 'Add', 'Update', 'Delete', 'Clear', 'Display specimen list', and 'Close'.

Figure-A IV- 2 Zone de désignation des spécimens.

Le second point, au niveau de l'accessibilité, est l'ajout d'un schéma explicatif affichant les variables à entrer pour chacun des renforcements possibles (EB, NSM par exemple). En effet, cette base de données vise à être utile à l'ensemble de la communauté scientifique. Pour cela, il faut qu'elle soit accessible à tous. Or, les annotations pour certaines cotes ou pour certaines propriétés peuvent changer ou signifier autre chose pour un chercheur ou pour un autre. De même, l'ajout de ces schémas, en fonction du renforcement sélectionné, rendrait le maniement ainsi que la première utilisation de ce logiciel plus facile.

Capacité d'adaptation

Le logiciel est moins bien adapté quand l'article traite de la méthode NSM. En effet le logiciel dispose de peu de critères pour décrire la méthode NSM notamment pour le type de rupture lors des tests mais aussi pour le choix des barres (Figure-A IV-3). En effet, la méthode NSM autorise l'utilisation de barres rondes, carrées ou plates et le logiciel ne prend pas en compte ce type de données, tout comme il ne prend pas en compte les dimensions de ces différents types de renfort NSM. Pour rendre pleinement utile ce logiciel, l'acquisition de ce type de données devrait être rendue possible.

The image shows a software interface for beam design with the following sections:

- Author:** [Dropdown], **Specimen Code:** [Text], **Date:** [Text]
- Reference:** [Text]
- Note:** Please enter all the data and use N/A if not applicable. For the decimal symbol use "."
- Geometry of Beam:** Shear Length (m): [Text] a , Span (m): [Text] L_{span} , Total Beam Length (m): [Text] L_{total} , Loading Type: [Dropdown], Type: Simple, Continuous
- Dimension of Section:** Section height (mm): [Text] h , Web width (mm): [Text] b_w , Effective FRP Depth (mm): [Text] d_f , Effective Depth (mm): [Text] d , Shape: Rectangular, T-Beam
- Concrete:** Aggregate Dimension (mm): [Text] A_g , Compression Strength (MPa): [Text] f_c , Test: [Dropdown]
- Longitudinal Steel:** Yield Stress Long. (MPa): [Text] f_{yL} , Elastic Modulus Long. (GPa): [Text] E_L , Section Area Long. (mm²): [Text] A_L
- Transverse Steel:** Yield Stress Trans. (MPa): [Text] f_{yT} , Elastic Modulus Trans. (GPa): [Text] E_T , Section Area Trans. (mm²): [Text] A_T , Spacing Trans. (mm): [Text] s
- Fiber Reinforced Polymer:** Strengthening system: [Dropdown], Number of layers: [Text] n_f , Thickness (mm): [Text] t_f , Inclination of fibers: [Text] β° , Type of Fibers: [Dropdown], Elastic Modulus (GPa): [Text] E_f , Wrapping Scheme: [Dropdown], FRP Shape: Continuous, Strips, Ultimate Strength (MPa): [Text] f_{fu}
- Shear Force and Failure Mode:** Failure Mode: [Dropdown], Total Shear Force (kN): [Text] V_u , FRP Shear Force (kN): [Text] V_{frp}
- Buttons:** Add, Update, Delete, Clear, Display specimen list, Close

Figure-A IV- 3 Zone de description du renforcement.

Le logiciel est restreint aux méthodes dites « classiques » (EB, NSM), mais si une étude propose une nouvelle méthode (avec l'utilisation de nouvelle fibre par exemple (Dinh, 2010)) ou un nouveau type de renforcement externe utilisant les matériaux composites (Soudki,

2010) alors l'acquisition des données devient plus difficile. Si de nouvelles techniques ayant des aspects similaires aux méthodes EB et NSM voient le jour (comme il y eut beaucoup de cas en 2010), le logiciel présente malheureusement des difficultés à enregistrer les nouveaux résultats. Le logiciel doit être capable de collecter chaque donnée propre à chaque méthode de renforcement tout en laissant une certaine liberté de modification pour englober y compris les spécimens ayant été renforcés par une méthode connue mais avec une légère modification (un ancrage spécial par exemple).

Pour le moment, le logiciel n'est réellement bien adapté que pour la méthode EB. Or, la réflexion mondiale sur la problématique du cisaillement a donné naissance à de nombreuses innovations et nouvelles techniques de renforcement. Pour conserver sa bonne utilité la base de données de l'ÉTS doit évoluer. Les recommandations ci-dessus aideront à cela.

BIBLIOGRAPHIE

- ACI Committee 440. 2008. *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. ACI standard. 440.2R-08. Farmington Hills (Mich.) : American Concrete Institute, 76p.
- Aribia, Karima. 2007. « Gestion et exploitation d'une base de données expérimentales pour le renforcement en cisaillement à l'aide de MCA ». Mémoire de maîtrise en génie de la construction. Montréal, École de technologie supérieure, 106p.
- ASCE-ACI Committee 445 on shear and torsion. 1998. « Recent approaches to shear design of structural concrete. » *Journal of structural engineering*, Vol. 124, No. 12, (Décembre), p. 1375-1417.
- Association canadienne de normalisation. 2006. *Calcul des ouvrages en béton*. 5^e édition. Norme ACNOR. A23.3-04. Mississauga (Ont.) : Association canadienne de normalisation, 225p.
- Association canadienne de normalisation. 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. 10^e édition. Norme nationale du Canada. CAN/CSA-S6-06. Mississauga (Ont.) : Association canadienne de normalisation, 768p.
- Association canadienne de normalisation. 2002. *Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers*. 1^{ere} édition. Norme nationale du Canada. CSA Standard S806-02. Toronto (Ont.) : Association canadienne de normalisation, 177p.
- Bank, Lawrence Collins. 2006. *Composites for construction : Structural design with FRP materials*. 1^{ere} édition, Hoboken, N.J. : John Wiley & Sons. 551 p.
- Barros, J.A.O et Dias, S.J.E. 2006. « Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams ». *Elsevier : Construction and building materials*. 17p.
- Bianco, Vincenzo, Barros, J. A. O. et Monti, Giorgio. 2010. « New Approach for Modeling the Contribution of NSM FRP Strips for Shear Strengthening of RC Beams ». Vol. 14, No. 1, February. 13p.
- Chaallal, Omar. 2009. *MGC 922 : Réhabilitation et renforcement des structures en béton à l'aide de matériaux composites avancés*. Programme de maîtrise en génie de la construction. Montréal : Ecole de technologie supérieure. Pagination multiple.

- Chaallal, Omar, Hassan, Munzer et Khaled, Amar. 2003. *Réhabilitation des ouvrages d'art : Gestion, Auscultation et réparation*. Programme de maîtrise en génie de la construction. Montréal : Ecole de technologie supérieure. Pagination multiple.
- De Lorenzis, L. et Teng, J.G. 2007. « Near-surface mounted FRP reinforcement : An emerging technique for strengthening structures. » *Composites part B :Engineering*. Vol. 38, No. 2, (Mars), p. 119-143.
- Emmons, Peter H. 1993. *Concrete repair and maintenance illustrated*, 1th éd, Kingston, Mass. : R. Snow Means, 295p.
- McCormac, Jack et Nelson, James K. 2006. *Design of reinforced concrete*, 7^e édition. Hoboken, N.J. : John Wiley. 721p.
- MacGregor, James 2000. *Reinforced concrete: mechanics and design*. 1th canadian edition. Scarborough, Ont. : Prentice Hall Canada. 1042 p.
- Nethercot, D.A. 2003. « Composite construction ». En ligne. 236p.
<http://www.engnetbase.com/books/1539/tf6628_fm.pdf>. Mars 2010.
- Parretti, Renato et Nanni, Antonio. 2004. « Strengthening of RC members using Near-Surface Mounted FRP composites : Design overview ». *Advances in structural engineering*, Vol. 7, No. 5, (May), 15 p.
- Pillai. S. U et Kirk. D. W. 1983. *Reinforced concrete design in Canada*. 1th edition. Toronto : McGraw-Hill Ryerson. 605 p.
- Rahal, P.H. et Collins, M.P. 1999. « Background to the general method of shear design in the 1994 CSA- A23.3 standard » *Canadian journal of civil engineering*. Vol. 26,
- Rizzo, Andréa et De Lorenzis, Laura. 2007. « Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement ». *Elsevier : Construction and building materials*, Vol. 13, (December), p. 827-839.
- Rizzo, Andréa et De Lorenzis, Laura. 2008. « Modeling of debonding failure for RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement ». *Elsevier : Construction and building materials*. 10p.
- Steiner, Stéphan. 2009. « Résistance au cisaillement de poutres en béton de grandes dimensions armées d'armatures en matériaux composites de PRFV ». Mémoires de maîtrise des sciences appliquées. Sherbrooke, Université de Sherbrooke, 109p.
- Triantafillou, T.C. et Antonopoulos, C.P. 2000. « Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP » *Journal of composites for construction*. Vol. 4, No. 4, (Novembre), p.198- 205.