



**Performance structurale des poutres en béton armé renforcées en cisaillement par la
technique ETS :
Influence des charges préexistantes et du type de matériau**

Par Marouan Daadaa

**Mémoire présenté à l'Université du Québec à Chicoutimi en vue de l'obtention du grade
de Maîtrise ès sciences appliquées (M. Sc. A.) en Ingénierie**

Jury :

Fatma Rebaine, Ph.D., Université du Québec à Chicoutimi, Président du Jury

Félix-Antoine Villemure, M.Sc., WSP, Membre externe

Mathieu Fiset, Ph.D., Professeur, Université du Québec à Chicoutimi, Membre interne

Josée Bastien, Ph.D, Professeure, Université Laval, Membre interne

Québec, Canada

Résumé

Avec l'augmentation des sollicitations appliquées aux infrastructures de transport et la dégradation progressive des matériaux, un grand nombre de poutres et de ponts en béton armé nécessitent aujourd'hui des travaux de réhabilitation afin d'assurer une marge de sécurité structurale adéquate. Parmi les solutions émergentes, le renforcement à l'effort tranchant par barres collées internes à la section (méthode ETS, Embedded Through Section) représente une alternative prometteuse, combinant efficacité structurale et faisabilité pratique. Cette technique consiste à percer la section d'un élément existant en béton armé afin d'y insérer des barres de renforcement en acier ou en polymères renforcés de fibres (PRF), lesquelles sont ensuite ancrées à l'aide d'un adhésif époxydique. Comparée aux méthodes conventionnelles, la technique ETS offre une meilleure durabilité et un ancrage plus efficace, car les barres sont protégées dans le cœur de la section.

Dans la pratique, les poutres à renforcer sont généralement soumises à une charge permanente significative au moment de l'installation du renforcement, ce qui peut influencer l'activation des barres ETS et modifier la contribution respective du béton et du renfort à la résistance ultime. Afin d'évaluer l'impact de ces charges préexistantes, ainsi que l'effet du type de barres ETS utilisées, une étude numérique a été réalisée au moyen du logiciel VecTor2. La méthodologie adoptée comporte trois volets : (i) la validation du modèle numérique par comparaison avec des résultats expérimentaux existants, (ii) une analyse paramétrique sur des barres élastoplastiques en acier, et (iii) une analyse paramétrique sur des barres en PRF (PRF-C et PRF-G), en considérant différents niveaux de précharge et différentes conditions d'adhérence.

Les résultats montrent que la méthode ETS permet d'accroître de manière significative la résistance à l'effort tranchant des poutres épaisses en béton armé, tant pour les barres en acier que pour les barres en PRF. Toutefois, l'efficacité du renforcement est influencée par la rigidité du matériau des barres et par le niveau de charge appliquée au moment de l'installation. Une charge permanente élevée tend à réduire la contribution des barres ETS, bien que le gain de résistance global demeure appréciable. Par ailleurs, les analyses mettent en évidence que les barres en PRF, en raison de leur comportement plus fragile et de leur rigidité inférieure, réagissent différemment aux niveaux de précharge par rapport aux barres en acier.

En conclusion, cette recherche confirme la pertinence du recours à la méthode ETS pour prolonger la durée de vie des poutres en béton armé et propose des recommandations pour l'optimisation du choix des matériaux de renforcement en fonction des conditions de charge de service. Les résultats obtenus contribuent à enrichir la compréhension des mécanismes d'interaction entre béton et barres ETS et offrent des pistes d'amélioration pour les futures approches normatives en conception et réhabilitation des structures.

Table des matières

Résumé	ii
Table des matières	iii
Liste des tableaux	v
Liste des figures	vi
Liste des symboles	x
Dédicace	xii
Remerciements	xiii
Chapitre 1 : Introduction	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Problématique	3
1.3 Objectifs	4
1.4 Structure du mémoire	5
Chapitre 2 : Revue de littérature	7
2.1 Les mécanismes de transmission de l'effort tranchant dans les poutres en béton armé ...	7
2.1.1 La résistance du béton non fissuré dans la zone comprimée en flexion	8
2.1.2 L'effet goujon des armatures longitudinales	9
2.1.3 Effet d'arche	9
2.1.4 L'enchevêtrement des granulats	11
2.1.5 Armature transversale	12
2.2 Facteurs affectant la résistance à l'effort tranchant	13
2.2.1 Résistance à la compression du béton	13
2.2.2 Taille des granulats	14
2.2.3 Quantité d'armature longitudinale	15
2.2.4 Élancement d'une poutre en cisaillement	16
2.2.5 Profondeur effective et effet d'échelle	17
2.3 Les différents types d'ancrage	19
2.4 Méthodes de renforcement à l'effort tranchant	23
2.4.1 Principales méthodes de renforcement par ajout de renforts transversaux	23
2.4.2 Renforcement des structures en cisaillement par des barres d'acier internes collées .	25
2.4.3 Renforcement à l'effort tranchant sous charge	29
2.4.4 Renforcement et conception des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de la méthode ETS en PRF	36
2.4.5 Autres études sur le renforcement à l'effort tranchant d'éléments en béton armé	45
2.5 Méthode de calcul de la résistance à l'effort tranchant	48
2.5.1 Approche canadienne de la norme CSA S6	48

2.5.2 Calcul de la résistance à l'effort tranchant des pièces renforcées transversalement par barres collées	51
2.6 Principales constatations de la revue de littérature	55
Chapitre 3 : Méthodologie	57
3.1 Phase 1 : validation du modèle	60
3.1.1 Poutres renforcées avec des armatures en acier sous charges préexistantes	60
3.1.2 Poutres renforcées avec des barres en acier et en PRF, sans pré chargement	67
3.2 Phase 2 : analyse paramétrique pour des barres élastoplastiques	70
3.3 Phase 3 : analyse paramétrique pour des barres en PRF (élastique-fragile).....	71
3.4 Présentation du logiciel VecTor2	75
Chapitre 4 : Résultats et discussion	80
4.1 Phase 1 : validations des modèles.....	80
4.1.1 Poutre sans armature transversale	80
4.1.2 Poutre renforcée avec barres ETS en acier (espacement de 413 mm) et avec précharge	84
4.1.3 Poutre renforcée avec barres ETS en acier (espacement de 375 mm) et avec précharge	89
4.1.4 Poutre avec étriers renforcées avec barres ETS en acier, sans pré chargement	93
4.1.5 Poutre avec étriers renforcées avec barres ETS en PRF, sans préchargement.....	95
4.2 Phase 2 : analyse paramétrique (renforcement ETS élastoplastique)	97
4.2.1 Barres ETS liées de façon rigide (liaison parfaite).....	97
4.2.2 Barres ETS liées par un adhésif déformable (liaison ressort)	104
4.2.3 Discussion	112
4.3 Phase 3 : analyse paramétrique (renforcement ETS PRF élastique).....	115
4.3.1 Barres ETS en PRF-C.....	116
4.3.2 Barres ETS en PRF-G	122
Conclusion.....	128
Travaux futurs	130
Liste de références.....	132
Annexe 1	137
Annexe 2	139

Liste des tableaux

Tableau 1 : Mode de rupture selon le rapport a/d (tiré de Massicotte (2013))	11
Tableau 2: Efficacité des méthodes de renforcement à l'effort tranchant à l'aide de PRF d'après les résultats obtenus par Chaallal et al. (2011))	24
Tableau 3: Caractéristiques géométriques des poutres testées par Provencher (2011) et Cusson (2012) pertinentes	26
Tableau 4: Comparaison des résistances à l'effort tranchant des poutres testées par Provencher (2011) et Cusson (2012)	28
Tableau 5: Poutres testées par Mofidi et al. (2012) et principaux résultats	38
Tableau 6 : Propriétés des barres	42
Tableau 7: Synthèse chronologique de la littérature	45
Tableau 8 : Propriété du béton déterminée par Bédard (2019)	62
Tableau 9: Propriétés de l'acier d'armature déterminées par Bédard (2019)	62
Tableau 10: Étapes de charges utilisées	66
Tableau 11 : Propriétés des matériaux de renforcement	72
Tableau 12 : Propriétés des matériaux de renforcement implantés dans VecTor2	73
Tableau 12: Points caractéristiques de la loi d'adhérence trilineaire pour les barres en PRF-C74	
Tableau 13: Modèles de comportement sélectionnés dans VecTor2 pour la présente étude...	79
Tableau 14: Comparaison de la résistance à l'effort tranchant de la poutre sans barres transversales obtenue numériquement, expérimentalement et prévue par la norme CSA S6..	82
Tableau 15: Résistance à l'effort tranchant de la poutre avec armature transversale ETS en acier ($s = 413 \text{ mm}$) et précharge selon différentes approches	86
Tableau 16: Résistance à l'effort tranchant de la poutre avec armature transversale ETS en acier ($s = 375 \text{ mm}$) et précharge prédite selon différentes approches	91
Tableau 17 : Résistance et flèche correspondante pour différents niveaux de précharge pour des barres en PRF-C	118
Tableau 18: Résistance et flèche correspondante pour différents niveaux de précharge pour des barres en PRF-G	124

Liste des figures

Figure 1 : vue en coupe de la méthode ETS appliquée aux poutres en T (tiré de (Breveglieri et al., 2014))	3
Figure 2 : Direction typique des contraintes principales de compression (lignes pleines) et de traction (lignes pointillées) dans une poutre supportant une charge (tiré de Massicotte (2013)).	8
Figure 3 : Représentation de l'effet goujon (tiré de Ince et al. (2007))	9
Figure 4 : Transfert direct des efforts de compression entre les charges et les appuis par bielle de compression (tiré de Collins and al (2008))	10
Figure 5: Enchevêtrement des granulats (tiré de Ince et al. (2007))	12
Figure 6: Rôle de la résistance à la compression du béton (tiré de Angelakos (2001))	14
Figure 7 : Influence de la taille des granulats (tiré de Sherwood et al. (2007))	15
Figure 8: Influence du rapport a/d sur la résistance relative M_u/M_{fi} de poutres de différentes hauteurs (t) (tiré de (Kani, 1967))	17
Figure 9 : Contrainte de cisaillement à la rupture selon la profondeur d d'une poutre de béton (tiré de Kuchma and Collins (1998))	18
Figure 10 : a) Renforcement à l'effort tranchant d'une tranche de dalle épaisse, b) L'installation de 3 types de renforcement ETS c) chargement d'un spécimen renforcé (tiré de Fiset (2019))	19
Figure 11: Modes de rupture d'ancrage adhésifs sous chargement en traction (tiré de Cook and Konz (2001))	21
Figure 12: relation analytique contrainte d'adhérence – glissement (armatures PRF intégrées) (tiré de Cosenza et al. (1997))	23
Figure 13 : Capacité en cisaillement des éléments renforcés en cisaillement avec des barres collées (tiré de Fiset et al. (2022))	29
Figure 14: Représentation des poutres testées par Bédard (2019), a) vue de la section sans renforcement transversaux et (b) avec barres ETS collées, et (c) vue en élévation d'une poutre renforcée de barres ETS (adapté de Bédard, 2019)	30
Figure 15: Procédure d'essai pour les trois (3) dalles post-renforcées selon une fraction prédéterminée de la capacité V_0 (tiré de Bedard (2019))	32
Figure 16: Disposition des éléments d'armature et d'adhérence dans le modèle numérique pour (a) une dalle sans renforcements transversaux, (b) une dalle post-renforcée selon un espacement s_v de 413 mm et (c) une dalle postrenforcée selon un espacement s_v de 375 mm (tiré de Bedard (2019))	33
Figure 17: Comparaison des résistances (V_r) : expérimentales, numériques (VecTor 2) et prédites par CSA S6 (2025) en fonction du ratio V_{renf}/V_0 , pour $s = 413$ mm	34
Figure 18: Résistance totale et contributions du béton (V_c) et des barres transversales (V_s) en fonction du ratio de renforcement (V_{renf}/V_0) (tiré de Bédard, 2019)	35
Figure 19: Dimensions des poutres (mm) et les détails de l'armature (tiré de Mofidi et al. (2012))	37
Figure 20: Déformation maximale de la PRF (tiré de Mofidi et al. (2012))	39

Figure 21: Contribution au cisaillement des PRF en fonction du taux de rigidité (tiré de Mofidi et al. (2012))	40
Figure 22: Géométrie des poutres S150 et C150 (tiré de Dutta et al. (2023))	41
Figure 23: Impact du rapport a/d sur la capacité en cisaillement prédite des poutres avec et sans barres ETS (tiré de Dutta et al. (2023))	43
Figure 24: Effet de la hauteur utile sur la capacité de cisaillement prédite des poutres avec et sans barres ETS (tiré de Dutta et al. (2023))	43
Figure 25: Impact du rapport entre les barres ETS en PRFC (DE-CFRP) / acier et les étriers sur la résistance au cisaillement en analyse non linéaire par éléments finis des poutres renforcées (tiré de Dutta et al. (2023))	44
Figure 26: Représentation de la résistance axiale d'une barre adhésive en fonction de la longueur d'ancrage l (tiré de Fiset et al. (2023))	52
Figure 27 : Méthodologie du projet	57
Figure 28: (a) Modèle de l'une des poutres testées par Bedard (2019) et (b) modèle développé par Bedard (2019), espacement de l'armature transversale $s = 413 \text{ mm}$	61
Figure 29: Modélisation des barres ETS et de l'interface par des éléments ressorts	63
Figure 30: Loi de comportement de l'adhérence de barres d'acier post-installées ancrées par adhésif époxydique	65
Figure 31: Application du chargement dans le modèle numérique	66
Figure 32: (a) Maillage des poutres S150 et C150 analysée pour le présent projet et (b) comparaison avec le maillage utilisé par Dutta et al. (2023)	68
Figure 33: Loi de comportement de l'adhérence des barres ETS en acier considérée pour la poutre S150	69
Figure 34: Loi de comportement de l'adhérence de barres PRF-C post-installées considérée pour la poutre C150	69
Figure 35: Comportement élastique-plastique des barres de renforcement	71
Figure 36: Loi de comportement de l'adhérence de barres PRF-G post-installé	74
Figure 37: Effort tranchant versus flèche obtenue du spécimen sans barres transversales et comparaison avec les résultats obtenus par Bedard (2019)	81
Figure 38: Fissuration à la rupture obtenue numériquement et expérimentalement pour la poutre sans armature transversale par Bedard (2019)	83
Figure 39: Fissuration à la rupture de la poutre sans armature transversale issue de la modélisation numérique	83
Figure 40: Effort tranchant versus flèche des analyses numériques et des essais expérimentaux pour une poutre renforcée de barres ETS en acier selon un espacement s de 413 mm lorsque (a) $V_{\text{renf}} = 0,60V_0$ et (b) $V_{\text{renf}} = 0,80V_0$	85
Figure 41: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 413 \text{ mm}$) activées à $V_{\text{renf}} = 0,6V_0$, et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019)	88
Figure 42: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 413 \text{ mm}$) activées à $V_{\text{renf}} = 0,8V_0$ et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019)	89

Figure 43: : Effort tranchant versus flèche des analyse numériques et des essais expérimentaux pour une poutre renforcée de barres ETS en acier selon un espacement s de 375 mm lorsque (a) $V_{\text{renf}} = 0,60V_0$ et (b) $V_{\text{renf}} = 0,80V_0$	90
Figure 44: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 375$ mm) activées à $V_{\text{renf}} = 0,6V_0$, et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019).....	92
Figure 45: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 375$ mm) activées à $V_{\text{renf}} = 0,8V_0$, et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019).....	93
Figure 46: Comparaison avec les résultats présentées par Dutta et al. (2023) et Raicic et al. (2017) pour la poutre S150 et le présent modèle	95
Figure 47: Comparaison avec les résultats présentées par Dutta et al. (2023) et Raicic et al. (2017) C150 et le présent modèle.....	96
Figure 48: Effort tranchant en fonction de la flèche d'une poutre avec barres ETS liées de façon rigide, selon la rigidité des barres ETS et selon différents niveaux de précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$	98
Figure 49: Résistance à l'effort tranchant, V_u , en fonction du rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et du module d'élasticité, E , des barres ETS en acier (liaison rigide) espacées de 375 mm, comparé à un spécimen sans barres ETS (ref)	99
Figure 50: Contribution des barres transversales ETS liées de façon rigide à la résistance à l'effort tranchant, V_s , selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité E	101
Figure 51: Contribution du béton V_c à la résistance à l'effort tranchant de la poutre renforcée avec des liaisons rigides, selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité, E	103
Figure 52: Effort tranchant versus flèche de la poutre avec barres ETS liées de façon déformable, selon la rigidité des barres ETS et selon différents niveaux de précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$	105
Figure 53: Résistance à l'effort tranchant, V_u , en fonction du rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et du module d'élasticité, E_s , des barres ETS en acier (liaison déformable) espacées de 375 mm, comparé à un spécimen sans barres ETS (ref)	107
Figure 54: Contribution des barres transversales ETS liées de façon déformable à la résistance à l'effort tranchant, V_s , selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité, E	109
Figure 55: Contribution du béton V_c à la résistance à l'effort tranchant de la poutre renforcée de barres ETS élastoplastiques avec une liaison déformable, selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité.....	111
Figure 56: Effort tranchant versus flèche du modèle de la poutre avec des barres de renforcement en PRF-C	117
Figure 57: Contribution des barres transversales de renforcement PRF-C à la résistance à l'effort tranchant.....	119
Figure 58: Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant pour les poutres renforcées de barres en PRF-C en fonction du niveau de précharge	120
Figure 59: Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre ($V = V_u$) avec barres ETS en PRF-C activées à différents ratios $X = V_{\text{renf}} / V_0$	121
Figure 60: Effort tranchant versus flèche de la poutre avec des barres de renforcement en PRF-G	123

Figure 61: Contribution des barres transversales de renforcement PRF-G à la résistance à l'effort tranchant.....	125
Figure 62: Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant pour les poutres renforcées de barres en PRF-G en fonction du niveau de précharge	126
Figure 63: Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre ($V=V_u$) avec barres ETS en PRF-G activées à différents ratios $X = V_{renf}/V_0$	127

Liste des symboles

d	Profondeur effective en flexion, c'est-à-dire la distance entre le centre de gravité de l'armature de flexion et la fibre extrême comprimée d'une section
d_b	Diamètre d'une barre d'armature
d_s	Diamètre d'un étrier
d_v	Profondeur effective de cisaillement (pris comme le maximum entre $0,9d$ ou $0,72h$)
E_{frp}	Module d'élasticité des barres en PRF
E_{vfrp}	Modules d'élasticité des étriers en PRF
E	Module élastique de l'acier
f_{bo}	La résistance propre de l'adhésif
f_{by}	La résistance en adhérence à la plastification d'une barre
f'_c	La résistance à la compression du béton mesurée sur un cylindre
f_{cr}	Résistance à la fissuration du béton
$f_{FRPbend}$	Résistance à la traction d'une barre pliée en PRF
f_y	Limite élastique de l'acier
K_a	Caractérise l'effet bénéfique de la longueur d'ancrage l_a excédant d_v
K_c	Coefficient de résistance d'un ancrage à l'éclatement du béton
K_{db}	Coefficient de résistance des barres collées relatif au diamètre d'une barre.
K_p	Coefficient d'ancrage associé à une barre collée munie d'une plaque d'ancrage à son extrémité
l_a	Longueur d'ancrage d'une barre collée
l_d	La longueur de développement
M_{fl}	Moment de fissuration, correspondant au moment où des fissures commencent à apparaître dans le béton
M_f	Moment de flexion pondéré
M_u	Moment ultime, résistance non pondérée en flexion
N_f	Effort axiale pondérée
p	Paramètre de courbure de la loi de comportement de l'acier lors du raidissement
s	Espacement de l'armature de cisaillement ou de traction Glissement
s_v	Espacement longitudinal entre les rangs d'armature transversale
s_{ze}	Paramètre d'espacement équivalent des fissures
s_1	Le glissement critique auquel la contrainte d'adhérence atteint son maximum
s_3	Le glissement ultime après lequel l'adhérence chute à une valeur résiduelle constante
t	Longueur de la poutre ou portée effective
V_c	Contribution du béton à la résistance ultime à l'effort tranchant
V_f	Effort tranchant pondéré
V_r	Résistance pondérée à l'effort tranchant
V_{renf}	Effort tranchant au moment de la mise-en-place du renforcement
V_p	Contribution de la précontrainte à la résistance à l'effort tranchant
V_s	Contribution de l'armature transversale à la résistance à l'effort tranchant
V_0	La résistance à l'effort tranchant sans armature transversale
V_{FRP}	Résistance pondérée à l'effort tranchant assurée par l'armature en PRF
β	Coefficient de résistance à l'effort tranchant du béton fissuré
Δ_{ult}	Flèche mesurée à l'ultime

τ_1	Contrainte d'adhérence maximale atteinte au glissement s_1
τ_3	Contrainte d'adhérence résiduelle après un glissement important
ϕ_c	Coefficient de tenu du béton
ϕ_{FRP}	Coefficient de tenue pour les éléments en PRF
ϕ_s	Coefficient de tenu de l'acier
ε_x	Déformation longitudinale de la membrure
ε_v	Déformation transversale
σ_v	Contrainte transversale
θ	Angle d'inclinaison des fissures par rapport à l'axe longitudinal de l'élément ou angle d'inclinaison du champ de contraintes principales de compression
Ω_θ	Facteur de modification de la résistance en arrachement considérant l'inclinaison de la surface de massif de résistance
η	Facteur d'efficacité de l'armature adhérente

Dédicace

Je dédie ce travail,

À ma chère mère et mon cher père, aucune dédicace ne saurait exprimer pleinement mon respect, mon amour éternel et ma profonde considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et mon bien-être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés et le fruit de vos innombrables sacrifices.

À la mémoire de mon cher frère : ce travail est dédié à toi, qui m'as toujours poussé et motivé dans mes études, et que j'aurais tant aimé avoir présent à mes côtés en ce moment. J'espère que, du monde où tu reposes désormais, tu accueilles ce geste humble comme une preuve de reconnaissance de la part d'un frère qui prie sans cesse pour le salut de ton âme. Puisse dieu, le tout-Puissant, t'accueillir dans sa sainte miséricorde.

À ma chère sœur, qui n'a ménagé aucun effort pour me soutenir.

À mes amis proches, qui ont su conserver une place précieuse dans mon cœur pour toujours.

Et enfin, à ma compagne, je souhaite également dédier ce travail à celle qui a partagé mes efforts avec patience et bienveillance. Son soutien moral, son encouragement et sa confiance ont constitué une force précieuse dans l'aboutissement de ce projet.

Remerciements

C'est avec un grand plaisir que je réserve ces quelques lignes pour exprimer toutes mes gratitude et mes chaleureux remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce présent projet.

Tout d'abord, je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance et mes sincères remerciements à mes superviseurs de recherche, les Prof. Ph.D., Ing. Mathieu Fiset et Prof. Ph.D., Ing. Josée Bastien, pour la qualité de leur encadrement. Leur expertise scientifique, leurs précieux conseils, leur confiance ainsi que leur soutien moral et leurs encouragements ont été déterminants dans l'aboutissement de ce travail. Je leur suis particulièrement reconnaissant pour l'aide considérable qu'ils m'ont apportée tout au long de ce projet, notamment lors de la rédaction. Leur engagement et leur professionnalisme constituent pour moi un exemple inspirant. Je souhaite que tous les superviseurs soient aussi exemplaires que vous.

Mes profonds remerciements pour les membres de jury qui ont accepté d'évaluer ce travail.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude envers l'UQAC, Mitacs et le CRSNG, qui m'ont offert les ressources et le soutien nécessaires à la réalisation de ce projet.

Finalement je tiens à remercier mes parents, ma famille, et mes ami(e)s, pour leur soutien moral et leurs nombreux conseils qui m'ont été bien utiles tout au long de mon parcours.

Chapitre 1 :

Introduction

1.1 Mise en contexte

En termes d'accessibilité, le secteur des transports a connu une croissance remarquable depuis le début du siècle dernier. Pour répondre à cette demande, un grand nombre de routes et de ponts ont dû être construits, dont plusieurs sont des ponts en béton armé de courte et moyenne portée. Pour le Québec seulement, plus de 60 % des ponts routiers ont été construits avant 1980 (Ministère des Transports du Québec, 2023).

Ces ponts sont cependant soumis à des conditions d'exploitation exigeantes et doivent faire face à plusieurs mécanismes de dégradation affectant les matériaux et réduisant leur capacité portante structurale. Entre autres, l'augmentation du trafic journalier moyen annuel, combinée à l'augmentation de la charge des véhicules sur les routes, a contribué à la détérioration progressive de ces structures routières. Selon le Bilan de l'état des structures du Québec de 2023 (Joanis et al., 2023), 49 % des infrastructures de transport routier du Québec sous juridiction provinciale sont en mauvais ou très mauvais état.

Afin de maintenir en service le réseau de transport, la reconstruction de ces ponts s'avère souvent la seule option envisageable, surtout lorsque les mécanismes de dégradation affectent la capacité en cisaillement des ponts en béton armé. Toutefois, le choix d'une telle option entraîne la production d'une quantité importante de déchets de démolition et nécessite l'exploitation d'une quantité importante de matériaux de construction. Par conséquent l'impact négatif sur l'environnement est considérable. D'autre part, le coût élevé de la construction d'un nouveau pont, souvent prohibitif, pousse les gestionnaires à chercher des alternatives économiques pour prolonger la durée de vie des infrastructures existantes. C'est pourquoi, au lieu de la démolition et de la reconstruction coûteuse, les

propriétaires d'ouvrages optent parfois pour la limitation des charges autorisées, une solution qui peut malheureusement affecter l'efficacité du réseau de transport. En revanche, une technique de renforcement en cisaillement développée dans la dernière décennie offre une alternative prometteuse. Cette méthode permet de prolonger la durée de vie des ponts en béton armé sans nécessiter leur démolition, ce qui réduit à la fois l'impact environnemental et les coûts considérables associés à la reconstruction (Bedard, 2019; Thivierge, 2015).

Une méthode de renforcement en cisaillement appelée barres collées internes à la section (Embedded Through Section, ETS) a été mise en œuvre pour augmenter de manière significative la capacité de cisaillement des poutres en béton armé (BA). Cette méthode implique d'abord le perçage de petites ouvertures à l'intérieur de la section transversale de l'ouvrage de béton à renforcer. Ensuite, des barres d'armature en acier ou en matériaux polymères renforcés de fibres (PRF) sont insérées dans ces ouvertures et ancrées à l'aide d'un adhésif à haute résistance (voir Figure 1). Cette méthode de renforcement est de plus en plus utilisée en raison de la durabilité et de la facilité avec laquelle elle peut s'adapter aux formes les plus variées des éléments à renforcer (Z.Benzeguir, 2021). Elle présente plusieurs avantages par rapport à d'autres approches, telles que les feuilles PRF collées à l'extérieur (EB FRP) et les tiges PRF collées en surface (PRF NSM). Dans la méthode ETS, la barre de renforcement s'ancre dans le noyau de la section en béton armé, contrairement aux méthodes EB et NSM pour lesquelles le renforcement s'ancre à la surface de béton de la poutre en béton armé, surface souvent exposée aux intempéries et présentant le plus de dégradation. L'ancrage au cœur de la section permet également d'accroître le degré de confinement et d'améliorer l'ancrage et l'adhérence (Chaallal et al., 2011), ainsi que de protéger les barres contre les influences extérieures (Hellberg & Eryd, 2018).

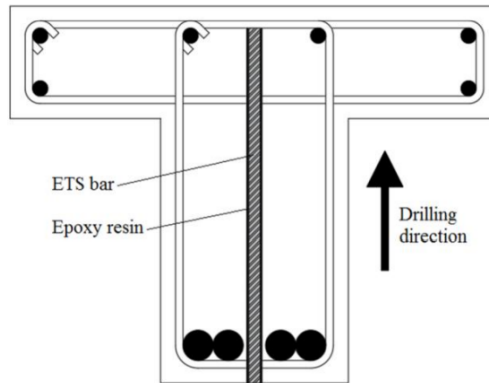


Figure 1: vue en coupe de la méthode ETS appliquée aux poutres en Té (tirée de (Breveglieri et al., 2014))

1.2 Problématique

L'efficacité de la méthode de renforcement ETS a très majoritairement été validée que pour des barres installées à l'intérieur de poutres étayées, ne subissant pas de charge au moment de la mise en place du renforcement. Cet état de contrainte initiale ne représente cependant pas l'état de contrainte d'un élément de pont à renforcer, devant évidemment supporter au moins son propre poids lors de la mise en place du renforcement en cisaillement. Ainsi, le système global renforcé (pont existant et système de renforcement) ne permet que de reprendre l'accroissement d'effort excédant celui présent au moment de la mise en place du renforcement.

Les études existantes sur la résistance des structures renforcées se concentrent majoritairement sur des structures neuves, sans précharge, limitant ainsi la compréhension des effets de la précharge sur la performance des matériaux de renforcement. L'unique étude intégrante des essais sous précharge a été menée par Bedard (2019), sur des poutres subissant une précharge et renforcées de barres d'acier 15M ETS. Cette étude a démontré une influence mineure de la précharge, pour un niveau de précharge allant jusqu'à 80 % de la résistance de la poutre avant renforcement.

L'auteur a cependant montré que la précharge et les déformations en décaoulant influencent l'activation des barres de renforcement ETS ainsi que la contribution des mécanismes de résistance à l'effort tranchant. À ce titre, Bédard (2019) recommande de poursuivre la recherche en examinant l'utilisation de nouveaux matériaux, en raison entre autres de leur rigidité et de leur résistance qui diffère de celle de l'acier, pour différents niveaux de précharge. Dès lors, il convient de déterminer dans quelle mesure cette précharge affecte la performance de la méthode de renforcement ETS, dans un contexte d'utilisation de barres de renforcement plus flexibles, telles que constituées de polymères renforcés de fibres (PRF). Le présent projet de maîtrise vise à répondre à cette problématique et combler ce qui semble être un vide scientifique en évaluant l'impact de la rigidité d'un renforcement ETS faits de barres PRF dans des conditions de charges préexistantes, afin d'adapter et d'optimiser les méthodes de renforcement en cisaillement.

1.3 Objectifs

Malgré les dernières avancées en recherche qui ont, entre autres, permis de bien comprendre le phénomène d'interaction entre les barres ancrées et le béton, il est toutefois indispensable de mieux comprendre l'effet des contraintes et des déformations sollicitant un élément de béton armé au moment de la mise en place de la technique de renforcement ETS, en interaction avec les propriétés du renforcement en termes de rigidité, sur la performance et le comportement global de la structure. Afin de répondre à ce constat, l'objectif général de cette recherche est donc d'**évaluer la performance structurale d'un renforcement en cisaillement de poutres en béton armé par barres collées internes à la section en tenant compte des charges préexistantes sur la structure et des matériaux de renforcement.**

Les objectifs spécifiques permettant d'atteindre l'objectif général se résument comme suit :

- Développer et valider un modèle numérique permettant de modéliser le comportement structural de poutres en béton armé renforcées en cisaillement par barres collées et supportant une charge préexistante;
- Déterminer numériquement la performance structurale de différents matériaux pouvant être utilisés comme renforcement en cisaillement pour plusieurs niveaux de charges de service préexistantes au moment de l'installation du renforcement;
- Déterminer les paramètres à l'étude qui influencent les mécanismes de résistance au cisaillement et la performance structurale;
- Enrichir le modèle de calcul normatif en développement pour tenir compte des matériaux de renforcement et de la charge de service préexistante, et émettre les recommandations appropriées.

1.4 Structure du mémoire

Le présent mémoire est structuré en cinq chapitres principaux. Le premier chapitre introduit le sujet de recherche en exposant le contexte général, la problématique liée à la résistance à l'effort tranchant des pièces en béton armé soumises à un effort de flexion , ainsi que les objectifs poursuivis. Le deuxième chapitre propose une revue de la littérature qui couvre les notions fondamentales liées aux mécanismes de cisaillement, aux matériaux de renforcement, aux différentes méthodes de renforcement disponibles, ainsi qu'aux approches normatives actuelles. Le troisième chapitre présente la méthodologie adoptée, centrée sur une approche numérique utilisant le logiciel VecTor2 (Wong & al, 2013). Ce chapitre détaille les étapes de validation, la configuration des modèles et les scénarios étudiés. Le quatrième chapitre est consacré à la présentation et à l'analyse des résultats issus des simulations numériques. Il met en lumière l'influence de différents

paramètres, tels que le type de matériau de renforcement et le niveau de charge appliqué au moment du renforcement, sur le comportement structural des poutres. Enfin, le cinquième chapitre conclut le mémoire en résumant les principaux constats et en proposant des recommandations pour les travaux futurs dans ce domaine.

Chapitre 2 :

Revue de littérature

La résistance à l'effort tranchant est un aspect clé pour garantir la stabilité des structures en béton armé. La revue littéraire présentée se penche d'abord sur les poutres en béton armé soumises à des charges constantes, en analysant la manière dont l'effort tranchant se répartit à travers le béton et les facteurs qui peuvent l'influencer. La norme canadienne CSA-S6 (2025) est également examinée pour mieux comprendre les exigences de conception applicables.

En explorant d'abord l'utilisation des ancrages avec agent adhésif dans le béton pour accroître la résistance au cisaillement des poutres, ce chapitre met ensuite en évidence les considérations pratiques de cette technique, soulignant son impact sur la performance des structures.

Enfin, les résultats d'études antérieures sur le renforcement à l'effort tranchant des pièces en béton armé sont synthétisés. Cette revue vise à fournir des éléments utiles pour mieux comprendre l'état des connaissances et la recherche présentée dans ce mémoire.

2.1 Les mécanismes de transmission de l'effort tranchant dans les poutres en béton armé

La résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé repose généralement sur cinq mécanismes différents. Ces mécanismes comprennent la résistance au cisaillement du béton non fissuré, l'action d'arche, l'enchevêtrement des granulats, l'effet goujon des armatures longitudinales et l'action des armatures de cisaillement. Généralement, la résistance à l'effort tranchant est générée par une combinaison de plusieurs de ces mécanismes. Les sous-sections qui suivent présentent brièvement ces mécanismes.

2.1.1 La résistance du béton non fissuré dans la zone comprimée en flexion

Avant l'apparition des premières fissures dans une poutre en béton armé soumise à la flexion, le béton est capable de transmettre les contraintes de cisaillement et l'effort tranchant principalement grâce à la résistance du béton non fissuré. Ce transfert s'effectue par l'intermédiaire des contraintes principales diagonales, qui combinent la compression et la traction dans le matériau comme le montre la Figure 2. Une fois les premières fissures apparues, ce mécanisme devient limité au béton non fissuré. Le cisaillement est alors essentiellement repris dans la zone comprimée de la poutre, là où le béton reste intact. Cette zone non fissurée, située au-dessus de l'axe neutre, continue de contribuer à la résistance au cisaillement, mais de manière partielle. Historiquement, il était considéré que la résistance du béton non fissuré était le principal mécanisme permettant à une poutre de résister au cisaillement, surtout avant l'apparition des fissures dues à la flexion. Cette vision supposait que, tant que le béton restait intact, il reprenait seul les efforts de cisaillement. Les études de Cavagnis et al. (2017) et de Monney (2022) montrent que, dans le cas d'éléments élancés sans armature transversale, ce mécanisme ne mobilise souvent que moins de la moitié de la résistance à l'effort tranchant.

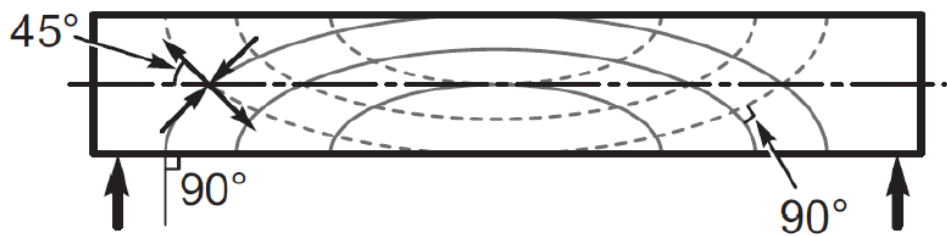


Figure 2: Direction typique des contraintes principales de compression (lignes pleines) et de traction (lignes pointillées) dans une poutre supportant une charge (tirée de Massicotte (2013))

2.1.2 L'effet goujon des armatures longitudinales

Lorsqu'une fissure croise une barre de renforcement et que celle-ci est cisailée par un déplacement relatif des lèvres de la fissure, cette barre résiste à ce mouvement en reprenant et transférant un effort tranchant de chaque côté de cette fissure. Ce mécanisme illustré à la Figure 3 est engagé dans une poutre résistant à un effort tranchant lorsqu'une fissure diagonale de cisaillement intercepte l'armature longitudinale et que cette fissure glisse sous l'effet de l'effort tranchant. Ce mécanisme est influencé par divers paramètres tels que la résistance en traction du béton environnant les barres, le module élastique de l'acier, ainsi que le diamètre et la quantité de barres longitudinales (Ince et al., 2007).



Figure 3: Représentation de l'effet goujon (tirée de Ince et al. (2007))

2.1.3 Effet d'arche

L'effet d'arche est un mécanisme de transfert de l'effort tranchant qui se caractérise par le développement d'une bielle directe comprimée entre le point d'application d'une charge et un appui. Ce mécanisme illustré à la

Figure 4 dépend fortement de l'inclinaison de la bielle, et donc du ratio entre la portée en cisaillement, a , et de la profondeur effective, d , d'une poutre. Les poutres

profondes ($a/d < 2$ à $2,5$) présentent généralement un effet d'arche important (Kuchma & Collins, 1998). À l'inverse, dans les poutres élancées ($a/d > 2,5$), l'effet d'arche devient négligeable, et la résistance à l'effort tranchant repose davantage sur l'engrainement des granulats, les armatures transversales et les autres mécanismes secondaires. Par exemple, selon Cavagnis (2017), à la rupture d'une poutre élancée, ce mécanisme contribue à moins de 25% de la résistance à l'effort tranchant, alors que jusqu'à plus de 85 % de cet effort peut être repris par l'effet d'arche pour des poutres très profondes.

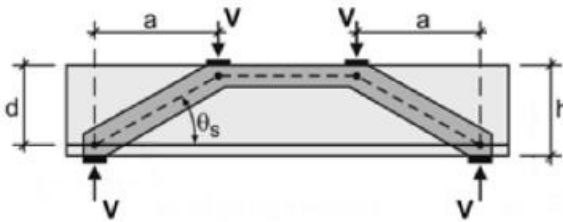


Figure 4: Transfert direct des efforts de compression entre les charges et les appuis par bielle de compression (tirée de Collins and al (2008))

Pour les poutres profondes, l'effet d'arche est généralement le mécanisme de résistance critique, dont la défaillance mène directement à la rupture de l'élément. Les différents modes de rupture, selon la géométrie des poutres, sont présentés au Tableau 1.

Tableau 1: Mode de rupture selon le rapport a/d (tiré de Massicotte (2013))

Géométrie	Mode de rupture
Poutre très profonde : $a/d \leq 1$	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou par écrasement du béton
Poutre profonde : $1 < a/d \leq 2,5$	Rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée
Poutre élancée : $2,5 < a/d \leq 6$	Rupture en cisaillement-flexion
Poutre très élancée $a/d > 6$	Rupture en flexion
Âmes mince	Rupture de l'âme en compression

2.1.4 L'enchevêtrement des granulats

L'enchevêtrement des granulats est un mécanisme qui se développe à l'interface d'une fissure, après la formation de celle-ci. Ce mécanisme illustré à la Figure 5 permet de transmettre une contrainte de cisaillement de part et d'autre d'une fissure par friction et butée mécanique. En effet, ce mécanisme se développe lorsqu'un mouvement de glissement relatif entre les deux faces d'une fissure est empêché par la butée et la friction entre des granulats ou entre un granulat et la pâte de ciment. Lorsque la taille des aspérités et du granulat dépasse la largeur de la fissure, ce phénomène est désigné sous le nom d'enchevêtrement des granulats (Walraven, 1980). Dans un béton de résistance à la compression dit normale ($f'_c < 60$ MPa), les fissures tendent à contourner les granulats plus résistants que la pâte de ciment, ce qui favorise les aspérités et l'enchevêtrement des granulats. Cependant, pour un béton à haute résistance ($f'_c > 70$ MPa), les fissures tendent davantage à se propager à travers les granulats, limitant l'aspérité et l'action de butée, et réduisant la performance de ce mécanisme (Angelakos, 2001; Sagaseta & Vollum, 2011). Bien que négligé par le passé en tant que mécanisme de résistance, il est maintenant reconnu que jusqu'à 70 % de l'effort tranchant repris dans une poutre élancée peut être transmis par l'enchevêtrement des granulats (Fenwick, 1968).

Pour les poutres élancées sans armature transversale, il s'agit généralement du mécanisme critique qui, lorsque dépassé, conduit à la repture (Kani, 1967).

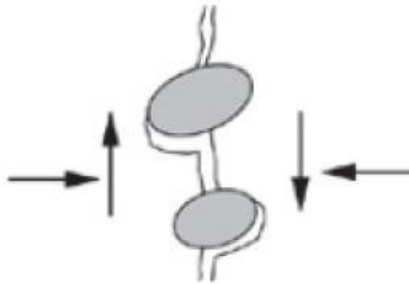


Figure 5: Enchevêtrement des granulats (tirée de Ince et al. (2007))

2.1.5 Armature transversale

Les barres d'armature transversales jouent un rôle majeur dans la transmission de l'effort tranchant dans une poutre. Premièrement, lorsqu'elle s'allonge en raison des déformations de tension et de l'ouverture des fissures diagonales de cisaillement, les barres transversales entrent en tension et, en résistant à ce mouvement, reprennent directement une portion de l'effort tranchant. De par cette restriction qu'elles apportent à l'ouverture des fissures de cisaillement, les barres transversales favorisent aussi la formation des fissures plus étroites et donc, un enchevêtrement des granulats plus efficace. Deuxièmement, ces barres soutiennent les barres d'armatures longitudinales, améliorant ainsi l'effet goujon. Enfin, lorsque ils sont en quantité suffisante les barres transversales peuvent confiner le béton en augmentant ainsi sa résistance globale (Massicotte, 2013)

2.2 Facteurs affectant la résistance à l'effort tranchant

L'efficacité des mécanismes de transmission de l'effort tranchant dans les structures en génie civil est un aspect critique de la conception et de la sécurité des ouvrages. Les principaux facteurs qui influent ces mécanismes sont détaillés dans les sous-sections qui suivent. Toutefois, la présence de f'_c dans la formulation normative s'explique par la nécessité pour la norme CSA-S6 (2025) de couvrir un large éventail de configurations structurelles, incluant des poutres moins élancées, des sections fortement armées ou précontraintes, ainsi que des zones perturbées, où l'effet de f'_c peut devenir plus significatif.

2.2.1 Résistance à la compression du béton

Angelakos et al. (2001) ont effectué une série d'essais sur des poutres élancées sans armature transversale dont la résistance à la compression du béton variait de 21 à 80 MPa. En observant une faible variation de la résistance à l'effort tranchant des poutres testées, ces auteurs ont montré que la résistance à la compression du béton a une influence marginale sur la résistance à l'effort tranchant, comme le montrent les résultats illustrés à la Figure 6 (Angelakos, 2001).

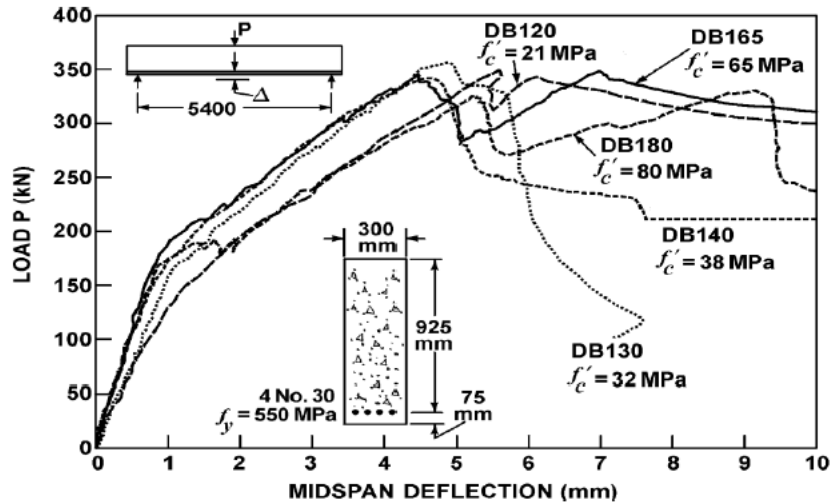


Figure 6: Rôle de la résistance à la compression du béton (tirée de Angelakos (2001))

2.2.2 Taille des granulats

La taille des granulats a un impact direct sur le transfert de cisaillement par enchevêtrement des granulats. En effet, plus le granulat utilisé est de grande taille, plus ceux-ci auront tendance à se butter le long d'une fissure. De plus, pour un granulat de grande taille, ce mécanisme sera actif même pour de larges fissures. Ce phénomène devient particulièrement significatif dans le cas de poutres plus profondes, où les fissures sont naturellement plus larges. La dimension des granulats devient alors un facteur déterminant dans la résistance à l'effort tranchant de la structure (Figure 7). Comme montré par Sherwood et al. (2007), l'avantage lié à l'augmentation de la taille des granulats s'atténue cependant lorsque celle-ci dépasse 25 mm, après quoi la résistance demeure constante malgré une augmentation ultérieure de la taille du gros granulat. Pour cette raison, plusieurs méthodes de calcul de la résistance à l'effort tranchant limitent l'effet de la taille du

granulat, typiquement lorsque des granulats de diamètre supérieur à 25 mm sont employés.

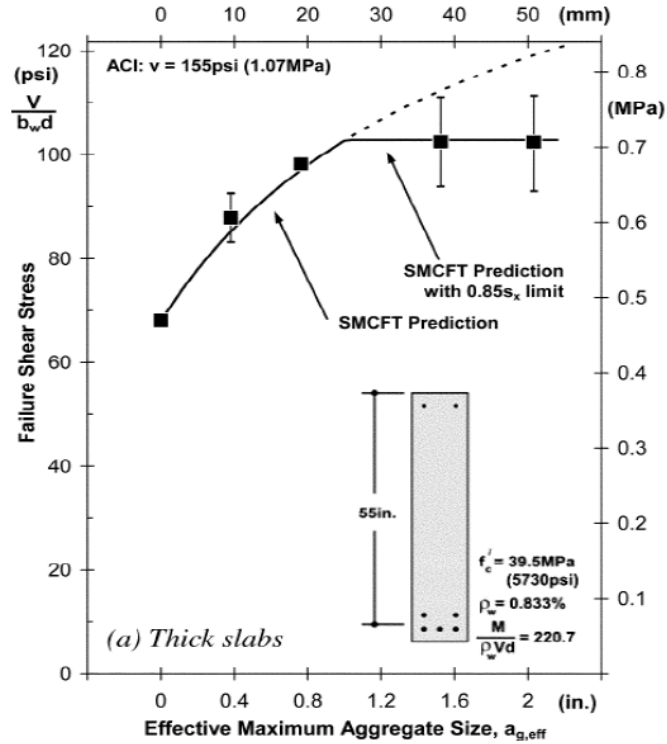


Figure 7: Influence de la taille des granulats (tirée de Sherwood et al. (2007))

2.2.3 Quantité d'armature longitudinale

La résistance à l'effort tranchant d'une poutre est directement influencée par la quantité d'armatures longitudinale de deux façons distinctes. Tout d'abord, une augmentation de la quantité d'armatures longitudinale ou de la taille des barres employées entraîne une amplification de l'effet goujon. Cela s'explique par une plus grande rigidité des barres de flexion. Deuxièmement, la quantité d'armatures exerce un contrôle sur la déformation longitudinale moyenne de la poutre et sur le contrôle de la fissuration (Bentz & Buckley, 2005). Une quantité importante d'armature

longitudinale favorise des fissures plus fines et donc un meilleur enchevêtrement des granulats. Ce dernier effet est d'ailleurs amplifié lorsque l'armature longitudinale est bien répartie sur la hauteur d'une poutre. En ajustant soigneusement la quantité d'armature longitudinale, il est possible d'optimiser ces deux aspects pour renforcer la résistance à l'effort tranchant de la structure dans son ensemble (Sherwood et al., 2007).

2.2.4 Élancement d'une poutre en cisaillement

Le rapport entre la portée en cisaillement, a (correspondant à la distance entre l'appui et le point d'application d'une charge), et la profondeur effective en flexion, d (correspondant à la distance entre le centre de gravité de l'armature de flexion tendue et la fibre extrême comprimée), représente l'élancement en cisaillement et constitue un paramètre important caractérisant le comportement structural. Tel qu'illustré par les travaux de Kani(1967) à la Figure 8, pour un rapport a/d très élevé, typiquement de 6 à 10, une limite de résistance est atteinte, correspondant à la résistance en flexion des poutres (effort de flexion à l'ultime M_u égale la résistance en flexion M_f). En réduisant le rapport a/d , les effets de l'effort tranchant deviennent plus importants et la résistance de la poutre (moment M_u) devient limitée par un autre mode de rupture plus critique que la flexion, celui associé à l'effort tranchant ($M_u < M_f$). Pour un rapport a/d près de 2 à 3, une résistance minimale est atteinte. Lorsque le rapport a/d décroît davantage, la résistance augmente et se rapproche de M_f . Cet effet pessimum et connu sous la « vallée de cisaillement », est un concept introduit par (Kani, 1967). Ce comportement s'explique grandement par l'effet d'arche. En effet, à des rapports a/d à gauche de la vallée ($a/d < 2$ à 3), l'effet d'arche entre en jeu et devient prédominant, augmentant ainsi la résistance de la structure. En revanche, pour des rapports a/d plus élevés, l'effet d'arche est moins

important que les autres mécanismes de résistance (enchevêtrement des granulats, résistance du béton non fissuré, effet goujon), ces derniers dictant la résistance à l'effort tranchant. Cette observation souligne l'importance du rapport a/d dans la compréhension des mécanismes de rupture.

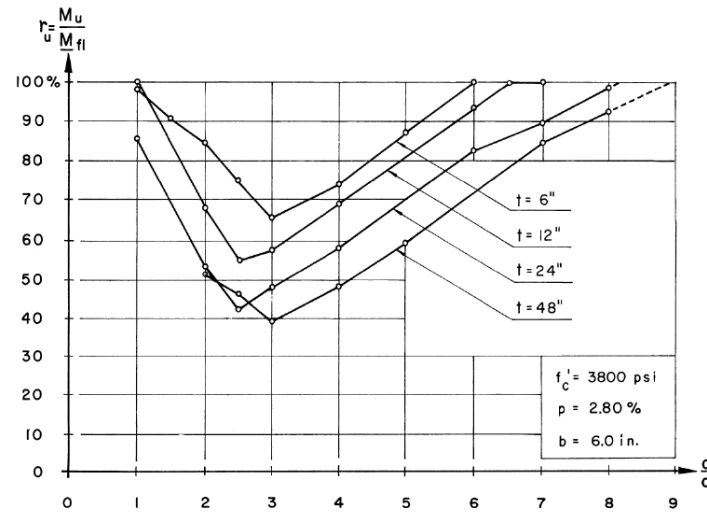


Figure 8: Influence du rapport a/d sur la résistance relative M_u/M_{fi} de poutres de différentes hauteurs (t) (tirée de (Kani, 1967))

2.2.5 Profondeur effective et effet d'échelle

Les dimensions d'un élément en béton armé, particulièrement en l'absence d'armature transversale, jouent un rôle crucial dans la résistance à l'effort tranchant. Selon les études de Kani (1967) et Sherwood et al. (2006), la largeur d'un élément semble ne pas exercer une influence significative sur sa capacité à résister à l'effort tranchant, sa résistance étant proportionnelle à sa largeur. En revanche, la profondeur de l'élément jouerait un rôle notable (Bažant & Kazemi, 1991; Bentz & Buckley, 2005; Bentz & Collins, 2018; Evan, 2005; Kani, 1967; Kuchma & Collins, 1998; Yang et al., 2003; Yang et al., 2011). Comme présenté à la Figure 9,

l'augmentation de la profondeur effective en flexion (d) d'une poutre en béton armé, dépourvue d'armature transversale, entraîne une réduction des contraintes de cisaillement conduisant à la rupture, $V/bd\sqrt{f'_c}$.

La diminution de la contrainte ultime en fonction de la profondeur est imputable à l'augmentation de l'ouverture des fissures de cisaillement dans les éléments profonds. Leur observation met en lumière le fait que, dans le cas d'éléments profonds soumis à une flexion, la distance longitudinale entre les fissures à mi-hauteur peut être jusqu'à trois fois supérieure à celle des fissures de la face en traction. Cette disparité entraîne une ouverture significativement plus grande des fissures à mi-hauteur, compromettant ainsi la transmission efficace des contraintes par l'intermédiaire de l'enchevêtrement des granulats (Evan, 2005; Muttoni & Fernandez-Ruiz, 2008).

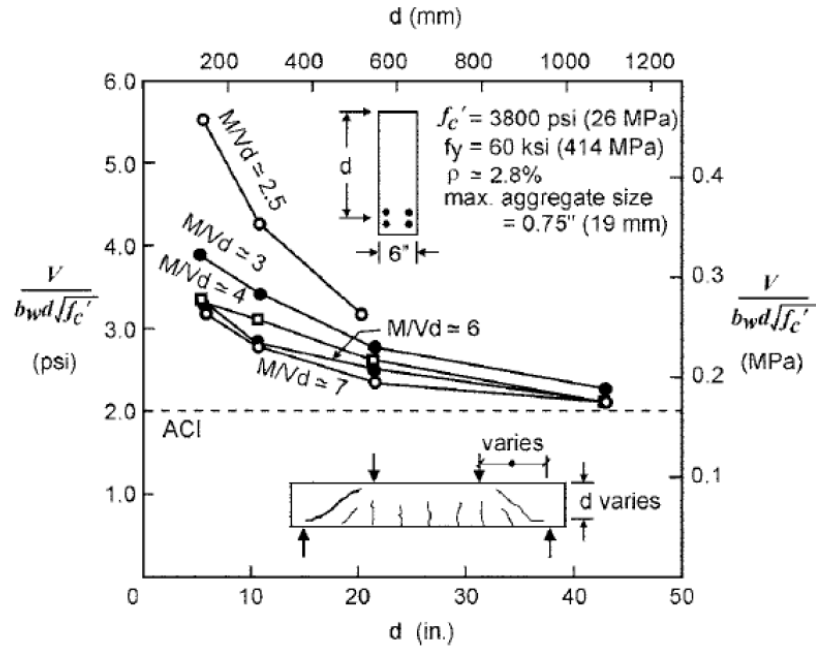


Figure 9: Contrainte de cisaillement à la rupture selon la profondeur d d'une poutre de béton (tirée de Kuchma and Collins (1998))

2.3 Les différents types d'ancrage

Dans le domaine du renforcement structural, diverses stratégies sont déployées pour assurer une jonction solide entre le renfort et le substrat en béton (Figure 10). Parmi ces stratégies, l'utilisation d'une résine époxy ou d'un colis cimentaire pour lier la barre d'armature au béton permet d'assurer un lien continu entre la barre et le béton et a, par le passé, montré une excellente performance (Fiset, 2014; Fiset et al., 2020; Kunz et al., 2013; Van Hong Bui et al., 2020; Villemure et al., 2019). Un autre procédé consistant à utiliser des dispositifs d'ancrage à expansion par un mécanisme de serrage, fixe fermement l'extrémité de la barre dans le béton. Une troisième méthode fait appel à des plaques d'ancrage métalliques qui se fixent sur la surface extérieure de l'élément en béton et retiennent la barre en place (Fiset, 2019). Pour les besoins de cette étude, l'accent est mis exclusivement sur les barres qui sont fixées à l'aide d'un adhésif époxydique.

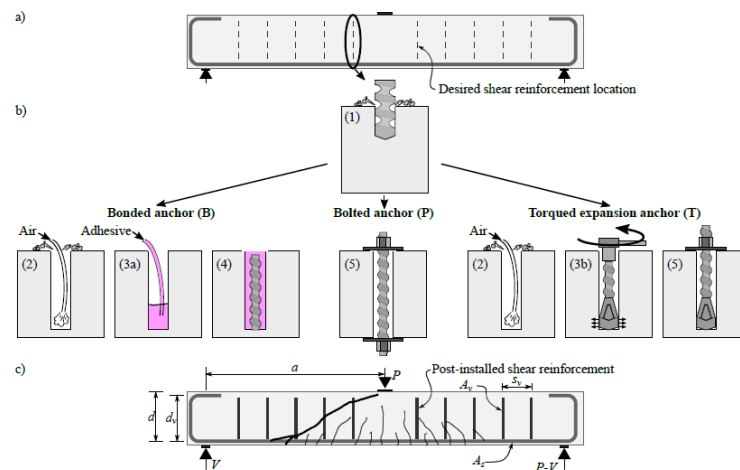


Figure 10: a) Renforcement à l'effort tranchant d'une tranche de dalle épaisse, b) L'installation de 3 types de renforcement ETS c) chargement d'un spécimen renforcé (tirée de Fiset (2019))

Lorsque des barres transversales de renforcement sont introduites à l'intérieur d'un élément structural de béton durci, il est impératif d'assurer leur ancrage afin que les deux composants (béton et barre de renforcement) travaillent de façon solidaire. Contrairement aux barres d'armature qui sont positionnées à l'intérieur d'un coffrage avant la mise en place d'un béton frais et qui peuvent compter sur le processus de prise naturelle du béton pour s'ancrer ainsi que sur leur géométrie, (par exemple, par le pliage), l'ancrage des barres post-installées s'appuie uniquement sur le lien d'interface apporté par l'adhésif.

Ces adhésifs, comme les mortiers de scellement ou les résines époxydiques, sont conçus pour pénétrer dans les irrégularités microscopiques de la surface du béton durci et enrober la barre de renforcement. Lorsque cet agent de liaison durcit, il forme une interface d'ancrage résistant et rigide. Le choix entre un mortier ou un adhésif dépend souvent des spécificités du projet, telles que la charge que l'ancrage devra supporter et les conditions environnementales auxquelles il sera exposé (Bedard, 2019).

La résistance limite d'une barre ancrée peut se manifester par différents modes de ruptures (Figure 11). Lorsque la résistance de la barre est plus grande que celle de l'ancrage, ce dernier rompt selon deux principaux modes. Le premier est la création d'une forme conique éclatée dans le béton autour de la barre, souvent due à une force d'extraction (Figure 11.a). Le second est le détachement direct de la barre du béton (Figure 11.b, c, d). Ces modes de rupture réduisent la capacité de l'ancrage à transmettre les charges, rendant son efficacité moindre que la résistance intrinsèque de la barre, tel que présenté en Figure 11 (Cook & al, 2001).

Pour qu'un ancrage soit considéré comme pleinement performant, la barre ancrée doit pouvoir atteindre sa limite d'élasticité ou ultime avant la rupture de l'ancrage. La longueur d'ancrage qui permet d'atteindre cette condition est connue sous le nom de longueur de développement. Pour qu'un ancrage soit pleinement performant, il faut donc que la longueur ancrée d'une barre, ℓ , soit au moins égale à cette longueur de développement, ℓ_d .

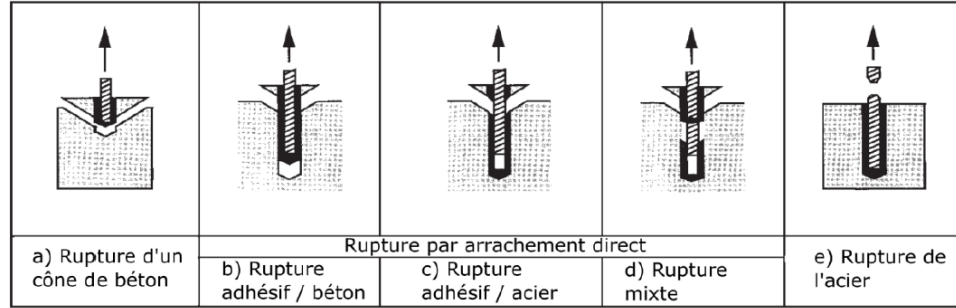


Figure 11: Modes de rupture d'ancrage adhésifs sous chargement en traction (tirée de Cook and Konz (2001))

Lorsque l'ancrage présente un mode de rupture associé à la rupture par arrachement, le comportement en adhérence de la barre revête un caractère primordial. Dans le cas de barres d'acier ancrées par un adhésif époxydique, Fiset et al. (2023) s'est basé sur les travaux de Villemure et al. (2016), Lettow (2006) et Mahrenholtz (2012) pour proposer une loi de comportement simplifiée liant la contrainte d'adhérence, τ , au glissement, s , comme suit :

$$\tau = \tau_b k_a \sqrt{1 - \exp\left(\frac{-s}{\alpha}\right)} \quad (1)$$

Dans cette équation, τ_b est la résistance en adhérence de l'agent de liaison utilisé.

Par ailleurs, Cosenza et al. (1997) ont examiné l'adhérence entre des barres PRF et le béton, en mettant en évidence les différences essentielles par rapport aux barres en acier. Leur étude prend en compte plusieurs facteurs déterminants, tels que la nature des fibres, l'état de surface des barres et les conditions de confinement. Cette approche permet ainsi de représenter de manière plus réaliste le glissement et la contrainte d'adhérence, offrant une modélisation plus fidèle du comportement des structures renforcées.

La loi d'adhérence développée par Cosenza et al. (1997) constitue une base analytique pour modéliser le comportement d'interaction entre les barres en PRF et le béton. Cette loi repose sur une relation contrainte-glissement, qui capture les mécanismes d'adhérence et de glissement au niveau de l'interface. Elle se divise en 3 phases distinctes (Figure 12)

Phase ascendante ($0 \leq s \leq s_1$)

Durant cette phase, la contrainte d'adhérence (τ) augmente progressivement et est décrite par une relation exponentielle :

$$\tau = \tau_1 \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (2)$$

Phase descendante ($s_1 \leq s \leq s_3$):

Après le pic de contrainte, la relation devient linéaire décroissante jusqu'à s_u , le glissement ultime, selon :

$$\tau_b = \tau_1 - \tau_1 p \left(\frac{s - s_1}{s_1} \right) \quad (3)$$

Phase de palier constant ($s \geq s_3$) :

À partir du glissement s_3 , la contrainte d'adhérence atteint une valeur résiduelle constante (τ_3), correspondant au niveau minimum d'interaction encore présent entre les barres en PRF et le béton :

$$\tau = \tau_3 \quad (4)$$

Cette contrainte résiduelle est principalement due à des mécanismes tels que la friction résiduelle ou un léger interverrouillage mécanique restant.

Ce modèle, proposé par Cosenza et ses collègues, est particulièrement pertinent pour les barres en PRF, dont les mécanismes d'adhérence diffèrent significativement de ceux des barres en acier en raison de leur surface et de leur composition. Cette loi offre une description précise et réaliste des phénomènes en jeu, en tenant compte des paramètres clés influençant le comportement d'adhérence.

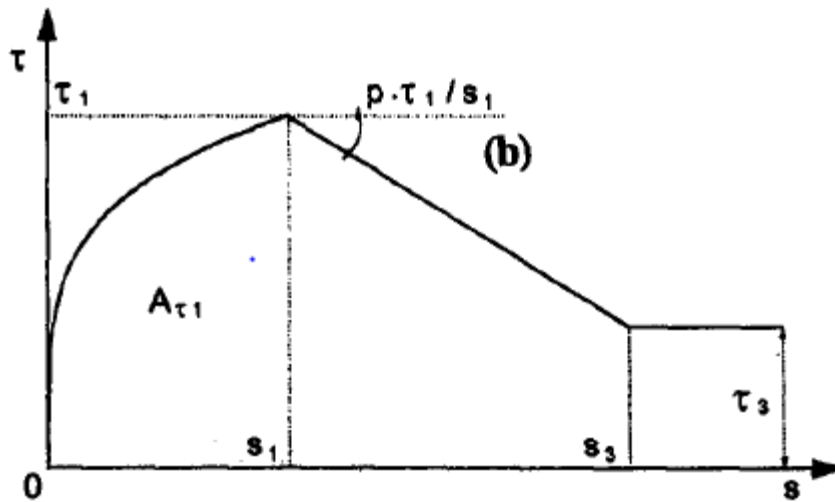


Figure 12: relation analytique contrainte d'adhérence – glissement
(armatures PRF intégrées) (tirée de Cosenza et al. (1997))

2.4 Méthodes de renforcement à l'effort tranchant

2.4.1 Principales méthodes de renforcement par ajout de renforts transversaux

Plusieurs méthodes de renforcement à l'effort tranchant sont présentées dans la littérature, dont trois principales couramment rencontrées. La première consiste à utiliser des feuilles ou lamelles collées, aux faces externes d'une section ou d'un élément (*Externally Bonded, EB*). Avec cette méthode, des feuilles fines et flexibles souvent composées de fibres de carbone, de verre ou d'aramide sont imprégnées de résine polymère et collées sur la surface externe des éléments en béton. Cette méthode est conçue pour augmenter la résistance à la flexion ou à l'effort tranchant des structures existantes, améliorant ainsi la performance structurale sans ajouter de poids significatif et d'encombrement physique. La seconde méthode utilise des barres montées et collées dans des rainures pratiquées à la surface des éléments

ou des sections de béton (*Near-Surface Mounted bars, NSM*). Cette méthode consiste à encastrer des tiges ou barres souvent de PRF dans des rainures préalablement taillées près de la surface du béton, puis à les sceller avec un adhésif. Cette approche a été utilisée par différents auteurs (Chaallal et al., 2011; Lorenzis & al, 2001) pour accroître la résistance à la flexion, à l'effort tranchant ou à la traction des éléments en béton armé. La troisième méthode est la méthode ETS décrite dans la section 1.1 faisant l'objet de la présente étude.

Chaallal et al. (2011) ont mené une étude comparative de ces trois techniques en utilisant des renforts en fibre de carbone (PRF-C). Cette étude a porté un intérêt particulier à l'application de la méthode de renforcement ETS, en évaluant son efficience pour accroître la résistance au cisaillement des poutres par comparaison aux techniques conventionnelles se servant de fibres de carbone (voir Tableau 2). Les conclusions de l'étude suggèrent que la méthode ETS est la plus performante et pourrait surpasser les pratiques actuelles en termes d'économie de coûts et de temps, tout en offrant une amélioration notable de la résistance à l'effort tranchant. Comparée aux autres techniques, la méthode ETS se distingue par sa mise en œuvre simplifiée et moins intrusive, car elle n'exige pas de découper des fentes dans le béton comme la méthode NSM et offre un meilleur ancrage que les feuilles collées en surface (méthode EB), réduisant ainsi le risque de décollement.

Tableau 2: Efficacité des méthodes de renforcement à l'effort tranchant à l'aide de PRF d'après les résultats obtenus par Chaallal et al. (2011)

Méthode	Efficacité moyenne (%)
Feuilles collées en surface (EB)	3,6 %
Barres collées montées en surface (NSM)	1,9 %
Barres collées internes (ETS)	4 %

2.4.2 Renforcement des structures en cisaillement par des barres d'acier internes collées

Plusieurs auteurs ont étudié la méthode de renforcement en cisaillement ETS de barres d'acier ancrées à l'aide d'une résine époxy. Provencher (2011) et Cusson (2012) ont évalué le comportement structural et la facilité de mettre en œuvre ce type de renforcement installé par la méthode ETS à l'aide d'une résine époxy (Hilti RE500). Pour ce faire, les auteurs ont testé dix-sept (17) poutres (tranches de dalles) de béton armé, réparties en différents types, selon leur géométrie et la disposition des barres ETS. Toutes les poutres ont une longueur de 5 m et une largeur de 610 mm, ce qui permet des essais sur des appuis simples sur une portée de 4 m.

Comme présenté au Tableau 3 pour les poutres testées par Provencher, les poutres de type 1 et 2 ont une hauteur, h , de 450 mm, une profondeur effective en flexion, d , de 398 mm, et une quantité d'armature tendue en flexion de 7000 et 5000 mm². Les poutres de type 3 ont une hauteur de 750 mm une profondeur effective en flexion, d , de 698 mm et une quantité d'armature tendue en flexion de 5000 mm². Pour ces types, les poutres notées « A » ne sont pas renforcées à l'effort tranchant (absence d'étriers ou de barres ETS) et servent de spécimens de référence (poutres 1A, 2A, 3A). Les poutres notées B ne contiennent pas d'étriers dans la zone critique mais sont renforcées de barres d'acier ETS (poutres, 1B, 2B, 3B, voir Tableau 3 pour l'aire d'un rang de barres transversales ETS, A_v , et leur espacement longitudinal, s). Pour ces poutres, l'espacement longitudinal des barres transversales ETS choisi est toujours très proche du maximum autorisé par la norme canadienne CSA S6 (CSA-S6, 2025) soit $0,75 d_v$. La dimension des poutres et la configuration des armatures de flexion ont influencé l'espacement transversal des barres. Cela correspond à un espacement moyen de 305 mm, soit deux barres pour une section de 610 mm de largeur (Provencher, 2011).

Les poutres testées par Cusson (2012) étaient très similaires aux poutres de type 3B testées par Provencher (2011), à l'exception que les barres transversales de renforcement présentaient un espacement $s = 0,60d_v$. La poutre #1 était composée d'étriers conventionnels installés avant la coulée du béton. Les poutres #2 et #3 étaient identiques à la poutre #1, à l'exception que des barres ETS en acier ont été utilisées au lieu des étriers. Ces barres ETS ont été insérées de par le haut sur toute la profondeur de la poutre #2 ou à la fois de par le haut et de par le bas de la poutre #3, entraînant ainsi un chevauchement des barres ETS sur 305 mm pour cette dernière. Le détail des géométries des poutres testées par Cusson est présenté au Tableau 3.

Tableau 3: Caractéristiques géométriques des poutres testées par Provencher (2011) et Cusson (2012) pertinentes

Poutre	h (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	d_v (mm)	A_v (mm)	s (mm)	s/d_v
1A	450	398	7000	333	-	-	-
1B (ETS)					400	240	0,72
2A		398	5000	358	-	-	-
2B (ETS)					200	260	0,73
3A	750	698	5000	628	-	-	-
3B (ETS)					400	470	0,75
#1 (étriers)	750	694	7000	625	400	380	0,60
#2 (ETS)	750	694	7000	625	400	380	0,60
#3 (ETS)	750	694	7000	625	400	380	0,60

Pour toutes les poutres testées renforcées de barres ETS, Provencher (2011) et Cusson (2012) ont observé pour les spécimens renforcés de barres ETS présentaient un comportement avant rupture (prépic) similaire à celui attendu d'une poutre renforcée d'étriers conventionnels (installées avant la coulée du béton), c'est-à-dire un grand nombre de fissures avant la rupture. Comparativement aux poutres sans renforcement transversaux (type 1A, 2A, 3A) qui atteignent la rupture immédiatement après l'apparition d'une première fissure critique de cisaillement, les barres d'acier ETS des spécimens renforcés de barres transversales testées par Provencher (1B, 2B, 3B) permettent une reprise des efforts après l'apparition de cette première fissure, une propagation de nouvelles fissures et une augmentation de la résistance en cisaillement. Un comportement similaire a été observé par Cusson (2012) pour les poutres renforcées #2 et #3. Les poutres renforcées de barres ETS présentent également une déflexion jusqu'à deux fois plus élevée que celles mesurée pour leur comparables de références sans renforcement transversaux (1B vs 1A, 2B vs 2A, 3B vs 3A). Relativement à la résistance à l'effort tranchant des poutres testées, le tableau 4 présente les résistances à l'effort tranchant moyennes obtenus en laboratoire ou prédite ainsi que le gain de résistance, en comparant les résistances moyennes obtenues pour les poutres non renforcées (A) à celles renforcées (B).

Pour les poutres de Provencher (2011), les types 1 et 3 ont offert une résistance de 44% à 45% supérieure, ce qui prouve que la technique fonctionne bien. Par contre, le type 2 n'a presque pas montré de gain significatif en résistance (seulement 3%), ce qui signifie que cette méthode n'était pas efficace pour cette poutre. Cela montre que la façon dont les barres ETS sont installées (longueur, ancrage, espacement) influence significativement leur performance.

Pour ce qui est poutres testées par Cusson (2012), elles ont montré un gain de résistance à l'effort tranchant de 80% à 136%. Ces gains suggèrent que les barres ETS n'agissent pas seules mais interagissent avec le béton environnant.

Ces deux études montrent que cette méthode peut améliorer significativement la capacité structurale des poutres, mais sa performance dépend des paramètres d'installations des barres ETS, en termes d'ancrage et d'espacement des barres.

Tableau 4: Comparaison des résistances à l'effort tranchant des poutres testées par Provencher (2011) et Cusson (2012)

	V_r (kN)		Augmentation (B-A) (kN)	Ratio augmentation (B/A -1)	Proportion p/r à A_v f_y (B-A)/(A_vf_y)
	A non renforcée	B renforcée			
Type 1	330	476	146	44%	0,91
Type 2	297	307	10	3%	0,13
Type 3	348	503	155	45%	0,97
#1	398 *	718	320	80%	1,69
#2	403 *	748	345	85%	1,82
#3	395 *	934	539	136%	2,85

* Valeur prédite par CSA S6-25 en raison de l'absence de poutres de référence non-renforcées transversalement

La Figure 13 présente le gain de résistance et compare à la norme canadienne CSA S6-25 (V_{CHBDC}) la résistance de certaines des poutres testées par Provencher (2011) et Cusson (2012) présentées au tableau 4, ainsi que les résultats d'autres auteurs ayant testées des poutres renforcées de barres en acier ETS. Il peut y être observé qu'un gain de résistance pouvant aller jusqu'à 136% a été obtenu par Cusson

(2012), comparativement à la valeur prédite pour une poutre de référence non armée transversalement. Malgré cette performance prometteuse, la résistance des poutres avec barres d'acier ETS demeure inférieure à celle prédite par la norme CSA S6-25 considérant des étriers d'acier conventionnels. En effet, pour un ratio d'espacement s/d_v de 0,75, la norme CSA S6-25 prédit une résistance jusqu'à 33% supérieure à celle obtenue en laboratoire (poutre de type 2B), alors que cette surévaluation diminue à 4% pour un ratio de 0,60 (poutre #2). Fiset et al. (2022) ont d'ailleurs démontré qu'il existe un lien étroit entre l'exactitude de la prédiction de la résistance à l'effort tranchant et l'espacement des barres ETS, tel qu'illustré à la Figure 13.

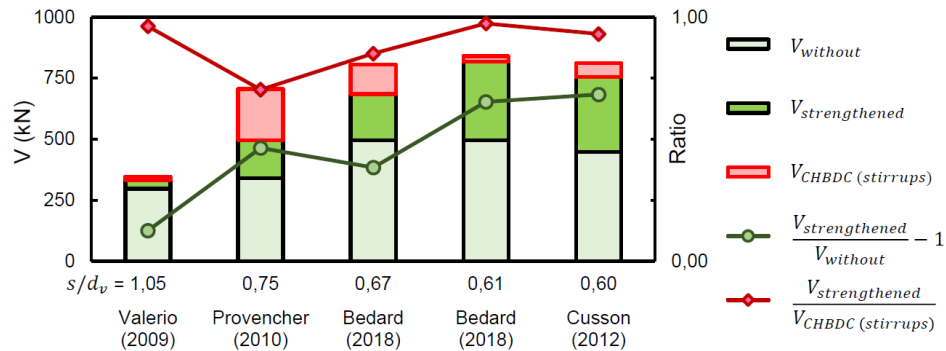


Figure 13: Capacité en cisaillement des éléments renforcés en cisaillement avec des barres collées (tirée de Fiset et al. (2022))

2.4.3 Renforcement à l'effort tranchant sous charge

Bédard (2019) a étudié l'effet des charges sollicitant une poutre au moment de la mise en place d'un renforcement transversal fait de barres d'armature en acier installées avec la méthode ETS et ancrées par une résine époxydique (Hilti RE500-V3) sur le comportement et la résistance à l'effort tranchant. En effet, lorsque la méthode ETS est employée pour mettre en place un renforcement à l'effort

tranchant à un ouvrage existant, l'élément structural renforcé doit généralement continuer à résister à différentes charges, principalement son poids propre, lors de la mise en place du renforcement. De la littérature inventoriée, l'étude de Bédard (2019) est la seule étude répertoriée ayant étudié cet effet sur le comportement et la résistance à l'effort tranchant. Cette étude est découpée en un volet expérimental et un volet numérique. Le volet expérimental a consisté à fabriquer puis tester par essais 3 points cinq poutres (tranche de dalle épaisse) en béton armé de dimensions réalistes et critiques en cisaillement, similaires à celles testées par Cusson (2012) et Provencher (2011), mais dont le niveau de charge au moment de mettre en place le renforcement varie. Comme présenté à la Figure 14 chacun des spécimens testés par Bedard (2019) contient un rang de 10 barres 30M et un rang de 3 barres 25M comme armature longitudinale.

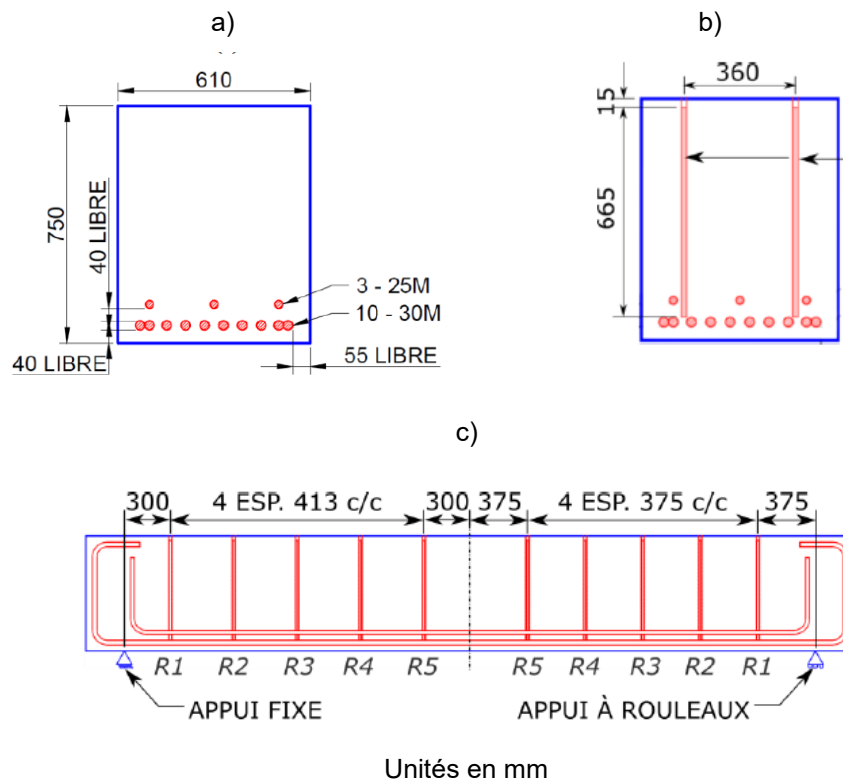


Figure 14: Représentation des poutres testées par Bédard (2019), a) vue de la section sans renforcement transversaux et (b) avec barres ETS collées, et (c) vue en élévation d'une poutre renforcée de barres ETS (adaptée de Bédard, 2019)

Dans les poutres renforcées de barres ETS, ces barres de renforcement sont disposées transversalement sur deux rangs (Figure 14b) et longitudinalement selon deux espacements (s_v) différents pour chacune des portées (gauche ou droite, voir Figure 14c). L'auteur a pu tester les deux espacements en chargeant à deux reprises les spécimens d'essai. Pour ce faire, la procédure d'essai et de mise en place du renforcement illustrée à la Figure 15 a été employée.

Ainsi, pour procéder à cette étude, un spécimen de poutre sans renforcement a d'abord été chargé jusqu'à rupture afin d'évaluer la résistance à l'effort tranchant fournie uniquement par le béton (V_0) (non illustré à la Figure 14c). Cette valeur de résistance a ensuite été utilisée pour déterminer le niveau d'effort tranchant auquel le renforcement (V_{renf}) a été installé sur trois poutres à renforcer par barres ETS. Les poutres renforcées ont ainsi été préchargées jusqu'au niveau V_{renf} désiré. Les niveaux de V_{renf} étudiés sont de $0,6 V_0$ à $0,8 V_0$. En maintenant cette charge, les barres de renforcement transversales ETS ont été mis en place. Une fois l'adhésif complètement durci, le chargement s'est poursuivi jusqu'à la rupture de l'un des côtés de la poutre (d'abord la portée ayant les barres ETS les plus espacées, à $s = 413 \text{ mm}$). Par la suite, la poutre a été déchargée afin de mettre en place du côté ayant subi une 1^{re} rupture un renforcement mécanique externe supplémentaire. La poutre a ainsi pu être chargée de nouveau jusqu'à la rupture de la seconde portée (typiquement la portée ayant les barres ETS les moins espacées, à $s = 375 \text{ mm}$). Pour une quatrième poutre, l'auteur a également évalué la performance de la méthode ETS en mettant en place ce type de renforcement transversal après l'apparition de la fissure critique diagonale de cisaillement ($V_{\text{renf}} > V_0$).

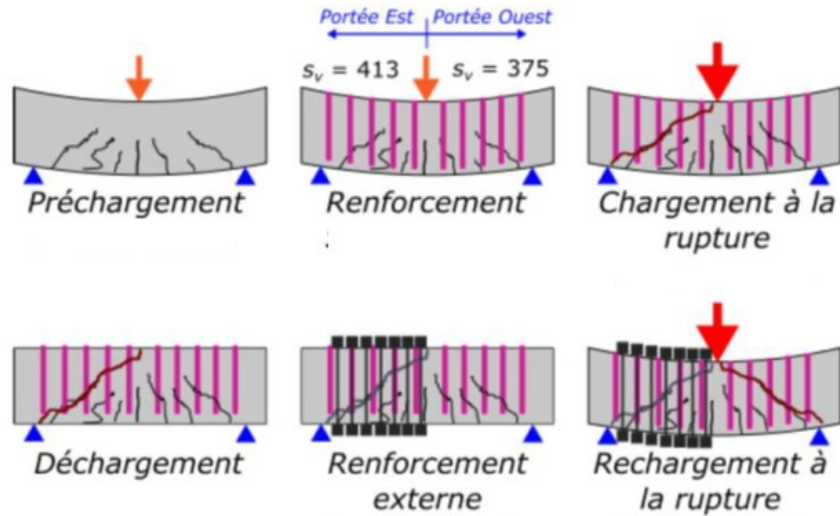


Figure 15: Procédure d'essai pour les trois (3) dalles post-renforcées selon une fraction prédéterminée de la capacité V_0 (tirée de Bedard (2019))

En plus des essais en laboratoire, l'auteur a choisi de réaliser une analyse numérique à l'aide du logiciel d'éléments finis VecTor (Wong & al, 2013). Avec cette analyse, l'auteur a d'abord validé son modèle en simulant les poutres testées en laboratoire, puis a procédé à une analyse paramétrique portant sur le niveau de la précharge et sur la géométrie de la poutre. La Figure 16 présente la disposition des éléments au sein du modèle numérique utilisé pour reproduire les essais en laboratoire. Afin de reproduire ces essais, l'analyse numérique doit se dérouler en deux étapes. Tout d'abord, la poutre analysée est modélisée avec des barres de renforcement ETS non-actives (Figure 16a), c'est à dire qui ne participent pas à la reprise des efforts et n'influencent pas le comportement structural ; son comportement correspond à celui d'une poutre sans armature transversale. Cette poutre sans barres de renforcement transversales actives (Figure 16a) est chargée numériquement jusqu'à l'atteinte d'une charge préétablie ce qui permet d'obtenir la valeur de V_0 . Pour ce qui est des poutres renforcées avec des barres transversales ETS, les barres transversales sont activées, c'est à dire. qu'elles participent à la

reprise des efforts, à partir de la charge V_{renf} . L'analyse de la poutre est ensuite reprise avec les barres actives (Figure 16 b et c) jusqu'à la ruine.

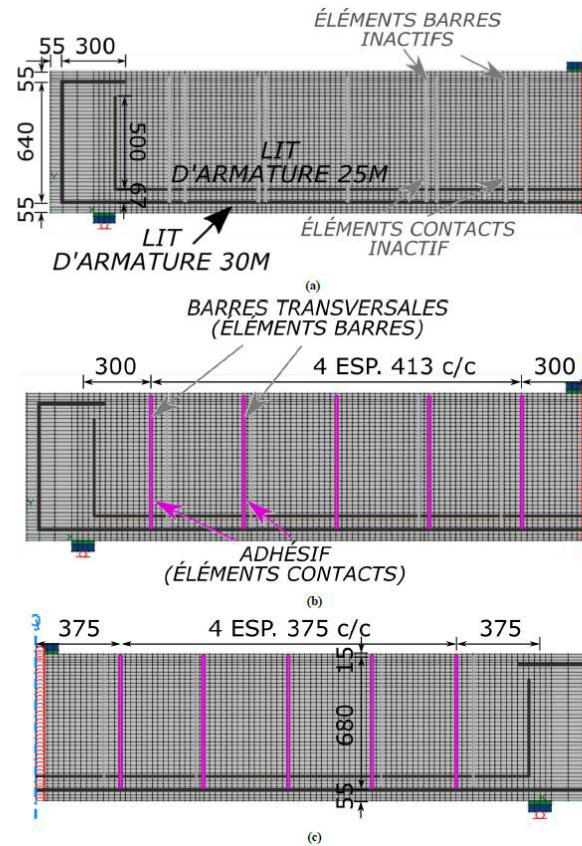


Figure 16: Disposition des éléments d'armature et d'adhérence dans le modèle numérique pour (a) une dalle sans renforcements transversaux, (b) une dalle post-renforcée selon un espacement s_v de 413 mm et (c) une dalle postrenforcée selon un espacement s_v de 375 mm (tirée de Bedard (2019))

Les investigations de Bédard ont permis de quantifier les gains de résistance ultime à l'effort tranchant (V_r) pour diverses configurations de renforcement. La Figure 17 présente une synthèse de ses résultats, comparant la résistance mesurée expérimentalement, celle prédite par les simulations numériques sous VecTor2, et

la prédiction de la norme CSA S6-25 en fonction du ratio de renforcement (V_{renf}/V_0) pour les géométries testées en laboratoire.

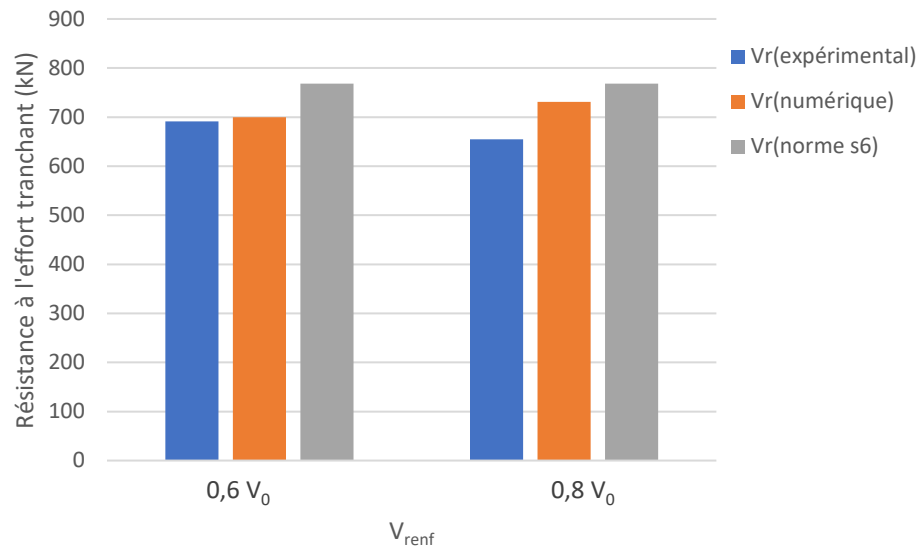


Figure 17: Comparaison des résistances (V_r) : expérimentales, numériques (VecTor 2) et prédites par CSA S6 (2025) en fonction du ratio V_{renf}/V_0 , pour $s = 413 \text{ mm}$

Ces résultats montrent une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et les prédictions des analyses par éléments finis réalisées avec VecTor2. Cette correspondance confirme la capacité de VecTor2 à modéliser adéquatement le comportement complexe des dalles épaisses renforcées à l'effort tranchant, incluant la fissuration et la progression des contraintes. Cependant, il est important de noter que l'effet de l'augmentation du ratio V_{renf}/V_0 (passant de $0,6V_0$ à $0,8V_0$) sur la résistance ultime (V_u) semble plutôt limité. En effet, une augmentation du chargement au moment de la mise en place des barres ETS (passant de $0,6V_0$ à $0,8V_0$) n'entraîne qu'une faible diminution de la résistance, suggérant une efficacité similaire du renforcement transversal ETS.

La bonne concordance entre les prédictions numériques et les mesures expérimentales ont permis à l'auteur de mener une étude paramétrique afin d'explorer divers aspects du comportement des dalles post-renforcées sous charge. Cette exploration inclut la répartition des fissures, les contraintes dans le béton et les barres transversales.

La Figure 18 ci-dessous illustre l'évolution de la résistance totale, de la contribution des barres transversales, et de la contribution du béton en fonction du ratio de renforcement (V_{renf}/V_0) déterminées numériquement.

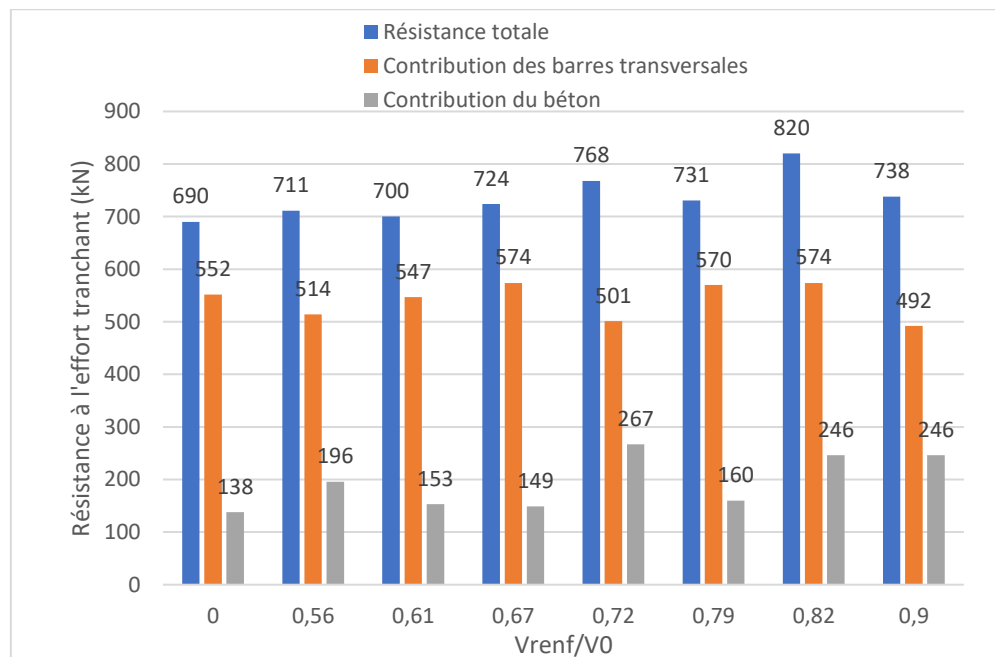


Figure 18: Résistance totale et contributions du béton (V_c) et des barres transversales (V_s) en fonction du ratio de renforcement (V_{renf}/V_0) (tirée de Bédard, 2019)

Cette étude numérique a permis d'établir que, bien que l'effet de la précharge n'influence que marginalement la résistance totale, la proportion de l'effort tranchant repris par les mécanismes de résistance à l'effort tranchant évolue. En effet, il peut être observé à la Figure 18 que la contribution du béton (V_c) ne reste pas constante pour les différents ratios V_{renf}/V_0 , mais augmente avec ce ratio, contrairement à la

contribution de l'armature transversale ETS (V_s) qui diminue pour un niveau $V_{renf}/V_0 = 0.9$. C'est donc qu'il y a interaction complexe entre le niveau de précharge et les contributions V_s et V_c .

Au-delà de la géométrie des poutres testées en laboratoire et analysées numériquement, Bédard (2019) a évalué l'influence de diverses portées et géométries de dalles. Il a constaté que les tendances observées pour la géométrie des pièces testées en laboratoire se maintenaient globalement sur une gamme plus large de configurations (ratio a/d plus grand, profondeur plus grande). Cette généralisation est cruciale car elle suggère que les mécanismes fondamentaux identifiés dans son étude sont applicables à une plus grande variété de dalles épaisses, renforçant la pertinence de ses conclusions pour des applications pratiques.

Cette étude approfondie souligne donc la complexité des interactions entre les divers paramètres étudiés, renforçant la nécessité d'une approche nuancée dans la conception et l'évaluation des structures renforcées à l'effort tranchant. Ces résultats constituent une première base afin d'appuyer le présent projet de recherche.

2.4.4 Renforcement et conception des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de la méthode ETS en PRF

Mofidi et al (2012) ont mené une étude portant sur le renforcement de poutres par la méthode ETS à l'aide de barres transversales en polymères renforcés de fibres de carbone (PRF-C, $E_{frp} = 148$ à 155 GPa). Cette étude a permis d'évaluer l'efficacité de la technique ETS avec des barres en PRF et l'effet de leur espacement, de leur diamètre et de leur revêtement de surface, dans des poutres avec ou sans étriers en acier installés avant la coulée du béton et la mise en place des barres

ETS-PRF. la Figure 19 et le tableau 5 résument les caractéristiques des poutres testées par un essai de flexion 3 points.

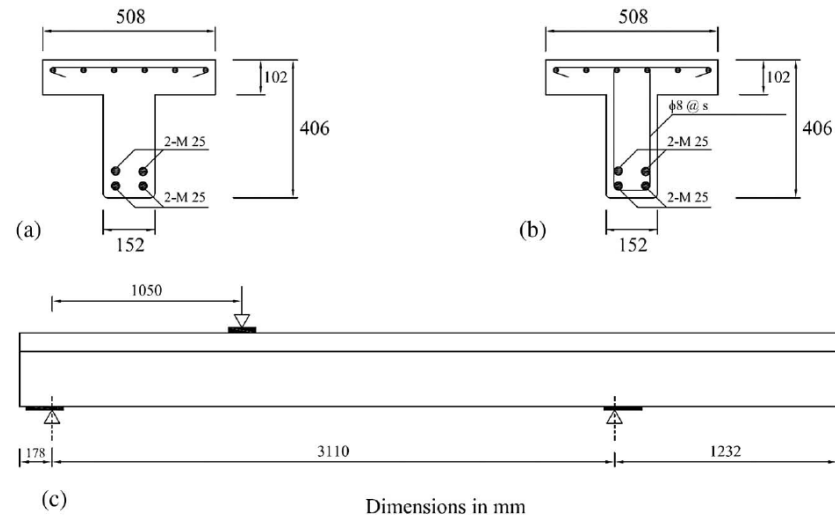


Figure 19: Dimensions des poutres (mm) et les détails de l'armature (tirée de Mofidi et al. (2012))

Les spécimens de contrôle, qui n'ont pas été renforcés avec des barres en PRF, sont étiquetés CON. Les spécimens étiquetés S0 sont des poutres en béton armé sans armature transversale interne en acier (c'est-à-dire sans étriers), mais renforcés de barres PRF installées par la méthode ETS. Les spécimens étiquetés S1 et S3 contiennent à la fois des étriers transversaux internes en acier, et des barres PRF installées par la technique ETS, pour des espacements d'étriers et des barres PRF-ETS, s_{frp} , variables (voir Tableau 5). Deux diamètres de barres PRF ont été utilisés dans ces spécimens d'essais, soient 9,5 mm de diamètre (étiquette 9d, $A_{frp} = 70,9 \text{ mm}^2$) et 12,7 mm de diamètre (étiquette 12d, $A_{frp} = 126,7 \text{ mm}^2$).

Tableau 5: Poutres testées par Mofidi et al. (2012) et principaux résultats

Specimen	PRF recouvrement de surface	s_{frp} (mm)	V_u (kN)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_{frp} (kN)
S0-CON	-	-	81,3	81,3	0	0
S1-CON	-	-	232,2	81,3	150,9	0
S3-CON	-	-	194,7	88,5	106,2	0
S0-12d130s	Sable	130	180,8	81,3	0	99,5
S1-9d260s	Sable	260	260,3	88,5	157,8	14,0
S1-12d260s	Sable	260	266,6	88,5	157,8	20,3
S1-12d130s	Sable	130	263,6	81,3	150,9	31,4
S1-9d260p	Lisse	260	280,7	88,5	157,8	34,4
S3-12d130s	Sable	130	281,8	88,5	106,2	87,1

Ces résultats mettent en lumière l'efficacité de la méthode de renforcement à l'effort tranchant par PRF insérés à travers la section (ETS) pour les poutres en béton armé. Les spécimens renforcés avec des PRF affichent systématiquement une augmentation significative de la résistance ultime (V_u) par rapport aux poutres témoins, démontrant la capacité de cette technique à améliorer la capacité portante des éléments structuraux. Le spécimen S0-12d130s, en particulier, illustre cette efficacité en doublant presque la résistance ultime par rapport à la poutre en béton seul (S0-CON), la contribution des PRF ($V_{frp} = 99,5$ kN) étant alors la source principale de ce gain. De plus, le tableau révèle l'impact direct de l'espacement du renforcement, avec une contribution V_{frp} accrue lorsque l'espacement est réduit (par

exemple, passant de 20,3 kN à 31,4 kN en diminuant l'espacement de 260 mm à 130 mm pour des configurations similaires). Ces données expérimentales, corroborant la capacité des PRF à absorber une part substantielle de l'effort tranchant, valident ainsi l'intérêt de la méthode ETS comme une solution de renforcement performante.

Pour chacune des poutres testées, les auteurs ont remarqué une nette augmentation de la contrainte dans les barres PRF à une charge d'environ 85 kN (voir Figure 20). Ce niveau de charge correspond à la propagation de fissure diagonale de cisaillement interceptée. Pour le spécimen sans renforcement PRF (S0-CON, S1-CON et S3-CON), ce niveau de charge correspond à la rupture en cisaillement. Pour les poutres renforcées de PRF, les barres interceptant la fissure sont activées et reprennent les efforts de cisaillement, jusqu'à la rupture de la poutre en cisaillement. Dans le cas de la série S0 (poutre S0-12d130s), la déformation maximale mesurée dans les barres de PRF était de 2 286 $\mu\epsilon$. Il est notable que les barres en PRF de la poutre S0-12d130s aient commencé à contribuer à la résistance au cisaillement à un stade de chargement plus précoce par rapport à celles des poutres améliorées avec de l'acier transversal (séries S1 et S3). En moyenne, les poutres renforcées avec des barres de PRF espacées de 260 mm ont atteint des déformations plus élevées que celles renforcées avec des barres de PRF espacées de 130 mm.

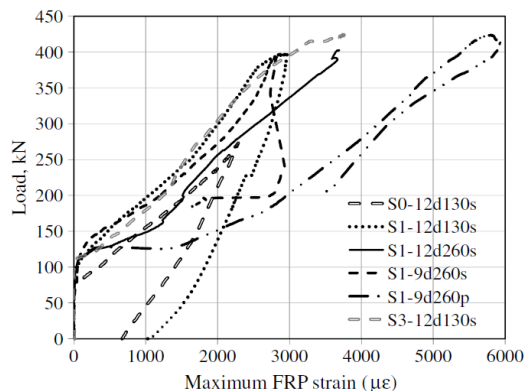


Figure 20: Déformation maximale de la PRF (tirée de Mofidi et al. (2012))

En général, cette étude permet d'affirmer que l'effet de l'acier transversal dans la réduction de la contribution de cisaillement du PRF pour les poutres RC avec l'acier transversal largement espacé est moins prononcé que l'effet dans les poutres avec de l'acier transversal étroitement espacé. Ainsi, il peut être conclu que l'augmentation du diamètre des barres en PRF pour renforcer les poutres en cisaillement via la méthode ETS a effectivement entraîné une augmentation de la résistance au cisaillement. Cependant, il est important de noter que l'augmentation de la quantité de PRF n'a pas été proportionnelle à l'augmentation de résistance à l'effort tranchant apportée par les barres en PRF. En effet, la Figure 21 illustre que la contribution en cisaillement du PRF augmente à mesure que le rapport de rigidité du PRF augmente. Cela suggère que, dans le cas des poutres en béton armé renforcées par la méthode ETS, il y a une augmentation du gain en résistance au cisaillement avec l'augmentation de la rigidité relative du PRF ($R_{frp} = A_{frp}E_{frp} / (b_v s_{frp})$).

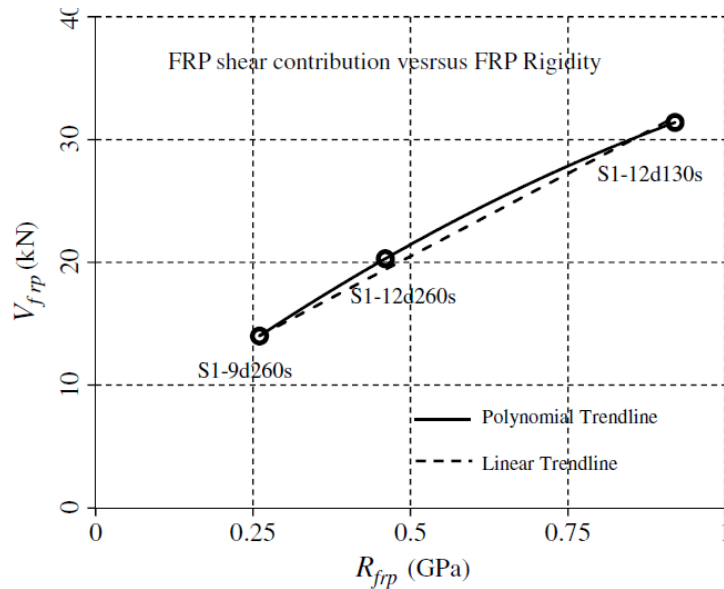


Figure 21: Contribution au cisaillement des PRF en fonction du taux de rigidité (tirée de Mofidi et al. (2012))

Dutta et al.(2023) ont analysé numériquement le comportement des poutres renforcées par méthode ETS à l'aide de résine époxydique (Hilti RE500) avec des barres en acier et des polymères renforcés de fibres de carbone (PRF-C) testées par Raicic et al. (2017).

Les modèles développés par l'auteur à l'aide du logiciel VecTor2 ont été validés par une série de résultats expérimentaux se trouvant dans la littérature puis ont servi à mener une étude paramétrique étendue sur, entre-autres, l'effet de la portée en cisaillement (a/d), de la profondeur des pièces et de l'interaction des barres ETS avec des étriers standards. La Figure 22 présente la géométrie de base des poutres C150 et S150 analysées dans cette étude et renforcées par des barres ETS en PRF de carbone ou en acier, respectivement (Raicic et al., 2017)

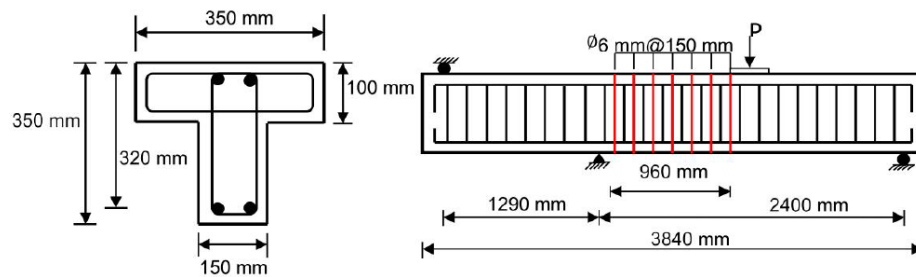


Figure 22: Géométrie des poutres S150 et C150 (tirée de Dutta et al. (2023))

Les propriétés des barres (barres d'acier, barres de PRF en carbone (PRFC)) utilisées dans la modélisation sont détaillées dans le Tableau 6. Le béton avait une résistance à la compression estimée de 50 MPa (60 MPa mesuré sur cube) et une résistance à la traction par fendage de 4,86 MPa.

Tableau 6: Propriétés des barres

Matériau	Acier	Acier	Acier	PRF-C
Diamètre (mm)	4	6	20	6
Rôle	Étrier	Renforcement ETS	Armature longitudinale	Renforcement ETS
Fini de surface	Crénelé	Crénelé	Crénelé	Sable
Module d'élasticité (MPa)	210	210	200	124
Déformation ultime (%)	13	13	15	1,81
Limite d'élasticité (MPa)	550	550	550	2170
Résistance ultime (MPa)	650	650	650	2170

Raicic et al. (2017) a également testé une poutre de référence sans barres transversale (étrier et ETS) et critique en cisaillement, dénoté CON (résistance à l'effort tranchant $V_u = 123$ kN), ainsi que d'autres configuration d'armature transversale en PRF de carbone ou en fibre de verre, ainsi qu'en acier (espacement de 75 mm et 150 mm inclinées à 45°). Néanmoins, plusieurs de ces dernières renforcées par la méthode ETS ont présenté un mode de rupture en flexion. Ces poutres ne sont donc pas présentées ici.

Concernant l'analyse du rapport portée de cisaillement sur hauteur effective (a/d), les auteurs ont montré que la capacité au cisaillement prédite diminue presque linéairement avec l'augmentation de ce rapport, un phénomène attribué au changement du mécanisme de portance de l'action en arc vers l'action de poutre, tandis que la flèche à la rupture des poutres continues augmente également avec l'augmentation du rapport a/d (voir Figure 23).

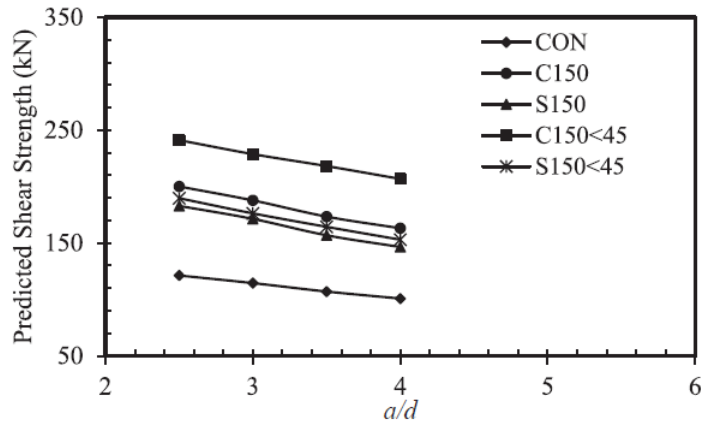


Figure 23: Impact du rapport a/d sur la capacité en cisaillement prédite des poutres avec et sans barres ETS (tirée de Dutta et al. (2023))

La résistance à la compression du béton (f'_c) a un impact positif linéaire, avec une augmentation de la capacité au cisaillement prédite (pour les poutres non renforcées et renforcées). De manière similaire, la hauteur effective de la poutre (d) est un facteur déterminant, la capacité au cisaillement prédite augmentant presque linéairement avec l'augmentation de d (voir Figure 24).

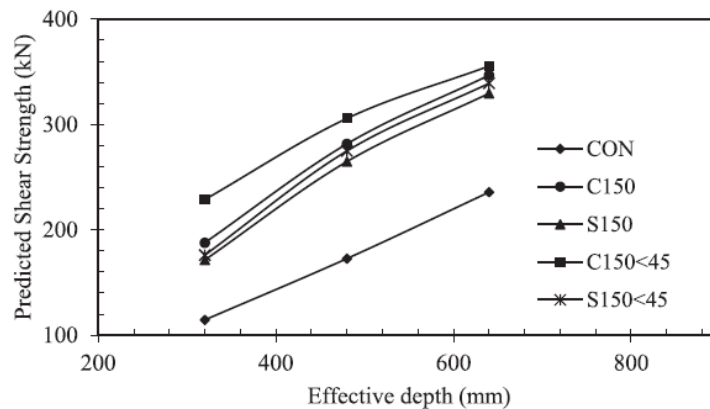


Figure 24: Effet de la hauteur utile sur la capacité de cisaillement prédite des poutres avec et sans barres ETS (tirée de Dutta et al. (2023)).

Enfin, une observation clé concerne le rapport de renforcement des barres ETS par rapport aux étriers existants : une augmentation de la quantité de barres ETS relativement à la quantité d'étriers se traduit par une hausse de la résistance au cisaillement et de la flèche à la rupture des poutres renforcées. Il a été noté que les barres ETS en PRFC offrent un taux d'augmentation de la résistance plus élevé et une meilleure ductilité que les barres ETS en acier, et que l'ajout de barres ETS diminue la déformation dans les étriers existants, indiquant un partage efficace de l'effort de cisaillement (voir Figure 25). Ces analyses paramétriques fournissent des informations essentielles pour optimiser la conception et le renforcement des éléments structuraux en béton armé.

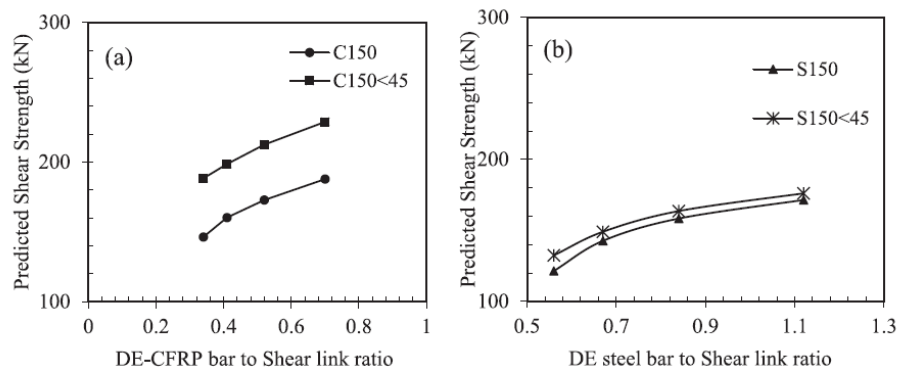


Figure 25: Impact du rapport entre les barres ETS en PRFC (DE-CFRP) / acier et les étriers sur la résistance au cisaillement en analyse non linéaire par éléments finis des poutres renforcées (tirée de Dutta et al. (2023))

2.4.5 Autres études sur le renforcement à l'effort tranchant d'éléments en béton armé

Le domaine de la recherche sur le comportement à l'effort tranchant et le renforcement des éléments en béton armé est en constante évolution, avec de nombreuses approches et techniques explorées au-delà des méthodes et des auteurs déjà cités. Ces études complémentaires enrichissent la compréhension des mécanismes complexes de l'effort tranchant et des solutions innovantes pour améliorer la capacité portante et la durabilité des structures existantes. Elles couvrent un éventail de sujets allant des théories fondamentales de la résistance à l'effort tranchant à l'application de divers matériaux composites ainsi qu'à l'analyse de phénomènes spécifiques.

Voici un aperçu (tableau 7) de quelques études pertinentes complémentaires contribuant à ce vaste champ de recherche :

Tableau 7: Synthèse chronologique de la littérature

Étude / Auteur(s) Année	Sujet Principal	Points Forts (+)	Points Faibles (-) / Limites
Vecchio & Collins (1986)	Théorie Modifiée du Champ de Compression (MCFT)	+ Théorie fondamentale et robuste, largement utilisée pour l'analyse du cisaillement et de la torsion dans le béton armé. + Base de nombreux logiciels d'analyse par éléments finis (ex: VecTor2).	- Approche complexe nécessitant des outils numériques pour une application pratique. - Peut être difficile à appliquer manuellement pour des cas complexes.
Dias and Barros (2005)	Renforcement au cisaillement de poutres en BA par barres NSM en PRFC.	+ Efficace pour améliorer la capacité portante. + Méthode moins invasive et offrant une meilleure mobilisation du PRFC.	- Problèmes de décollement de l'interface PRF-béton peuvent compromettre la performance. - L'efficacité peut varier avec la

		+ Exploration des effets de la géométrie de la poutre.	hauteur de la poutre.
Mofidi et al. (2012)	Renforcement au cisaillement de poutres en BA par méthode ETS en PRF.	+ Étude d'une technique de renforcement innovante (ETS-PRF) offrant un meilleur ancrage. + Développement et validation expérimentale d'un modèle de conception spécifique pour ETS. + Comparaison critique avec les codes existants, soulignant leur conservatisme ou inadaptation.	- Spécifique aux poutres (non directement applicable aux dalles sans adaptation). - Concentré sur une méthode PRF spécifique (ETS), ne couvre pas tous les types de renforcement PRF.
Thivierge et al. (2013)	Renforcement au cisaillement de poutres en Té en BA avec des plaques en PRFC en forme de L préfabriquées.	+ Étude expérimentale d'une technique de renforcement innovante (profilés en L). + Fournit des données expérimentales pour valider les modèles numériques.	- Spécifique à la géométrie des profilés en L. - Les problèmes de liaison et de fabrication peuvent influencer l'efficacité.
Fiset et al. (2014)	Renforcement par armatures post-installées pour dalles épaisses en béton.	+ Directement pertinent pour les dalles épaisses (domaine du projet). + Étude des méthodes pratiques de renforcement post-installation (barres d'acier dans trous pré-percés). + Résultats expérimentaux montrant une augmentation significative de la charge de rupture.	- La capacité obtenue peut être inférieure aux prédictions des codes pour les étriers conventionnels.
Breveglieri et al. (2016)	Renforcement au cisaillement de	+ Se concentre sur la technique	- Principalement axé sur les

	poutres en BA avec la technique ETS.	ETS (similaire à DE) avec barres d'acier ou PRF. + Développement de modèles analytiques basés sur des principes physiques et mécaniques. + Influence de l'inclinaison et du ratio de renforcement ETS analysée.	poutres. - La validation des modèles analytiques repose sur des résultats expérimentaux de la littérature.
Dalfre et al. (2018)	Renforcement au cisaillement de poutres en BA avec des composites PRF liés à l'époxy.	+ Analyse de l'efficacité du renforcement par PRF externes avec l'élasticité axiale du PRF. + Fournit des formulations pour la contribution des PRF à l'effort tranchant.	- Se concentre sur les techniques de liaison externe, sujettes aux problèmes de décollement. - Peut être limité par la résistance à la traction du PRF.
Bédard (2019)	Renforcement à l'effort tranchant de dalles épaisses en BA post-renforcées.	+ Combinaison d'essais expérimentaux et d'analyses numériques (VecTor2). + Focus sur les dalles épaisses, un élément critique. + Validation de la capacité de VecTor2 à modéliser le comportement complexe. + Met en évidence la décroissance de la contribution du béton (V_c) avec l'activation de V_s .	- Spécifique au renforcement par barres d'acier traditionnelles.
Dutta et al. (2023)	Étude numérique du renforcement au cisaillement de poutres en Té continues avec barres ETS en PRFC et acier.	+ Utilisation de modèles numériques avancés (VecTor2) pour des structures continues. + Analyse paramétrique détaillée des	- Étude purement numérique (pas de nouvelles données expérimentales). - Spécifique aux poutres en Té continues.

		facteurs influençant la capacité au cisaillement (a/d , f'_c , d , ratio DE/étriers). + Exploration des barres DE PRFC/acier, une technique de renforcement intégrée.	
Carrasco et al. (2024)	Renforcement au cisaillement d'un pont en auge en béton à l'aide de barres PRF ETS.	+ Application de la technique ETS sur un pont réel (étude de cas). + Intègre le suivi des déformations par capteurs à fibre optique (FOS) in situ.	- Étude de cas spécifique, résultats moins généralisables qu'une étude paramétrique. - Moins axé sur le développement de modèles théoriques.

2.5 Méthode de calcul de la résistance à l'effort tranchant

2.5.1 Approche canadienne de la norme CSA S6

La norme canadienne CSA-S6 (2025) pour le calcul des ponts routiers, recommande principalement deux méthodes pour évaluer la résistance à l'effort tranchant des structures en béton armé. La première, l'approche bielle-et-tirant présecrite par la clause 8.10, est idéale pour déterminer la capacité des éléments structuraux dans la résistance est gouvernée par l'effet d'arche (flanc gauche de la vallée de Kani, Figure 8), tels que les poutres profondes ($a/d < 2$ à 3), les semelles, les têtes de pieux, et les zones affectées par des charges concentrées, comme les appuis ou les discontinuités structurales. La seconde, l'approche sectionnelle, est adaptée aux éléments plus élancés (flanc droit de la vallée de Kani, Figure 8, $a/d > 2$ à 3) dont le comportement et la résistance à l'effort tranchant est dicté par les autres mécanismes de résistance à l'effort tranchant (contribution de l'armature de

cisaillement, engrenement des granulats, résistance du béton non fissuré ou fissuré, effet goujon de l'armature de flexion). Cette méthode dite sectionnelle est spécialement utile pour l'analyse des dalles épaisses et des poutres, considérant la résistance à l'effort tranchant comme la somme des contributions du béton V_c , des armatures transversales V_s , et de la précontrainte V_p lorsqu'elle est appliquée (Eq. (5)).

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad (5)$$

Où :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v \quad (6)$$

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (7)$$

$$V_p = \frac{dM_p}{dx} \quad (8)$$

L'évaluation de la résistance à l'effort tranchant selon l'approche sectionnelle intègre une série d'équations fondées sur la théorie du champ de compression modifiée (MCFT). Développée à partir des travaux de Vecchio et Collins (1986) et Collins et Mitchell (1991), cette approche, qui a évolué au fil des découvertes et des avancées dans le domaine du béton armé, se concentre sur l'interaction des différents mécanismes et leur contribution à la résistance globale. Les termes β et θ utilisés dans les équations (9) et (10) pour évaluer V_c et V_s intègrent deux effets influençant la résistance du béton au cisaillement: l'effet de déformation et l'effet d'échelle. La méthode générale proposée par la norme CAN/CSA S6-25 (CSA-S6, 2025) pour évaluer ces paramètres β et θ sont donnés en équation (5) et (6) et représente une simplification réaliste de la théorie du champ de compression modifiée (Rahal & Collins, 1999).

$$\beta = \frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} * \frac{1300}{1000 + s_{ze}} \quad (9)$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x) \left(0,88 + \frac{s_{ze}}{2500} \right) \quad (10)$$

Dans ces équations, la déformation axiale à mi-hauteur de l'élément en béton, ε_x , qui est considérée comme équivalant à la moitié de la déformation de l'armature longitudinale tendue (Collins & al, 2008), peut être évaluée à partir de l'équation (11) pour un élément structural non précontraint dont l'armature de flexion est tendue. Cette déformation axiale est une fonction du moment fléchissant, M_f , de l'effort tranchant V_f , et de l'effort axial N_f , affectant la section considérée de l'élément, et pondérée par le bras de levier en cisaillement, d_v , qui est égal au maximum entre 0,9d ou 0,72h (d le bras de levier équivalent de l'armature tendue et h la hauteur de l'élément structural). Dans cette équation A_s et E_s sont respectivement la surface totale de l'armature longitudinale tendue et son module d'élasticité.

$$\varepsilon_x = \frac{M_f / d_v + V_f + 0,5N_f}{2(E_s A_s)} \quad (11)$$

Le facteur d'espacement équivalent des fissures s_{ze} à mi-hauteur d'un élément de béton sans armature transversale est calculée par l'équation (12), où s_z est typiquement donné par d_v pour une pièce sans armature transversale, ou pris comme étant de 300 mm pour une pièce qui contient au moins la quantité minimale d'armature transversale.

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g} \geq 0,85s_z \quad (12)$$

Pour les poutres en béton armé renforcées transversalement par des barres en PRF, l'équation (5) peut être reformulée en y ajoutant leur contribution, V_{FRP} , comme suit :

$$V_r = V_c + V_s + V_{FRP} + V_p \quad (13)$$

La résistance à l'effort tranchant assurée par les armatures de transversales en PRF disposées perpendiculairement à l'axe longitudinal est donnée par l'équation (14):

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{FRP} \sigma_v A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (14)$$

Où σ_v est la résistance limite des PRF, donné par le minimum entre sa contrainte à une déformation, ε_v , de 0,004, et sa résistance en pliage, comme suit :

$$\sigma_v = \begin{cases} E_{VFRP} \varepsilon_v \\ \left(\frac{0,05r}{d_s} + 0,3 \right) f_{FRPbend} \\ 1,5 \end{cases} \quad (15)$$

Dans cette équation, E_{VFRP} est le module d'élasticité des étriers en PRF, $f_{FRPbend}$ est la résistance spécifiée à la traction d'une barre en PRF pliée, r est le rayon de pliage de l'étrier en PRF et d_s est le diamètre d'un étrier en PRF.

2.5.2 Calcul de la résistance à l'effort tranchant des pièces renforcées transversalement par barres collées

Fiset et al. (2023) ont analysé plusieurs poutres renforcées avec des barres d'acier (méthode ETS).

Les auteurs mettent en évidence que la contrainte de la barre à une fissure, et donc la capacité d'une barre à transmettre l'effort tranchant par sa mise en tension, dépend de son ancrage et de la largeur de la fissure. Des ajustements dans les méthodes de conception sont donc nécessaires pour prendre en compte ce comportement des barres liées par adhésifs. La méthode de conception proposée et validée par les auteurs est basée sur la théorie modifiée du champ de compression. Elle tient compte de la capacité moyenne de la barre uniformisée sur la profondeur de cisaillement, d_v , permettant ainsi de déterminer la contribution fournie par les barres d'armature ETS. D'après cette approche, la résistance de l'ancrage est déterminée par la plus faible des trois contributions suivantes : la

résistance propre de l'adhésif f_{b0} , la capacité du béton à maintenir l'ancrage, f_b , et la limite d'élasticité de l'acier d'armature f_y .

La résistance axiale d'une barre en fonction de la longueur d'ancrage est illustrée d'une manière qualitative à la Figure 26. Selon cette approche, la résistance d'une barre augmente avec l'augmentation de la longueur d'ancrage, sans toutefois excéder la limite d'élasticité f_y , pour un ancrage d'une longueur ℓ équivalent à la longueur de développement, ℓ_d .

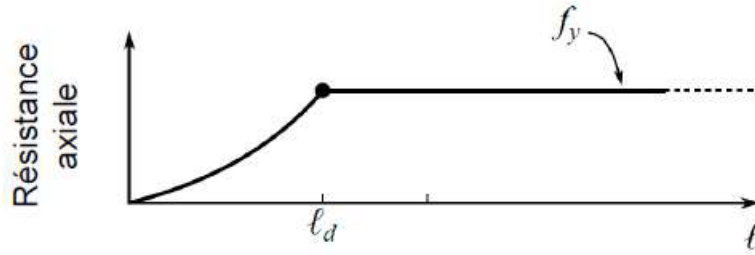


Figure 26: Représentation de la résistance axiale d'une barre adhésive en fonction de la longueur d'ancrage ℓ (tirée de Fiset et al. (2023))

La résistance moyenne en adhérence d'un ancrage lorsque $\ell = \ell_d$ porte le symbole f_{by} , et est donné à la plastification de la barre à l'aide de l'équation suivante :

$$f_{by} = \sqrt[3]{\frac{\Omega_\theta^2 k_c^2 f'_c f_y}{40 d_b}} \leq f_{b0} \quad (16)$$

Dans cette équation, Ω_θ est un paramètre qui prend en compte l'effet de l'inclinaison des barres et des fissures de cisaillement sur la résistance de l'ancrage. Lorsque l'angle du champ de compression θ , ne dépasse pas 37° , $\Omega_\theta = 1$.

Le coefficient K_c représente la capacité du béton à résister à l'éclatement en traction, f'_c est la résistance à la compression du béton mesurée sur un cylindre, f_y est la limite élastique de la barre d'acier à ancrer, d_b son diamètre, et f_{b0} la résistance en adhérence de l'adhésif.

La longueur de développement, l_d , d'une barre d'acier collée est déterminée à partir de la résistance en adhérence, f_{by} , selon l'équation suivante (17) :

$$l_d = \frac{f_y d_b}{4f_{by}} \quad (17)$$

Considérant qu'une portion des barres transversales n'est que partiellement efficace en raison des ancrages sur une longueur d'ancrage ℓ_d , la capacité des barres transversales à transmettre l'effort tranchant par contrainte de traction est, en moyenne, réduite sur la longueur d'une barre. Pour des barres d'acier collées installées verticalement, le paramètre d'efficacité η est défini par l'équation suivante :

$$\eta = \frac{l_{bar} - \sum l_d (1 - 0,4k_d k_a)}{d_v} \leq 1 \quad (18)$$

Où le coefficient k_a est un coefficient d'amélioration de l'ancrage donné comme suit. :

$$k_a = 1 - \left(\frac{\sum l_a}{\sum l_d} \right)^{2.5} \quad (19)$$

Dans ces équations, la somme des paramètres ℓ_a et ℓ_d est considérée, avec ℓ_d la longueur de développement d'une barre (Eq.17) et ℓ_a la longueur de la barre excédant la profondeur en cisaillement d_v et améliorant l'ancrage, sans que ℓ_a soit plus grand que ℓ_d . La résistance moyenne d'une barre lui permettant de reprendre par traction l'effort tranchant est donc de ηf_y . La résistance à l'effort tranchant apportée par les barres d'acier collées est donc déterminée à partir de leurs résistances moyennes comme suit :

$$V_s = \frac{\phi_s (\eta f_y) A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (20)$$

Les auteurs soulignent l'importance de considérer cette capacité moyenne pour déterminer la quantité minimale et l'espacement maximal du renforcement en cisaillement lié par époxy. Les auteurs proposent donc de réduire les critères

donnés par la norme CSA S6 pour des étriers installés avant la coulée du béton pour des barres collées comme suit :

$$\frac{A_v \eta f_y}{s} \geq 0,15 f_{cr} b_v \quad (21)$$

$$s/\eta \leq \begin{cases} 0,75 d_v \\ 600mm \end{cases} \quad (22)$$

$$s_t/\eta \leq \begin{cases} 0,75 d_v \\ 600mm \end{cases} \quad (23)$$

Dans la dernière équation, s_t correspond à l'espacement transversale (espacement des barres sur la largeur d'un élément) des barres transversales.

En outre, la présence probable de fissures importantes dans les éléments avec des barres d'armature intégrées à travers la section est prise en compte, réduisant ainsi l'enchevêtrement des granulats aux fissures, réduisant la résistance à l'effort tranchant du béton. Pour prendre en compte cet effet, les auteurs proposent de réduire le coefficient β (Eq. 9) utilisé pour calculer V_c avec l'équation (6). Le coefficient β proposé par les auteurs ci-après est comparable à celui recommandé par le code des ponts pour un élément doté d'étriers traditionnels, mais il est diminué en raison du contrôle de la fissuration qui peut être moins efficace avec des barres internes collées qu'avec des étriers conventionnels. Cette diminution est calculée en fonction de la probabilité, p , de trouver une fissure dont la largeur dépasse un certain seuil, Δ_w . Les valeurs de ces deux paramètres sont obtenues grâce aux équations (25) et (26) pour les barres d'acier collées disposées verticalement.

$$\beta = \frac{0.4}{1 + 1500 \varepsilon_x + 1,5 \left(\frac{35}{15 + a_g} \right) p \Delta_w} \quad (24)$$

$$p = \left(\frac{\sum l_d - \sum l_a}{s} \right) k_p \quad (25)$$

$$\Delta_w = 1.1 \left(s_1 + 0,05 k_{db} \left(1 + 1,5 \frac{\sum l_a}{\sum l_d} \right) - \frac{k_{db}^2}{f_c^{\frac{2}{3}}} \right) \quad (26)$$

Dans ces équations, s_1 est le glissement d'une barre à l'atteinte de la résistance maximale en adhérence (typiquement $s_1 = 1$ à $1,5$ mm) et k_{db} est un coefficient de correction donné ci-après qui considère l'effet du diamètre des barres sur leur glissement.

$$k_{db} = 0,58 \frac{f_y}{400} \sqrt{d_b} \quad (27)$$

La méthode proposée conduit à des prédictions plus précises de la capacité de cisaillement pour les éléments renforcés avec des barres d'armature en acier ETS (moyenne des résistances expérimentales divisée par celles prédites de 1,09). Fiset et al. (2023) soulignent que les résultats sont spécifiques aux éléments renforcés avec des barres d'armature en acier intégrées à travers la section (ETS). De plus, cette méthode de conception a été validée sur des poutres dont les barres ETS ont été installées alors que les spécimens de validation ne supportaient aucune charge, ce qui diffère des conditions réelles de renforcement pour lesquelles la pièce à renforcée doit supporter minimalement son propre poids au moment de l'installation.

2.6 Principales constatations de la revue de littérature

La revue de la littérature sur les méthodes de renforcement pour les structures en béton a conduit à plusieurs conclusions notables. D'abord, il est reconnu que l'utilisation de la méthode de renforcement ETS, qui peut impliquer des barres d'acier ou des barres en PRF, s'avère particulièrement efficace pour améliorer la résistance à l'effort tranchant des poutres, qu'elles comportent ou non des étriers. La performance de cette méthode dépend grandement de facteurs tels que l'espacement et l'ancrage des barres, leur rigidité, sans

oublier l'importance de l'accrochage des barres à l'adhésif (dicté par le fini de surface et le comportement de l'adhésif) et la résistance propre des barres.

Un autre aspect critique réside dans l'interface de collage des barres fixées par la méthode ETS, c'est à dire comment l'adhésif transfère les forces entre le béton et la barre. Cette interaction influence directement les mécanismes de transmission de l'effort tranchant, comme la contribution des barres et celle résultant de l'enchevêtrement des agrégats. Il est également important de noter que les contraintes appliquées à une structure au cours de l'installation du renforcement ETS, qu'il s'agisse de forces ou de déformations, peuvent affecter la manière dont l'effort tranchant est transféré et, dans des cas de sollicitations élevées, peuvent diminuer l'efficacité du renforcement. Cela souligne le besoin de poursuivre la recherche dans ce domaine.

Enfin, l'application de simulations numériques dans l'étude des poutres renforcées avec des barres ETS a permis de démêler et de prédire leur comportement sous charge. Cette méthode analytique offre un potentiel considérable pour une exploration plus poussée des variables influençant ce type de renforcement et promet d'orienter les avancées futures dans le domaine de la réparation et du renforcement des structures en béton.

Chapitre 3 : Méthodologie

Pour atteindre les objectifs fixés, la méthodologie schématiquement illustrée à la Figure 27 est déployée en trois phases distinctes.

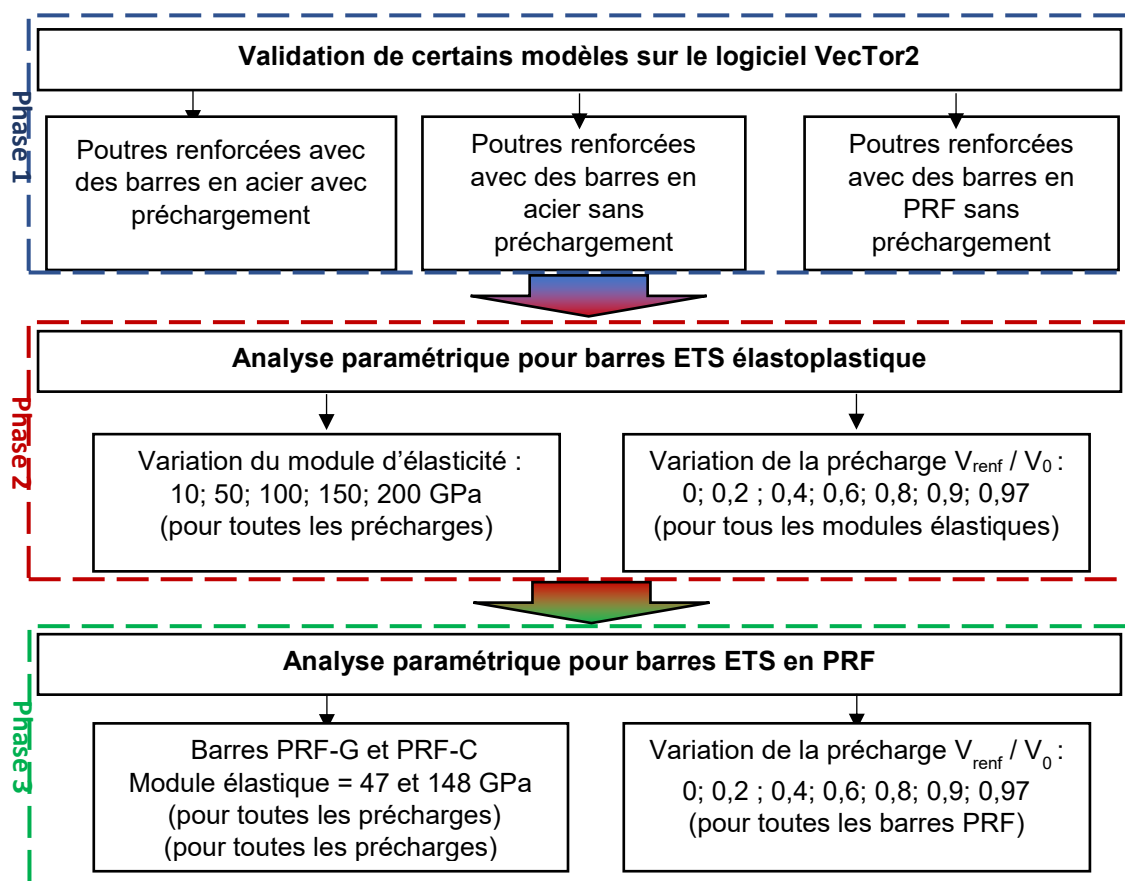


Figure 27 : Méthodologie du projet

La première phase de ce projet permet de développer et de valider un modèle numérique robuste à l'aide du logiciel VecTor2, capable de reproduire le comportement expérimental d'éléments en béton armé soumis à l'effort tranchant. Cette validation est réalisée en modélisant

des essais en laboratoire issus d'études antérieures menées par des chercheurs tels que Bedard (2019) et Dutta et al. (2023). Le modèle développé permet spécifiquement de capturer trois effets cruciaux lorsque des barres installées par la méthode ETS sont employées : le renforcement au cisaillement par des barres d'acier avec plastification, le renforcement au cisaillement par des barres élastiques de différentes rigidités, et le comportement sous charge de ces éléments renforcés. Au total, 7 poutres testées en laboratoire par ces auteurs sont modélisées et analysées numériquement, ce qui permet de valider le modèle qui est utilisé pour les phases 2 et 3. De façon séquentielle, les poutres suivantes sont modélisées dans VecTor2 et leur comportement prédit numériquement est comparé aux résultats expérimentaux :

- 1- La poutre sans renforcement transversal testée par Bédard (2019).
- 2- La poutre avec renforcement transversal en acier ETS installées sans charge analysées par Dutta et al. (2023) et testées par Raicic et al. (2017).
- 3- Les poutres avec renforcement transversal en acier ETS installées alors que la poutre supporte une charge, testées par Bédard (2019) (2 valeurs d'espacement).
- 4- Les poutres avec renforcement transversal en PRF ETS installées alors que la poutre ne supporte pas de charge, présenté par Dutta et al. (2023).

Le premier type de poutre (1) permet de prendre en main l'outil de modélisation VecTor2 et de déterminer la résistance à l'effort tranchant sans renforcement, appelée V_0 , dont seule la contribution du béton permet de transmettre l'effort tranchant.

Le second type de poutre modélisée (2) permet d'étendre la validation du modèle VecTor2 à des configurations de renforcement avancées. En reproduisant les résultats numériques de Dutta et al. (2023), qui ont exploré l'efficacité des barres d'acier (ETS) dans des poutres en T continues, la capacité du modèle développé à simuler la contribution de renforcements intégrés et leur interaction avec le comportement au cisaillement peut être évaluée et comparée.

Le troisième type de poutre (3) reproduit les essais de Bédard (2019) sur des poutres rectangulaires de 750 mm de haut renforcées avec des armatures en acier ETS ($E = 200$ GPa), dont les barres transversales sont espacées de 375 mm ou de 413 mm. Ces barres transversales en acier sont ancrées à l'aide d'un adhésif époxydique et sont installées alors qu'une charge

correspond à $0,6V_0$ ou $0,8V_0$ est appliquée. Ces poutres ont également été modélisées par l'auteur, ce qui permettra de comparer les modèles.

Finalement, le quatrième type de poutre (4) concerne des poutres en T, critiques en cisaillement, d'une hauteur de 350 mm renforcées de barres PRF en carbone ou en acier espacées de 150 mm et ancrées par adhésif époxydique (ETS). Ces résultats permettent de mettre à l'épreuve le modèle pour des valeurs de rigidité des barres transversales différentes ($E = 124 \text{ GPa}$ à 210 GPa).

Le détail de la méthodologie des poutres modélisées de la phase 1 est présenté en section 3.1, alors que les détails concernant l'outil de modélisation par éléments finis VecTor2 sont donnés en section 3.4.

La deuxième phase de la méthodologie vise à mener une analyse paramétrique afin d'évaluer l'influence du module d'élasticité du renforcement utilisé sur le comportement des poutres en béton, pour une poutre supportant différents niveaux d'effort au moment de la mise en place du renforcement. Pour cela, l'une des poutres modélisées par Bédard (2019) validée à la phase 1 (3^e type de poutre de la phase 1) a été reprise puis différentes valeurs du module d'élasticité sont appliquées aux barres de renforcement transversales ETS, soit de 10 GPa à 200 GPa . Ces barres sont activées à des niveaux de charges allant de 0 à 97% de V_0 afin de simuler les efforts présents au moment de la mise en place de ce renforcement. Cette seconde phase permet de mieux comprendre comment la rigidité des matériaux utilisés influence la réponse structurale des poutres, en particulier leur capacité à supporter des charges croissantes.

Enfin, la troisième phase de la méthodologie (Figure 27) consiste à étudier le comportement et la performance structurale de poutres renforcées de barres ETS composites de type PRF-C et PRF-G. La géométrie des poutres est la même que celle employée en phase 2 (celle de Bédard (2019)), mais seulement avec un espacement s de 375 mm et A_v de 400 mm^2 . Cette phase permet d'évaluer l'efficacité de ces matériaux pour renforcer les structures en béton en présence d'une précharge au moment de la mise en place de ces barres ETS en PRF.

Ainsi, cette méthodologie en trois phases offre une approche rigoureuse et progressive pour valider les modèles, analyser les paramètres critiques et tester l'efficacité de matériaux

composites innovants dans le domaine du renforcement structural en cisaillement et en condition réelle (en présence de charge au moment de la mise en place du renforcement). Il est attendu que cette approche permette de répondre à l'objectif principal fixé par ce mémoire. Le détail méthodologique de chacune des phases est décrit ci-après.

3.1 Phase 1 : validation du modèle

Cette phase consiste à développer un modèle numérique et le valider sur la base de certaines configurations d'essais déjà réalisées en laboratoire disponibles dans la littérature.

3.1.1 Poutres renforcées avec des armatures en acier sous charges préexistantes

En premier lieu, la validation du modèle numérique développé prend appui sur les travaux de Bedard (2019) qui a examiné l'impact de l'intensité du chargement et du niveau de déformation au moment de l'ajout d'un renforcement en cisaillement sur la résistance à l'effort tranchant de poutres en béton armé. Le modèle numérique développé (maillage) pour le présent mémoire et celui développé par Bedard (2019) sont présentés à la Figure 28. Il faut noter qu'en raison des conditions de symétrie (d'effort et de géométrie), seule la moitié de la poutre a été modélisée, en incluant une condition de symétrie au centre (arrête droite du modèle en Figure 28).

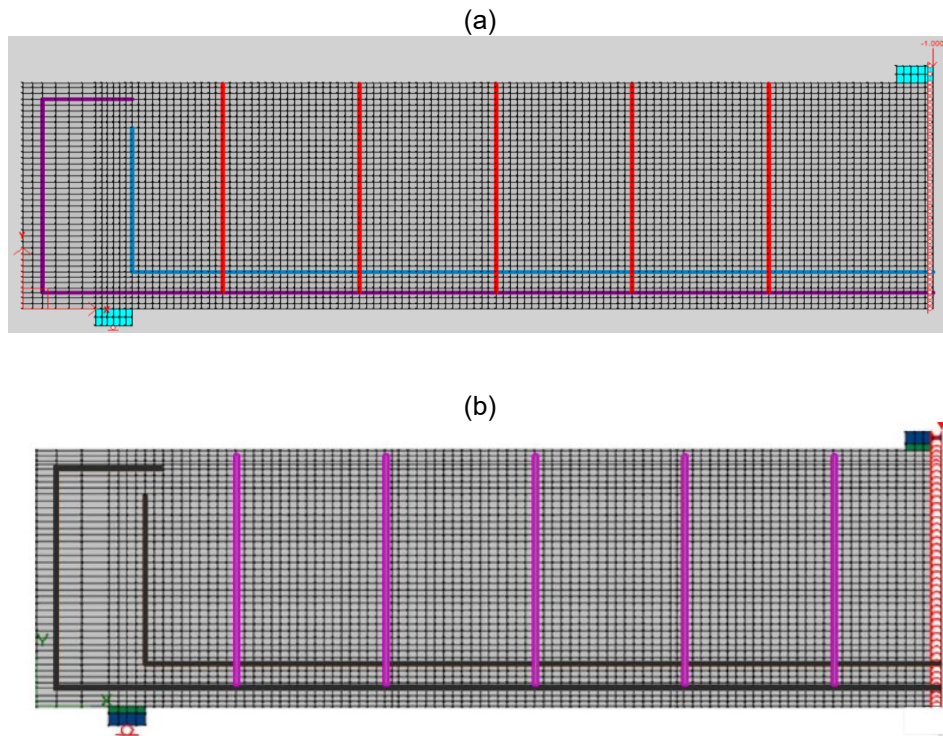


Figure 28: (a) Modèle de l'une des poutres testées par Bedard (2019) et (b) modèle développé par Bedard (2019), espacement de l'armature transversale $s = 413 \text{ mm}$

Les propriétés mécaniques moyennes du béton, mesurées sur cylindre le jour des essais de laboratoire sur poutres, sont utilisées pour les éléments en béton dans le modèle. Le béton employé et modélisé présente les propriétés mécaniques données au Tableau 8.

Tableau 8: Propriété du béton déterminée par Bédard (2019)

Propriété du béton	Valeur
Résistance à la compression	39,5 MPa
Résistance à la traction	2,1 MPa
Module élastique	28 600 MPa
Taille nominale maximale des granulats	14 mm

Pour l'acier d'armature longitudinale, l'aire transversale totale A_s et le diamètre d_b barres sont définis dans le modèle numérique en fonction du type et du nombre de barres utilisées. Par exemple, le premier rang comprend 10 barres de type 30M, et le second rang, 3 barres de type 25M. Les caractéristiques mécaniques, comme la limite élastique f_y et la limite ultime, f_u , sont également incluses dans le modèle. Concernant les barres de renforcement transversal, leur A_s et d_b correspondent à deux barres de type 15M de nuance 400w conforme à CSA G30.18. Le Tableau 9 résume les propriétés mécaniques de l'acier d'armature longitudinale et des barres de renforcement utilisées dans le modèle numérique.

Tableau 9: Propriétés de l'acier d'armature déterminées par Bédard (2019)

Désignation des barres			30M	25M	15M
Aire transversale totale par rang	A_s	mm^2	7000	1500	400
Diamètre de la barre	d_b	mm	29,9	25,2	15,9
Limite élastique	f_y	MPa	450	375	403
Limite ultime	f_u	MPa	600	600	604
Module élastique	E_s	GPa	200	200	203
Déformation de début de l'écrouissage	ϵ_{sh}	$\mu\text{m/m}$	23	23	18
Déformation à l'ultime	ϵ_u	$\mu\text{m/m}$	150	150	150

Les barres d'armature longitudinales et transversales sont modélisées individuellement sous forme d'éléments de type barre (« truss element »). Les barres longitudinales 30M et 25M sont positionnées respectivement à des hauteurs de 55 mm et 122 mm. Les crochets aux extrémités de ces barres sont intégrés dans le modèle avec leurs dimensions réelles.

Les éléments représentant les barres de renforcement transversales (méthode ETS) s'étendent le long de l'axe vertical y , de 55 mm à 735 mm de hauteur. La Figure 29 présente la modélisation de certaines des barres d'armature. Les barres d'armature transversales en acier employées sont espacées de 375 mm ou 413 mm, selon la poutre analysée, et sont liées au béton par un adhésif époxydique. Alors que Bedard (2019) a utilisé des éléments de contact pour modéliser le lien d'adhérence apporté par l'adhésif époxydique entre le béton et l'armature transversale, des éléments de type ressorts ont été employées dans la présente étude.

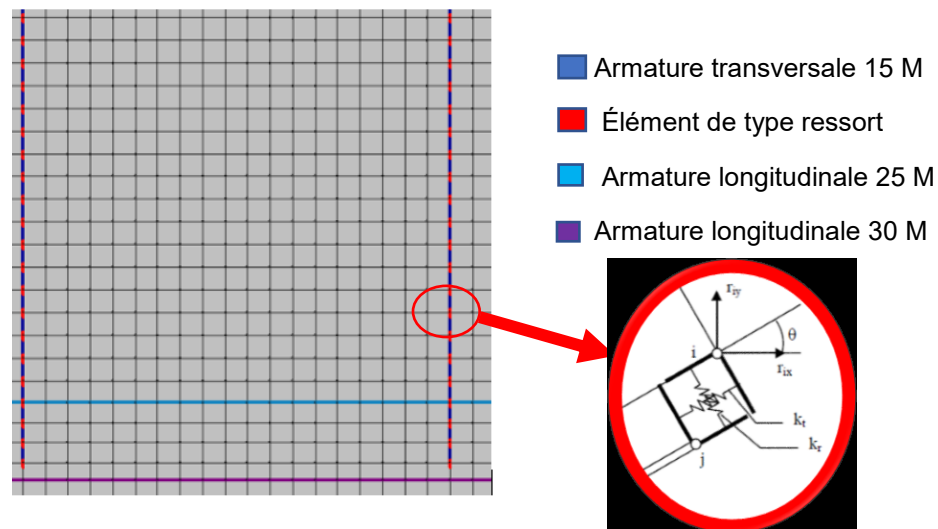


Figure 29: Modélisation des barres ETS et de l'interface par des éléments ressorts

Pour reproduire le comportement en adhérence (relation entre le glissement relatif d'une barre et la contrainte d'adhérence) qui permet un transfert de l'effort par l'adhésif époxydique le long des barres de renforcement, des éléments de contact de type ressort, représentés en rouge à la Figure 29, sont utilisés pour lier les nœuds présents aux extrémités des éléments de type barre aux nœuds des éléments rectangulaires de béton adjacent. Ces éléments ressorts sont des éléments à quatre nœuds, avec deux nœuds à chaque extrémité.

Le comportement en adhérence apporté par la résine époxydique et assurant le lien d'interface entre le béton et les barres de renforcement ETS a été modélisé dans VecTor2 en utilisant une loi de comportement d'adhérence-glissement. Cette relation d'adhérence est ensuite assumée par les éléments ressorts, en fonction du déplacement relatifs des nœuds du ressort et de la surface tributaire des barres associées à chacun des ressorts. La loi d'adhérence trilineaire définie par les points suivants et basée sur les travaux de Villemure et al. (2019) et Fiset et al. (2020) est appliquée aux éléments ressorts, où U et S représentent respectivement la contrainte d'adhérence et le glissement :

- Point 1 $U_1 = 0,8 \tau_{by}$ à $S_1 = \frac{U_1}{100} \leq 0,8 S_2$
- Point 2 $U_2 = \tau_{by}$ à $S_2 = 1 \text{ mm}$
- Point 3 $U_3 = 0,4 \tau_{by}$ à $S_3 = 0,7 d_b$

L'adhérence maximale τ_{by} est calculée à l'aide de la formule (24) proposée par Fiset et al. (2023), qui prend en compte plusieurs facteurs de correction, tels que les conditions de confinement, la température, les cycles de charge et d'autres paramètres environnementaux comme suit :

$$\tau_{by} = \left(\frac{k_c \Omega_\theta}{2\pi} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{f'_c f_y}{d_b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (28)$$

La Figure 30 présente la relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement obtenu pour ce modèle, considérant la résistance des matériaux et les barres employées.

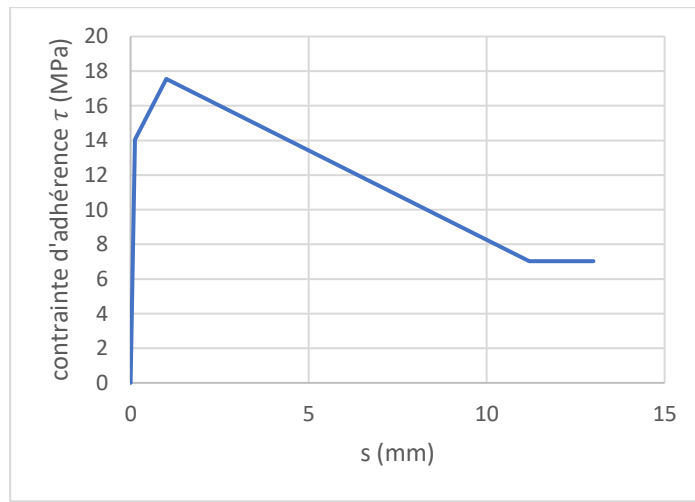


Figure 30: Loi de comportement de l'adhérence de barres d'acier post-installées ancrées par adhésif époxydique

Pour reproduire le chargement en flexion trois points, un déplacement vertical est appliqué au centre de la poutre sur une plaque de charge (au haut de l'arrête droite du modèle qui représente la condition de symétrie), à l'endroit exact où la charge est exercée lors des tests expérimentaux, comme illustré à la Figure 31. Ce mouvement vers le bas représente le déplacement de la tête de la presse pendant les essais.

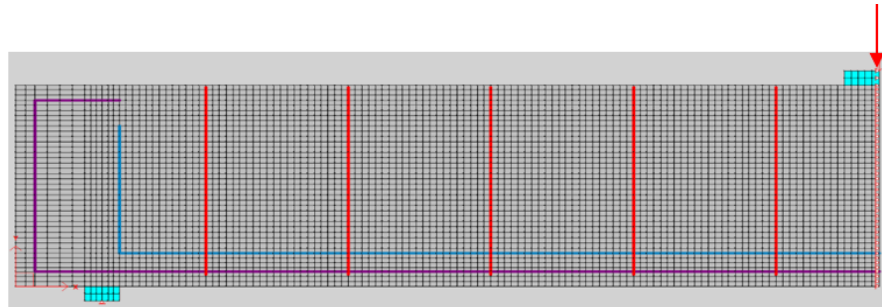


Figure 31: Application du chargement dans le modèle numérique

Dans l'analyse numérique, chaque pas de chargement correspond à un déplacement de la tête de charge. L'incrément de déplacement (pas de charge), est défini pour deux étapes de chargement : une étape initiale plus rapide (IL), où les premières fissures apparaissent dans le béton, et suivi d'une étape plus lente (SL), durant laquelle les fissures de cisaillement se propagent. Cette approche permet de garantir un niveau de convergence acceptable, celui-ci étant plus difficile à maintenir avec la progression du chargement et des non-linéarités de comportement matérielles associées à la fissuration. Le Tableau 10 présente les intervalles de déplacement pour chaque étape de chargement.

Tableau 10: Étapes de charges utilisées

Étape de chargement	Incrément (mm)	Déplacement final (mm)
Chargement initial	0.1	5
Chargement lent	0,05	25

Afin de considérer les effets de la précharge dans le modèle, un premier modèle de la poutre a été analysée afin d'établir la résistance sans la contribution de l'armature transversale. Pour ce faire, les barres transversales sont entièrement désactivées, du début à la fin de l'analyse (aucune contribution). Cette résistance de référence

de la poutre sans armature transversale est dénotée V_0 . Par la suite, les barres transversales ETS et leur lien (assuré par les éléments ressort) sont activées au pas de chargement correspondant au niveau de précharge souhaitée. Au moment de cette activation, les contraintes commencent à se développer progressivement dans les éléments barre et ressort, partant de zéro et augmentant à mesure que le chargement virtuel se poursuit. Une approche similaire a été suivie et validée par Bedard (2019), et les résultats de la présente étude présentés ultérieurement corroborent la validité de cette approche.

3.1.2 Poutres renforcées avec des barres en acier et en PRF, sans préchargement

Un modèle numérique a été développé dans la présente étude en se basant sur l'étude de Dutta et al. (2023) afin d'analyser des poutres en T (hauteur de 350 mm) avec étriers en acier, et renforcées transversalement par des barres PRF mis en place par la méthode ETS (voir Figure 22). Les poutres analysées dénotées S150 et C150 par Dutta et al. (2023) et testées expérimentalement par Raicic et al. (2017) contiennent des étriers en acier de diamètre de 4 mm installés avant la coulée du béton, à un espacement de 150 mm, ainsi que des barres transversales de 6 mm de diamètre installées par la méthode ETS (résine époxy Hilti Re500) dans la section d'essai, à un espacement de 150 mm. La poutre S150 contient des barres ETS en acier, alors que la poutre C150 contient des barres ETS en PRF de carbone, toutes installées sans précharge au moment de la mise en place des barres. Le béton utilisé contient un granulats de taille maximale de 20 mm et une résistance à la compression de 60 MPa mesuré sur cube (pris comme étant 50 MPa sur cylindre). Les principales propriétés des barres de renforcement sont données au Tableau 6.

Le maillage développé pour la présente étude est présenté et comparé au maillage développé par Dutta et al. (2023) à la Figure 32. Le modèle développé est similaire à celui développé en section 3.1.1 pour les poutres de Bedard (2019). Dutta et al. (2023) utilise des éléments 2D continu pour modéliser le béton, des éléments barres pour modéliser les barres d'armature ainsi que des éléments ressorts pour modéliser l'adhérence des barres ETS. En l'absence d'informations concernant l'emplacement des armatures de renforcement et des plaques de chargement le maillage diffère d'un modèle à l'autre.

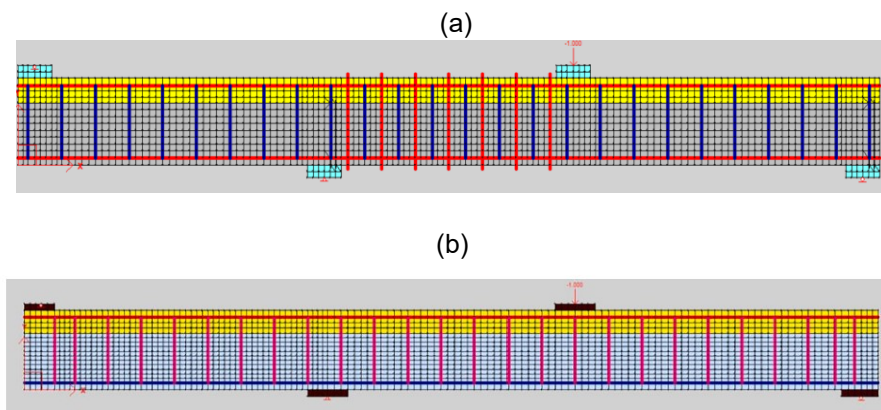
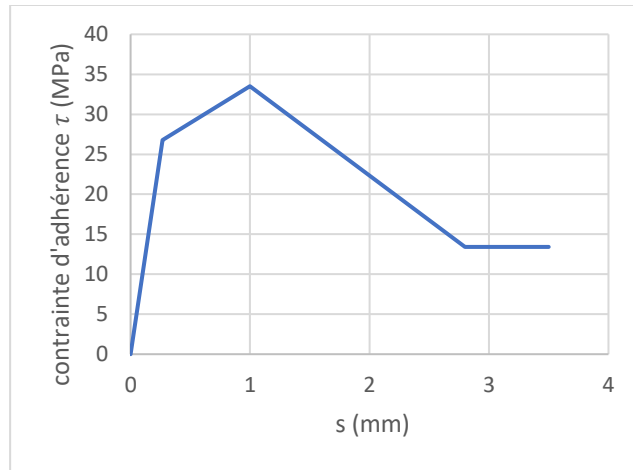
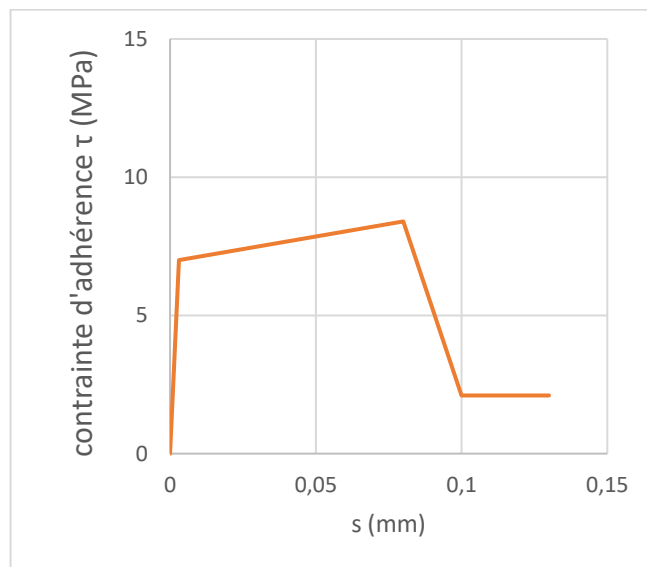


Figure 32: (a) Maillage des poutres S150 et C150 analysée pour le présent projet et (b) comparaison avec le maillage utilisé par Dutta et al. (2023)

Considérant les propriétés du béton et de l'armature de renforcement utilisés, les lois d'adhérence utilisés pour les barres en acier et en PRF-C sont présentées aux figures 33 et 34. En comparaison Dutta (2023) a utilisé la loi de comportement développée par Eligehausen et al. (1982)



**Figure 33: Loi de comportement de l'adhérence des barres ETS en acier
considérée pour la poutre S150**



**Figure 34: Loi de comportement de l'adhérence de barres PRF-C post-
installées considérée pour la poutre C150**

La loi d'adhérence trilinéaire utilisée dans VecTor2 pour les barres ETS en acier se base sur celle utilisée pour modéliser les poutres de Bedard (2019) présentées en section 3.1.1. La loi d'adhérence utilisée pour modéliser le comportement d'interface

des barres ETS en PRF-C se base sur la loi d'adhérence des barres en PRF présentée par les travaux de Cosenza et al. (1997) (voir chapitre 2).

Pour reproduire fidèlement ces résultats, les mêmes dimensions, matériaux et conditions de test que celles décrites par Dutta et al. (2023) ont été utilisés à l'exception des lois d'adhérence qui ont été modifiées. Plus de détail sur ces poutres S150 et C150 sont données au chapitre 2 ainsi que par Raicic et al. (2017) et Dutta et al. (2023).

3.2 Phase 2 : analyse paramétrique pour des barres élastoplastiques

Dans cette deuxième phase, la poutre de Bédard (2019) renforcées transversalement par la méthode ETS de barres en acier espacées de 375 mm et validée à la phase 1 est utilisée comme spécimen de référence. La rigidité des barres de renforcement ETS ainsi que le niveau de précharge X présent au moment de l'activation des barres (correspondant à la mise en place d'un renforcement en pratique, $X = V_{\text{renf}} / V_0$) ont fait l'objet d'une étude paramétrique. Pour ce faire, les poutres contenant un renforcement transversal non actif (c'est à dire présent dans le modèle, mais qui ne contribue pas au comportement mécanique) seront préchargées d'une proportion X de V_0 (X compris entre 0 et 0,97). Après avoir interrompue et maintenue le chargement et activé le renforcement transversal (c'est à dire. que le renforcement contribue au comportement mécanique), le chargement de la poutre avec renforcement transversal maintenant actif sera repris jusqu'à la rupture de la poutre. Cette approche sera répétée pour différentes rigidités de barres de renforcement transversales ($E = 10, 50, 100, 150$ et 200 GPa). La résistance des barres demeure toutefois constante pour toutes les analyses (limite élastique et limite ultime fixées à 400 MPa et 405 MPa, respectivement) tel que montré à la Figure 35. Dans un premier temps, afin d'isoler spécifiquement l'effet de la rigidité, le lien entre le béton et les barres de renforcement sera considérée parfaite (liaison directe entre les nœuds des éléments barres et ceux des éléments de béton, sans élément de liaison ressort

modélisant le comportement de l'adhésif). Dans un deuxième temps, le comportement en adhérence typique du lien époxydique des barres ETS (Figure 29) sera introduit par les éléments de lien ressort entre le béton et l'armature, tel que présenté à la phase 1.

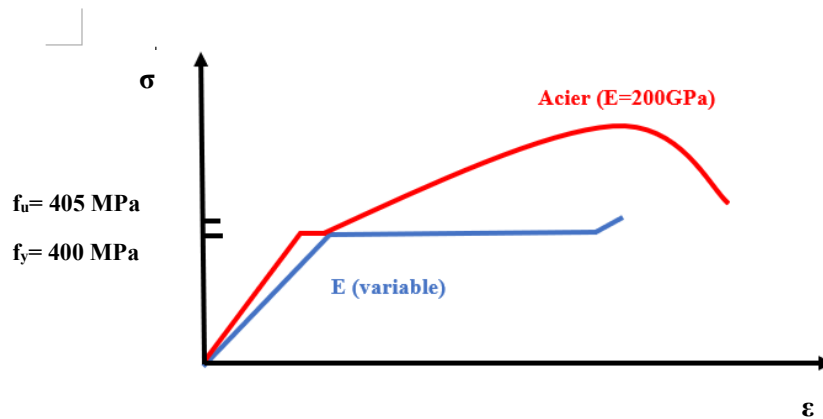


Figure 35: Comportement élastique-plastique des barres de renforcement

Cette phase permettra donc de mieux comprendre l'impact d'une rigidité variable de l'armature traditionnelle en acier, en faisant varier son module d'élasticité (E) sur une plage définie. Bien que l'acier ait un module d'élasticité relativement constant en pratique, cette approche a permis de comprendre la sensibilité du modèle à ce paramètre avant d'introduire des matériaux aux propriétés très différentes.

3.3 Phase 3 : analyse paramétrique pour des barres en PRF (élastique-fragile)

L'analyse paramétrique menée en phase 3 reprend la géométrie et le chargement de la poutre de référence (la poutre de Bédard) validée et utilisée lors des phases 1 et 2, tout en conservant les mêmes propriétés matérielles pour le béton et l'armature de flexion. Ces modèles validés sont utilisés pour étudier des cas pratiques utilisant des matériaux composites réels pour un renforcement selon la méthode ETS, notamment des polymères renforcés de fibres (PRF).

L'analyse paramétrique menée en phase 3 se veut plus près des applications pratiques, en intégrant le comportement réel de deux différents matériaux composites PRF, l'un de carbone et l'autre de verre, avec leurs modules d'élasticité et lois de comportement intrinsèques, offrant ainsi une évaluation plus concrète de leur performance structurale. Contrairement à l'acier qui présente une phase d'écoulement (palier de plasticité), les PRF sont caractérisés par un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture, sans ductilité significative. Ce comportement a été implémenté dans VecTor2 en définissant une loi de comportement linéaire-plastique, dont la portion de plasticité et d'écrouissage sont très fortement négligeable, suivie par la rupture des barres de renforcement transversales en PRF. Les propriétés des PRF utilisées proviennent des travaux de Ehab et al. (2008) et Mofidi et al. (2012) pour des PRF en carbone et des PRF en verre. Le Tableau 11 récapitule les propriétés des deux différents PRF et le tableau 12 présente les paramètres implantés dans VecTor2 pour modéliser le comportement des PRF.

Tableau 11: Propriétés des matériaux de renforcement

Matériau	PRF-C	PRF-G
Module d'élasticité (GPa)	148	46,7
Limite ultime (MPa)	1885	683
Déformation de traction (%)	1,27	1,63

Tableau 12: Propriétés des matériaux de renforcement implantés dans VecTor2

Matériau	PRF-C	PRF-G
Module d'élasticité (GPa)	148	46,7
Limite élastique f_y (MPa)	1884	682
Déformation à la fin du plateau plastique $\mu\text{m/m}$	12,73	16,2
Limite ultime (MPa)	1885	683
Déformation à la limite ultime $\mu\text{m/m}$	12,74	16,3

Dans cette dernière phase, le lien d'adhérence modélisé par les éléments ressorts entre le béton et les barres PRF s'appuie sur celui présenté par les travaux de Cosenza et al. (1997). Le comportement d'adhérence des barres en PRF-C est le même que celui adopté pour la poutre C150 étudiée par Dutta et al. (2023) et modélisé dans la phase 1 de validation (section 3.1.2, Figure 34). Basée sur les travaux de Cosenza et al. (1997), la loi de comportement trilinéaire présentée à la Figure 36 est utilisée dans le modèle VecTor2 pour les barres en PRF-G. Cette loi de comportement reflète au mieux les particularités du modèle de Cosenza et al. (1997). Le Tableau 13 résume les points caractéristiques du modèle de comportement en adhérence des barres PRF-C et PRF-G ancrées par un adhésif époxydique et qui caractérise ainsi le comportement des éléments ressorts.

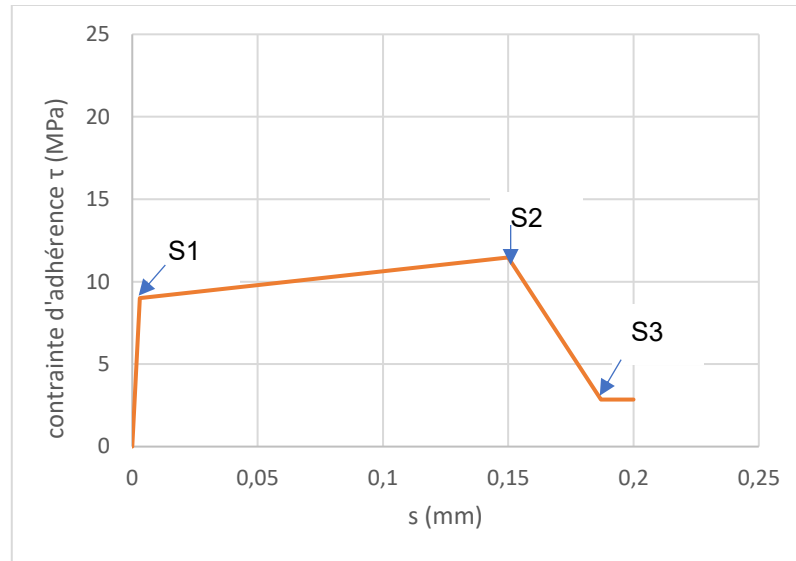


Figure 36: Loi de comportement de l'adhérence de barres PRF-G post-installé

Tableau 13: Points caractéristiques de la loi d'adhérence trilineaire pour les barres en PRF-C

Point	Glissement s (mm)		Contrainte d'adhérence τ (MPa)	
	PRF-C	PRF-G	PRF-C	PRF-G
S1	0,003	0,003	7	9
S2	0,08	0,15	8,4	8,4
S3	0,1	0,187	2,1	2,1

Pour les deux types de barres PRF analysées, le niveau de précharge appliqué à la structure au moment de la mise en place du renforcement ETS varie de façon similaire à la phase 2. Les résultats numériques seront ensuite utilisés pour évaluer l'effet des PRF et du niveau de précharge X sur les mécanismes de résistance à l'effort tranchant, les contributions V_c et V_s , la déformation des barres de renforcement, ainsi que la fissuration (voir chapitre 4 section 4.3).

En variant ces paramètres, cette phase permet d'identifier et de mieux comprendre les conditions optimales pour l'utilisation des PRF dans le renforcement des structures en béton et de déterminer les limites et les avantages de ces matériaux en comparaison à l'acier. Cela offre ainsi des perspectives pour améliorer les techniques de renforcement et orienter les choix de matériaux en fonction des contraintes spécifiques des projets de construction ou de réhabilitation.

3.4 Présentation du logiciel VecTor2

Pour ce projet, il a été choisi d'utiliser le logiciel d'analyse non linéaire par éléments finis VecTor2 (Wong & al, 2013). Cet outil est basé sur la théorie du champ de compression modifiée MCFT (Vecchio & Collins, 1986) et du modèle du champ de contrainte perturbé DSFM (Vecchio, 2000b) et est reconnu pour sa performance pour l'analyse des structures en béton armé et celui du comportement en cisaillement et à l'effort tranchant (Bedard, 2019; Dutta et al., 2023; "Fiest, M., Bastien, J., et Mitchell, D.," ; Fiset, 2019; Vecchio, 2000a; Vecchio, 2001).

Voici quelques points clés à retenir sur VecTor2 :

- **Domaine d'application :** Il est principalement conçu pour analyser le comportement des structures en béton armé (murs, dalles, poutres) soumises à des charges quasi-statiques ou dynamiques.
- **Modèles de matériaux :** Bien qu'il soit axé sur le béton armé, il peut modéliser d'autres types de matériaux continus (béton, BFUP, acier, maçonnerie, bois, etc.) et de renforts (acier doux, acier de précontrainte, PRF, AMF (Acier à Mémoire de Forme), MMFX (Micro-composite Multi-structural Formable), etc.) grâce à ses modèles de matériaux intégrés.

- Théories sous-jacentes : Il utilise une formulation à fissures réparties et rotatives pour le béton armé, basée sur la Théorie du Champ de Compression Modifiée (Modified Compression Field Theory) et le Modèle du Champ de Contrainte Perturbé (Disturbed Stress Field Model).
- Fonctionnalités avancées : Il offre une large gamme de fonctions d'analyse, y compris la considération de l'érosion des éléments, de l'écaillage de l'enrobage, de l'expansion due à la réaction alcali-granulat (ASR), de la détérioration des matériaux, et des effets de la fatigue et de la corrosion. Il permet également des analyses stochastiques.

VecTor2 est un logiciel qui intègre plusieurs phénomènes complexes pour simuler avec exactitude le comportement des structures en béton armé. Voici une explication plus détaillée de ces aspects :

- Le comportement du béton fissuré : VecTor2 utilise des modèles sophistiqués pour simuler la formation et la propagation des fissures dans le béton. Plutôt que de considérer le béton comme un matériau homogène après fissuration, le logiciel prend en compte la réduction de rigidité et la redistribution des contraintes qui se produisent lorsque des fissures apparaissent. Cela permet de mieux prédire la capacité portante et la déformabilité des éléments en béton armé sous charge.
- La traction dans le béton situé entre les fissures : Lorsqu'une fissure se forme dans le béton armé, le béton situé entre cette fissure et la prochaine fissure reste sous traction. C'est ce qu'on appelle l'effet de raidissement en traction (*tension stiffening*). Même si le béton a fissuré, il continue de porter une partie de la charge de traction jusqu'à ce que de nouvelles fissures se forment ou que les fissures existantes s'ouvrent davantage. VecTor2 modélise cet effet, ce qui est crucial pour une prédiction réaliste de la rigidité et de la déformation de l'élément.

- L'influence de la traction transversale sur la rigidité du béton : La présence de contraintes de traction perpendiculaires aux contraintes de compression (contraintes transversales) peut réduire la rigidité en compression du béton. Par exemple, dans une poutre fléchie, le béton en compression peut aussi être soumis à de la traction due au cisaillement. VecTor2 intègre des modèles qui tiennent compte de cette interaction, reflétant la dégradation de la résistance et de la rigidité du béton sous l'effet combiné de ces contraintes.
- La relation contrainte-glissement le long des fissures : Plus précisément, VecTor2 modélise la capacité des agrégats (granulats) à transférer le cisaillement à travers une fissure (effet d'agrégats imbriqués). Lorsque les deux faces d'une fissure glissent l'une par rapport à l'autre, les aspérités des agrégats se bloquent, permettant un certain transfert de contraintes de cisaillement. Ce phénomène contribue de manière significative à la résistance au cisaillement globale de l'élément.
- Les caractéristiques de l'adhérence entre le béton et les barres de renforcement : L'adhérence est la capacité du béton à "accrocher" les armatures, permettant le transfert des contraintes entre ces deux matériaux. VecTor2 utilise des relations contrainte-glissement ou contrainte-ouverture des fissures qui décrivent comment cette adhérence se développe et se dégrade. Il prend en compte des facteurs comme le diamètre de la barre, la qualité du béton et le confinement, influençant la façon dont les forces sont transmises des barres d'armature au béton environnant. Une bonne adhérence est essentielle pour que la barre de renforcement contribue efficacement à la résistance en traction de la structure.

Les lois de comportement de différents matériaux : VecTor2 ne se limite pas à des modèles génériques. Il propose des lois de comportement non linéaires spécifiques et détaillées pour divers matériaux :

- Béton : Modèles pour le béton normal, le béton à haute performance (BHP), le béton fibré ultra-hautes performances (BFUP), etc., incluant la fissuration, l'écrasement, le fluage et le retrait.
- Acier : Modèles élasto-plastiques pour l'acier d'armature doux (conventionnel), l'acier à haute résistance, et l'acier inoxydable, tenant compte de l'écrouissage et de la ductilité.
- PRF (Polymères Renforcés de Fibres) : Modèles pour les barres et treillis en PRF (fibre de carbone, de verre, d'aramide), qui ont un comportement généralement linéaire élastique jusqu'à la rupture.
- Maçonnerie : Des modèles simplifiés ou plus détaillés pour les éléments en maçonnerie, considérant la brique ou le bloc et le mortier.
- Adhérence : Comme mentionné précédemment, des modèles dédiés décrivant l'interaction entre le béton et les armatures.
- Le retrait ainsi que d'autres effets volumiques : ces effets sont pertinents et pris en compte par VecTor2. Le retrait (diminution du volume du béton due au séchage et aux réactions chimiques) peut induire des contraintes de traction internes et potentiellement de la fissuration. Le logiciel peut aussi considérer d'autres effets volumiques comme le fluage (déformation progressive du béton sous une charge constante sur de longues périodes) et l'expansion due à des réactions comme la réaction alcali-granulat (ASR), qui peuvent tous affecter la contrainte, la déformation et la durabilité des structures.

En intégrant tous ces facteurs, VecTor2 fournit une analyse beaucoup plus réaliste et complète du comportement complexe du béton armé, ce qui est crucial pour la recherche et la conception de structures sûres et durables.

Pour la présente étude, les modèles de comportement présentés au Tableau 14 ont été sélectionnés pour les analyse numériques sous VecTor2. Ces modèles ont été sélectionnés sur la base des études antérieures menées par Bedard (2019); Dutta et al.

(2023); Fiset (2019). Plus de détails sur les modèles sélectionnés peuvent être consultés dans le manuel de VecTor2 (Wong & al, 2013).

Le Tableau 14 synthétise les lois de comportement utilisées dans le logiciel VecTor2, en illustrant les modèles adoptés pour le béton, les armatures, l'adhérence et les interactions matériaux, afin de représenter fidèlement le comportement non linéaire des structures en béton armé.

Tableau 14: Modèles de comportement sélectionnés dans VecTor2 pour la présente étude

Catégorie	Paramètre	Modèle / Méthode
Modèles du béton	Compression pré-pic	Popovics (NSC)
	Compression post-pic	Popovics / Mander
	Adoucissement en compression	Vecchio 1992-A (e1/e2-Form)
	Résistance confinée	Kupfer / Richart
	Dilatation	Variable - Isotrope
	Critère de fissuration	Mohr-Coulomb (Contraintes)
	Contraintes aux fissures	Basic (DSFM/MCFT)
	Ouverture des fissures	Agg./2.5 Largeur max. de fissure
	Glissement des fissures	Walraven
	Fluage du béton	Non considéré
	Réponse hystérétique	Nonlinéaire avec offsets plastiques
	Raidissement en traction	Modified Bentz 2003
	Adoucissement en traction	Nonlinéaire (Yamamoto)
	Béton de fibres en traction	SDEM - Monotone
Barres de renforcement	Réponse hystérétique	Effet Bauschinger (Seckin)
	Action goujon	Tassios (glissement de fissure)
	Flambement	Akkaya 2012 (Dhakal-Me modifié)
Modèles d'adhérence	Adhérence béton-armature	Eligehausen
Modèles d'analyse	Historique des déformations	Chargement précédent considéré
	Effet du taux de charge	C: n/c, S: n/c
	Amortissement structural	Non considéré
	Géométrie non-linéaire	Considérée
	Espacement des fissures	CEB-FIP 1978 - Déformé

Chapitre 4 :

Résultats et discussion

4.1 Phase 1 : validations des modèles

4.1.1 Poutre sans armature transversale

Pour déterminer la capacité maximale de la poutre sans renforcement transversal, V_0 , un modèle de la poutre sans armature transversale testée par Bedard (2019) a été analysée en y appliquant progressivement une charge jusqu'à la rupture en cisaillement. La Figure 37 présente l'évolution de l'effort tranchant, V , en fonction de la flèche verticale, Δ , pour le modèle de poutre sans renfort transversal et compare aux résultats obtenus par la simulation numérique et par les essais expérimentaux menés par Bedard (2019). Le Tableau 15 permet de comparer les résistances à l'effort tranchant, V_u , obtenues ainsi que celle calculé en se basant sur la norme CSA-S6 (2025).

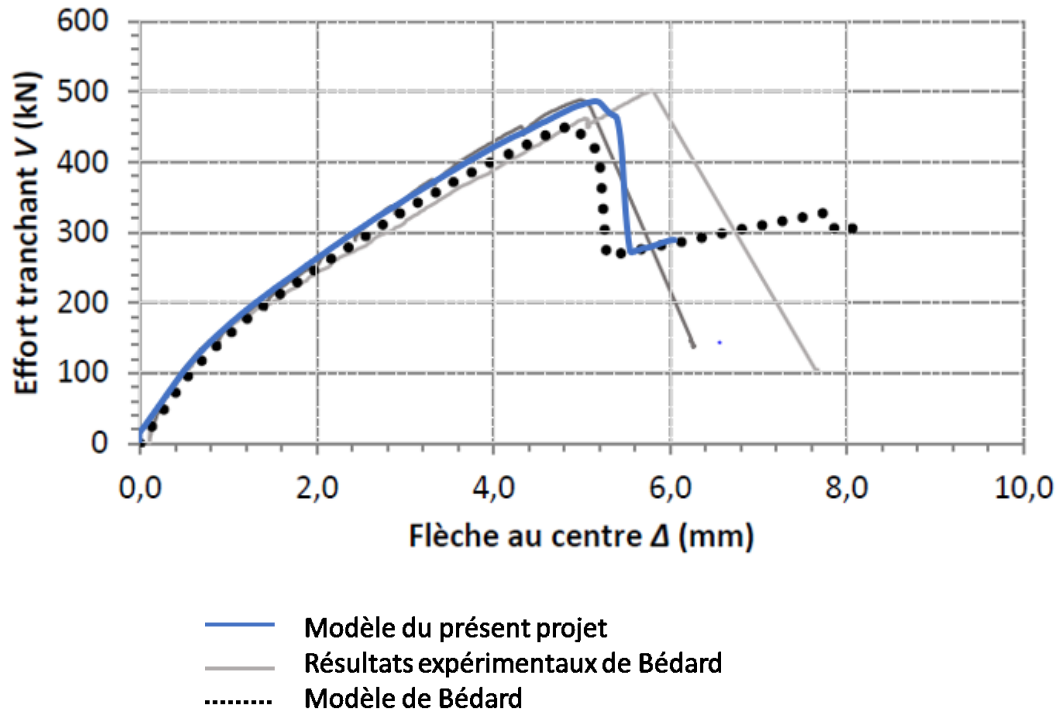


Figure 37: Effort tranchant versus flèche obtenue du spécimen sans barres transversales et comparaison avec les résultats obtenus par Bedard (2019)

Il peut être observé que l'effort tranchant augmente quasi linéairement jusqu'à l'atteinte d'un pic à Δ d'environ 5 mm. Ce comportement est similaire pour le modèle développé dans le présent projet, celui développé par Bedard (2019) et ses résultats expérimentaux. À un effort tranchant, V , de 485 kN, le modèle développé montre un pic de charge (charge ultime), correspondant à la capacité maximale de la poutre à supporter l'effort tranchant, V_u (Tableau 15). Cet effort tranchant de 485 kN sera considérée ultérieurement comme étant la résistance à l'effort tranchant de référence sans armature transversale, V_0 , pour les poutres renforcées transversalement de même géométrie. En comparant ce comportement et cette charge ultime avec les résultats et les résistances à l'effort tranchant, V_u , de 455 kN et 489 kN obtenue numériquement et expérimentalement par Bedard (2019), respectivement, il peut être constaté que le présent modèle permet de bien

représenter le comportement de la poutre sans armature transversale. En effet, la charge ultime prévue par le présent modèle est 0,8% inférieure à celle obtenue expérimentalement et 6,5% supérieure à celle obtenue numériquement par Bedard (2019). En comparaison avec la valeur normative (Tableau 15), l'utilisation de la norme CSA S6-25 conduit à une charge ultime de 505 kN. Cela représente une différence d'environ 4 % en moins pour le modèle numérique par rapport à la valeur normative, ce qui démontre une bonne concordance.

Après le pic de charge observé à la figure 37, les trois prédictions numériques des deux modèles et les résultats expérimentaux de validation montrent une chute rapide de l'effort tranchant. La pente de cette chute varie cependant entre les modèles et les résultats expérimentaux. Au-delà de 6 mm de flèche, les résultats expérimentaux montrent une phase de plateau, tandis que le modèle de Bedard (2019) s'arrête progressivement.

Tableau 15: Comparaison de la résistance à l'effort tranchant de la poutre sans barres transversales obtenue numériquement, expérimentalement et prévue par la norme CSA S6

	Résistance à l'effort tranchant V_u (kN)	$V_u / V_0 - 1$ (%)
Numérique de référence, V_0 (présente étude)	485	0
Numérique (Bedard, 2019)	455	-6,5
Expérimental moyen (Bedard, 2019)	489	+0,8
Normatif (CSA S6-25)	505	+4,1

Les deux figures suivantes montrent les schémas de fissuration obtenus au moment de l'atteinte de la charge maximale, l'un à partir des résultats numériques et expérimentaux obtenus par Bedard (2019) (Figure 38), l'autre découlant du modèle développé pour la présente étude (Figure 39). Il est important de noter que les traits

en noir sur la figure 38 représentent les fissures observées expérimentalement, tandis que les traits rouges indiquent la progression de la fissuration prédite numériquement.

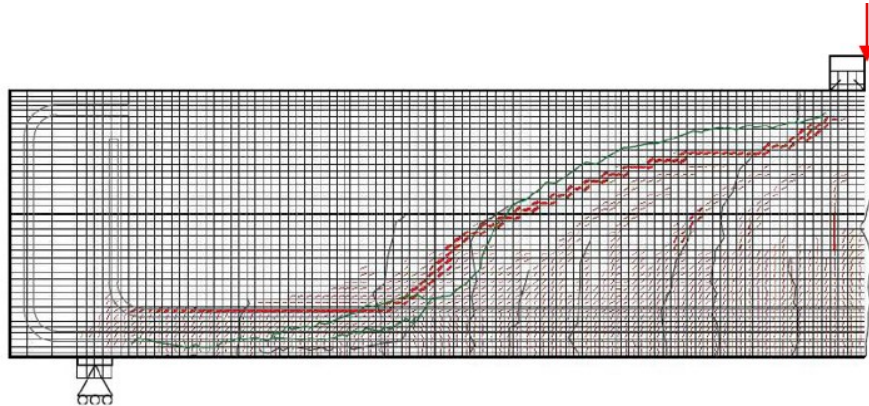


Figure 38: Fissuration à la rupture obtenue numériquement et expérimentalement pour la poutre sans armature transversale par Bedard (2019)

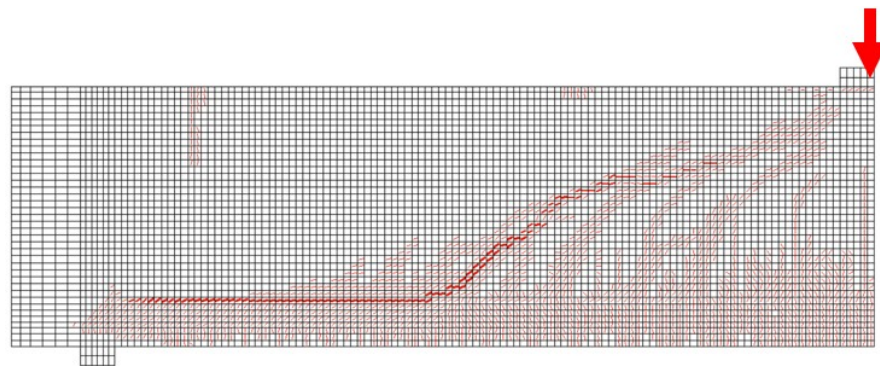


Figure 39: Fissuration à la rupture de la poutre sans armature transversale issue de la modélisation numérique

Il peut être observé dans les prédictions numérique des deux modèles présentés que les fissures principales se forment à un emplacement similaire, principalement entre les appuis et la zone de chargement, ce qui est caractéristique des effets de cisaillement. La similitude entre les fissures observées dans les résultats

numériques et les essais en laboratoire montre que le modèle permet de bien simuler la fissuration d'une poutre sans armature transversale.

4.1.2 Poutre renforcée avec barres ETS en acier (espacement de 413 mm) et avec précharge

La Figure 40 montre l'évolution de l'effort tranchant en fonction de la flèche pour la poutre modélisée renforcée avec des barres ETS en acier installées à un effort V de $0,6 V_0$ et de $0,8 V_0$, et compare aux résultats obtenus par Bedard (2019). L'effort tranchant de référence, V_0 , correspond à la résistance de la poutre similaire sans renforcement transversaux, soit $V_0 = 485$ kN tel que déterminé à la section 4.1.1 (Tableau 15). Ces courbes illustrent une nette amélioration de la résistance à l'effort tranchant par rapport à la poutre sans renforcement transversal (Figure 37).

Le modèle développé de la poutre renforcée montre une capacité maximale de 697 kN pour un renforcement de $0,6 V_0$ et de 692 kN pour un renforcement de $0,8 V_0$, qui sont tous supérieurs à la valeur de V_0 de 485 kN obtenue pour le modèle de la poutre sans renforcement transversal.

Cette augmentation de capacité est un résultat direct de l'ajout des barres de renforcement, qui agissent selon deux mécanismes de résistance principaux : d'abord, elles retardent la fissuration en limitant l'ouverture des fissures diagonales de cisaillement. Ce contrôle de fissuration permet à la poutre de supporter des charges plus importantes avant l'apparition des fissures critiques. Ensuite, une fois que les fissures se sont formées, les barres transversales assurent la reprise des efforts post-fissuration en transmettant l'effort tranchant à travers les fissures.

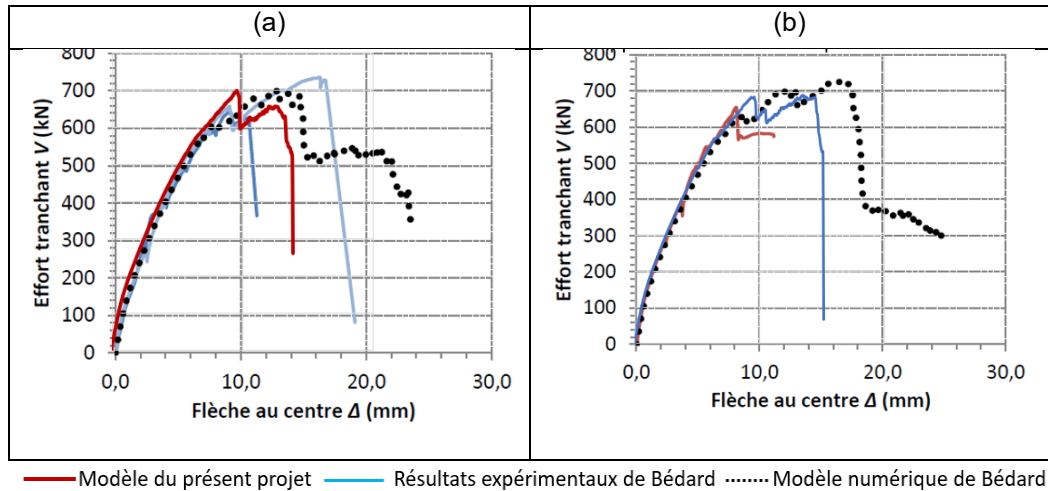


Figure 40: Effort tranchant versus flèche des analyses numériques et des essais expérimentaux pour une poutre renforcée de barres ETS en acier selon un espacement s de 413 mm lorsque (a) $V_{\text{renf}} = 0,60V_0$ et (b) $V_{\text{renf}} = 0,80V_0$

En comparant le comportement prédit numériquement aux résultats expérimentaux présentés à la Figure 40, il apparaît que le modèle est en mesure de reproduire adéquatement le comportement et la résistance de la poutre post-renforcée modélisée. Le modèle estime un effort tranchant à la rupture de 697 kN pour $0,6 V_0$ et 692 kN pour $0,8 V_0$. En comparaison, les essais expérimentaux menés par Bedard (2019) ont montré un effort tranchant à la rupture moyen de 700 kN pour $0,6 V_0$ et 731 kN pour $0,8 V_0$, ce qui correspond à un écart $(V_{u,\text{modèle}} / V_{u,\text{expérimental}} - 1)$ de -0,4 % et -5,3%, respectivement.

Le Tableau 16 compare les résistances à l'effort tranchant pour deux niveaux de précharge à la résistance prévue selon la méthode générale de la norme canadienne CSA S6-25 (2025) et la méthode adaptée pour des barres en acier ETS proposée par Fiset et al. (2023). Pour un renforcement mis en place à $0,6 V_0$, la résistance ultime obtenue numériquement est de 697 kN, tandis que la norme CSA S6-25 prédit une résistance de 758 kN, soit environ 8,75 % supérieure. Cette

surestimation est similaire à celles obtenues par Cusson (2012), qui a expliqué cette différence par la contribution partielle des barres collées ETS, inférieure aux barres ancrées des étriers, tel que considéré par la norme CSA S6-25. En tenant en compte cette différence, la méthode de calcul de Fiset et al. (2023) conduit à une résistance à l'effort tranchant de 713 kN, ce qui correspondant à une surestimation d'environ 2,3 %. De façon analogue pour la poutre dont le renforcement ETS est activé à 0,8 V_0 , la résistance obtenue numérique est de 692 kN, alors que la norme CSA S6-25 et la méthode adaptée proposée par Fiset et al. (2023) montrent respectivement une surestimation de 9,5% et 3,0% (résistance calculée de 758 kN et 713 kN respectivement).

Les méthodes de conception basées sur les codes comme le CSA S6 comme celle de Fiset et al. (2023) ne considèrent pas l'effet de la précharge car ils utilisent des approches de calcul simplifiées, souvent basées sur des modèles de contraintes ou des équations semi-empiriques qui ne tiennent pas compte explicitement de cet effet.

Tableau 16: Résistance à l'effort tranchant de la poutre avec armature transversale ETS en acier ($s = 413$ mm) et précharge selon différentes approches

Précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$	V_u numérique (kN)	V_u prédit selon CSA S6-25 (kN)	V_u numérique/V_u CSA	V_u prédit selon Fiset et al. (2023) (kN)	V_u numérique/ V_u prédit selon Fiset et al. (2023)
0,6	697	758	0,92	713	0,98
0,8	692		0,91		0,97

La Figure 41 et la Figure 42 présentent la fissuration à la rupture de la poutre renforcée transversalement par des barres ETS en acier espacées de 413 mm activées numériquement à un effort tranchant $V_{\text{renf}} = 0,6V_0$ et $V_{\text{renf}} = 0,8V_0$ et comparent avec résultats expérimentaux et numériques obtenus par Bedard (2019). Il y peut être constaté que les fissures de cisaillement principales sont des fissures diagonales. Celles-ci apparaissent dans la portion de la poutre située entre l'appui et l'application de la charge, correspondant à la zone modélisée. Elles se forment typiquement à un angle d'environ 45 degrés par rapport à l'axe longitudinal de la poutre et se propagent de la zone d'appui vers la charge appliquée. En se basant sur les Figure 41 et Figure 42, les fissures traversent et sollicitent plusieurs barres de renforcement transversales. Il peut être observé que les barres désignées par R5, R4 et R3 croisent les fissures, ce qui indique qu'elles sont activées et qu'elles participent à la reprise des efforts. La largeur des fissures est limitée par la présence du renforcement transversal, ce qui indique que les barres sont efficaces pour contrôler la propagation des fissures.

Ces deux figures montrent que la fissuration obtenue numériquement est globalement en accord avec les résultats expérimentaux de Bedard (2019). Les fissures se forment aux mêmes endroits, avec des orientations similaires. La densité et la forme des fissures sont également comparables, ce qui confirme la validité du modèle numérique par rapport aux données de Bedard (2019).

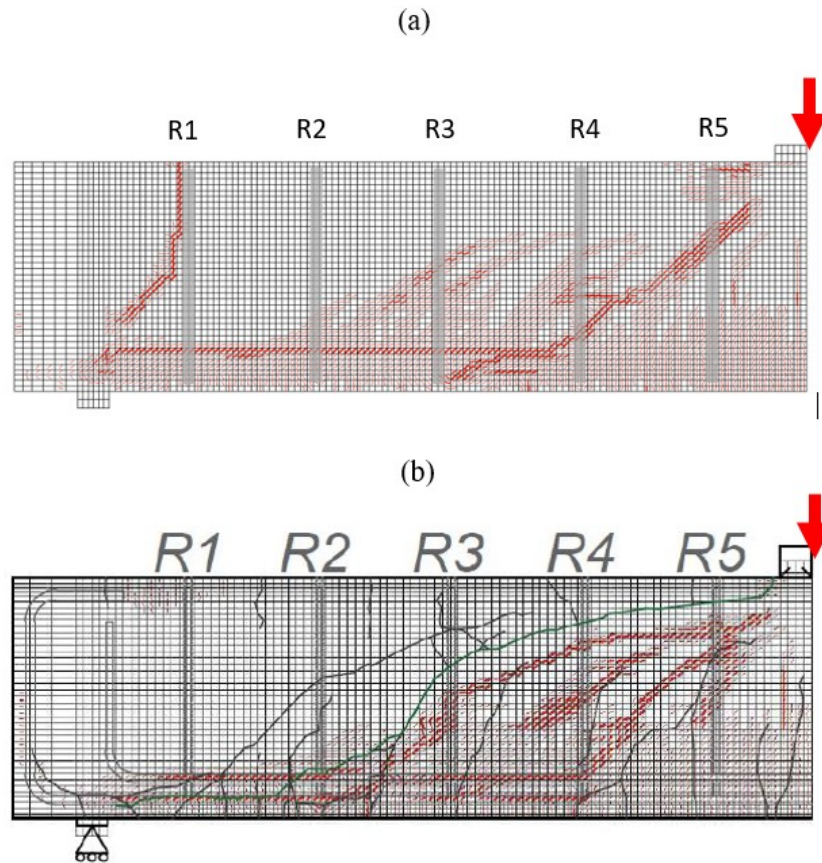


Figure 41: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 413 \text{ mm}$) activées à $V_{\text{renf}} = 0,6V_0$, et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019)

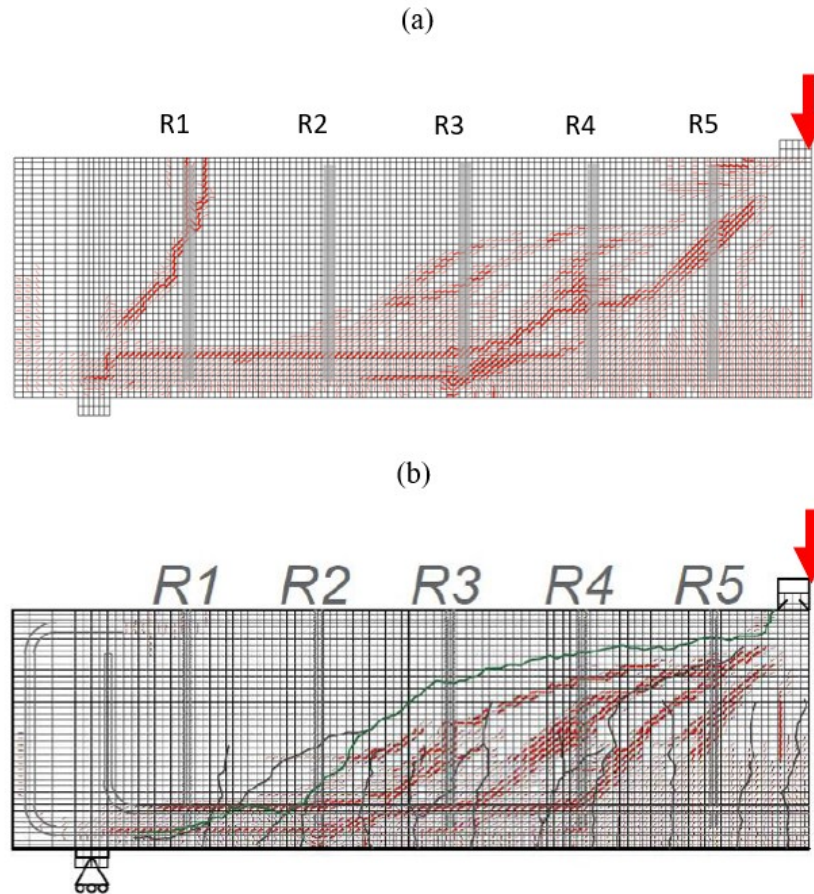


Figure 42: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 413 \text{ mm}$) activées à $V_{renf} = 0,8V_0$ et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019)

4.1.3 Poutre renforcée avec barres ETS en acier (espacement de 375 mm) et avec précharge

Cette section expose les résultats de l'analyse par éléments finis d'une poutre renforcée, caractérisée par un espacement longitudinal de l'armature transversale s de 375 mm. Ces résultats sont comparés aux données expérimentales et aux simulations numériques issues des travaux de Bédard (2019), afin d'évaluer la

performance et la précision des modèles de renforcement utilisés sur le comportement structural de la poutre.

Les courbes présentées ci-dessous illustrent l'évolution de l'effort tranchant en fonction de la flèche pour la poutre renforcée à des niveaux de $0,6 V_0$ et $0,8 V_0$ avec un espacement longitudinal de 375 mm. Ces représentations mettent en évidence une amélioration significative par rapport à la poutre sans renforcement transversal, démontrant l'efficacité accrue du renforcement appliqué.

La poutre renforcée peut supporter une charge maximale de 702 kN avec un renforcement de $0,6 V_0$ et 689 kN avec un renforcement de $0,8 V_0$, ce qui dépasse largement la capacité de 485 kN d'une poutre sans renforcement. Cela montre une augmentation d'environ 45 % pour le renforcement à $0,6 V_0$ et de 42 % pour celui à $0,8 V_0$ par rapport à la poutre non renforcée.

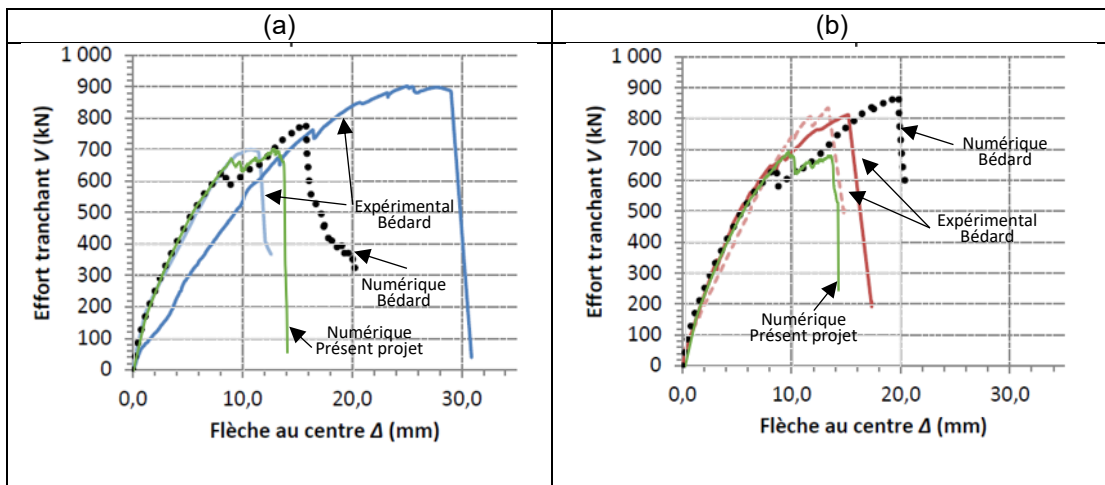


Figure 43: : Effort tranchant versus flèche des analyse numériques et des essais expérimentaux pour une poutre renforcée de barres ETS en acier selon un espacement s de 375 mm lorsque (a) $V_{\text{renf}} = 0,60V_0$ et (b)

$$V_{\text{renf}} = 0,80V_0$$

Les modélisations montrent bien le comportement de la poutre renforcée. Elles estiment une capacité maximale de 702 kN pour un renforcement de $0,6 V_0$ et 689 kN

kN pour 0,8 V_0 . Ces résultats sont un peu en dessous de ceux obtenus par Bédard, qui a trouvé 785 kN pour 0,6 V_0 et 876 kN pour 0,8 V_0 .

Le Tableau 17 compare la résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées, en utilisant trois méthodes différentes : la modélisation numérique, la norme CSA S6-25 (2025) et la méthode de Fiset et al. (2023). Pour un renforcement mis en place à 0,6 V_0 , la modélisation numérique donne une résistance de 702 kN. La norme CSA S6-25 affiche une valeur plus élevée, soit 783 kN, ce qui montre une différence d'environ 11,5 %. La méthode de Fiset et al. (2023) donne une valeur intermédiaire de 732 kN, soit environ 4,3 % de plus que la modélisation. Pour un renforcement de 0,8 V_0 , la modélisation numérique indique une résistance de 689 kN, tandis que la norme CSA S6-25 donne 783 kN, soit une surestimation d'environ 13,6 %. La méthode de Fiset et al. (2023) estime la résistance à 732 kN, avec une surestimation de 6,2 % par rapport à la modélisation numérique, ceci peut être attribuer à l'effet de la précharge. En comparaison, la norme qui ne considère ni le comportement spécifique des barres adhérentes et l'effet de la précharge surestime de 13,6%

Tableau 17: Résistance à l'effort tranchant de la poutre avec armature transversale ETS en acier ($s = 375$ mm) et précharge prédite selon différentes approches

Précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$	V_u numérique (kN)	V_u prédit selon CSA S6-25 (kN)	V_u numérique/V_u CSA	V_u prédit selon Fiset et al. (2023) (kN)	V_u numérique/ V_u prédit selon Fiset et al. (2023)
0,6	702	783	0,89	732	0,96
0,8	689		0,87		0,94

Les figures 44 et 45 permettent de comparer les patrons de fissuration obtenus numériquement avec ceux obtenus par Bédard (numériquement et

expérimentalement). Ces patrons, globalement similaires, explicitent le rôle du renforcement transversal sur l'apparition et la propagation des fissures.

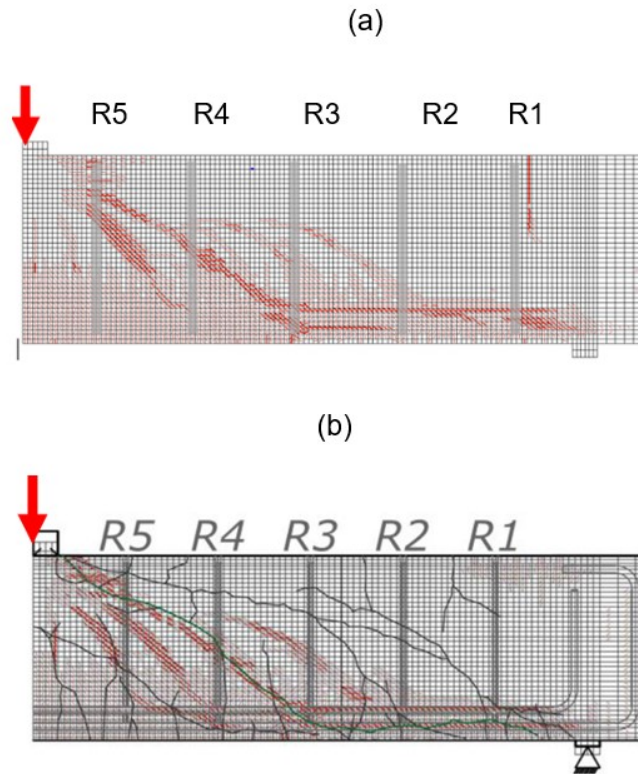


Figure 44: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 375 \text{ mm}$) activées à $V_{\text{rent}} = 0,6V_0$, et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019)

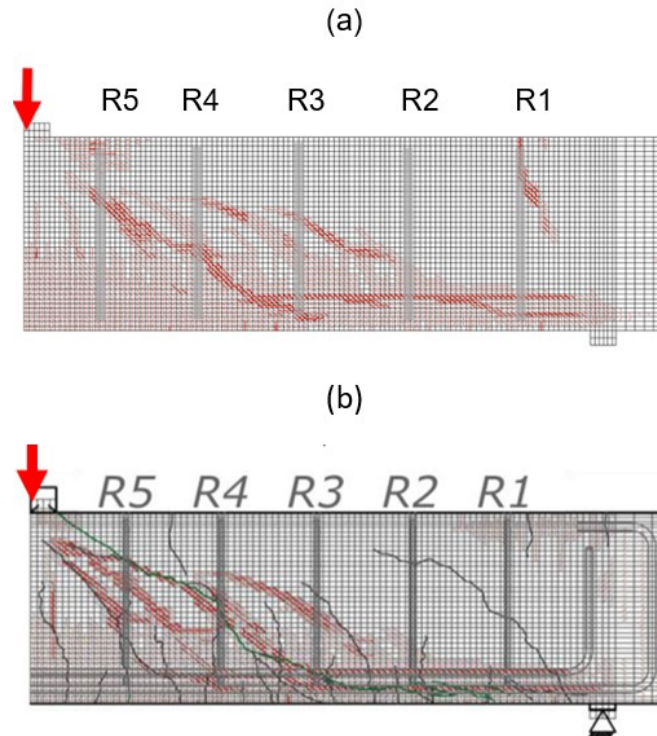


Figure 45: (a) Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre avec barres transversales ETS en acier ($s = 375 \text{ mm}$) activées à $V_{\text{renf}} = 0,8V_0$, et (b) comparaison avec les résultats tirés de Bedard (2019)

4.1.4 Poutre avec étriers renforcées avec barres ETS en acier, sans préchargement

La Figure 46 illustre la charge appliquée en fonction de la flèche de la poutre S150 modélisée et permet la comparaison avec la poutre qui n'a pas subi de préchargement au moment de l'activation des barres transversales ETS en acier ($V_{\text{renf}} = 0 \text{ kN}$).

En comparant les résultats numériques obtenus du modèle développé aux résultats expérimentaux de Raicic et al. (2017) et numériques obtenus par Dutta et al. (2023), il peut être constaté que toutes les courbes reflètent globalement le même comportement. Le comportement du modèle numérique développé présente une

montée progressive de la charge similaire aux résultats rapportées par Dutta et al. (2023). Le modèle présente cependant une rigidité un peu plus importante. En effet, pour un même déplacement, la charge reprise par la poutre modélisée est un peu plus importante que celle déterminée expérimentale ou numériquement par Dutta et al. (2023). Cette différence peut s'expliquer en partie par les hypothèses de modélisations qui ont dû être posées en raison de certaines informations manquantes dans les références disponibles, telles que la position exacte des barres transversales, les dimensions et la rigidité de l'équipement de chargement (dimensions des plaques), la vitesse de chargement appliquée en laboratoire ou numériquement, et l'état du béton avant sa mise en charge (fissuration causée par un possible retrait).

En ce qui a trait à la charge maximale atteinte, le modèle de la poutre développée pour la présente étude prédit une charge de 283 kN, ce qui correspond à une valeur V_u de 187 kN. En comparaison, les résultats expérimentaux et numérique comparatifs ont présenté une valeur de charge de 273 kN ($V_u = 184$ kN) et 259 kN ($V_u = 171$ kN), respectivement. Ces comparaisons indiquent que le modèle développé reproduit fidèlement le comportement et la résistance d'une poutre contenant des étriers et renforcée par des barres ETS en acier.

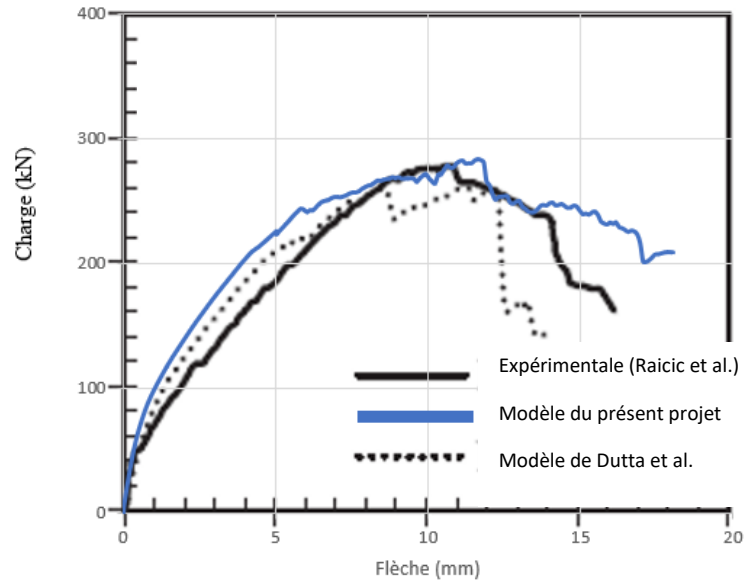


Figure 46: Comparaison avec les résultats présentées par Dutta et al. (2023) et Raicic et al. (2017) pour la poutre S150 et le présent modèle

4.1.5 Poutre avec étriers renforcées avec barres ETS en PRF, sans préchargement

La relation entre la charge appliquée et la flèche de la poutre S150 modélisée est présentée à la Figure 47, où elle est mise en comparaison avec les résultats expérimentaux (EXP) de Raicic et al. (2017) ainsi que les résultats numériques (NLFE) de Dutta et al. (2023).

Une montée progressive de l'effort tranchant jusqu'à un pic de 293 kN ($V = 194$ kN), est observée, représentant la capacité maximale de la poutre avant une diminution progressive de la charge. Cette phase ascendante indique que la poutre a bien résisté à l'augmentation de la charge, témoignant de l'efficacité du renforcement avec des barres en PRF.

Au-delà de ce pic, la courbe présente une chute, ce qui suggère une rupture et une fissuration importante. La diminution progressive de la charge montre une perte de

résistance tout en maintenant une certaine capacité résiduelle. Ce comportement met en évidence la capacité du renforcement à retarder l'effondrement et à absorber l'énergie de manière graduelle après le pic de résistance.

Le modèle développé atteint une charge maximale de 293 kN ($V = 194$ kN), proche de la valeur expérimentale de 297 kN ($V_u = 197$ kN), montrant une différence de seulement -1,3 %. Le modèle numérique NLFE, quant à lui, donne une charge légèrement plus basse de 283 kN ($V_u = 187$ kN). Les trois courbes suivent une tendance similaire, avec une montée progressive jusqu'au pic, suivie d'une chute marquant la rupture.

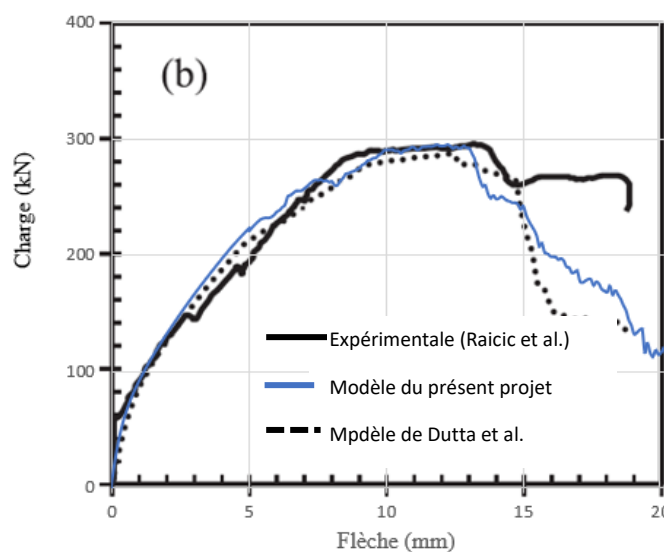


Figure 47: Comparaison avec les résultats présentées par Dutta et al. (2023) et Raicic et al. (2017) C150 et le présent modèle

Les poutres S150 et C150 présentent des ressemblances en ce qui concerne leur capacité maximale et leur comportement suite à la rupture. Le modèle numérique développé a produit des résultats très similaires à ceux de Raicic et al. (2017) et Dutta et al. (2023).

L'examen des résultats montre ainsi que le modèle numérique proposé est valide, car il reproduit adéquatement les charges maximales et saisit les caractéristiques

clés du comportement des poutres renforcées, qu'elles soient fabriquées en acier ou en PRF.

4.2 Phase 2 : analyse paramétrique (renforcement ETS élastoplastique)

4.2.1 Barres ETS liées de façon rigide (liaison parfaite)

Comme présenté au chapitre 3, l'utilisation d'un lien direct et rigide idéalisé entre l'armature transversale et le béton dans le modèle permet, d'isoler l'effet de la rigidité de l'armature transversale et de la précharge sur le comportement et la résistance à l'effort tranchant des poutres étudiées. En guise de rappel, la poutre de géométrie testée par Bedard (2019) renforcée transversalement par des barres ETS en acier espacées de 375 mm est utilisée (similaires aux modèles décrits dans la section 3.1.1), à la différence que les éléments barres utilisés pour modéliser les barres transversale sont liés directement aux nœuds des éléments de béton, sans élément ressort.

Pour cette étude paramétrique, un ratio $X = V_{\text{renf}} / V_0$ de 0,00 à 0,97 a été choisi, pour un module d'élasticité E de l'armature transversale variant de 10 GPa à 200 GPa. La résistance à l'effort tranchant, V_0 , de la poutre de référence est de 485 kN (voir section 4.1.1).

La Figure 48 présente l'effort tranchant V en fonction de la flèche pour certaines combinaisons de paramètres. La résistance ultime, V_u , et la flèche correspondante Δ_u , déterminées pour l'ensemble des combinaisons de paramètres sont présentées à l'annexe 1.

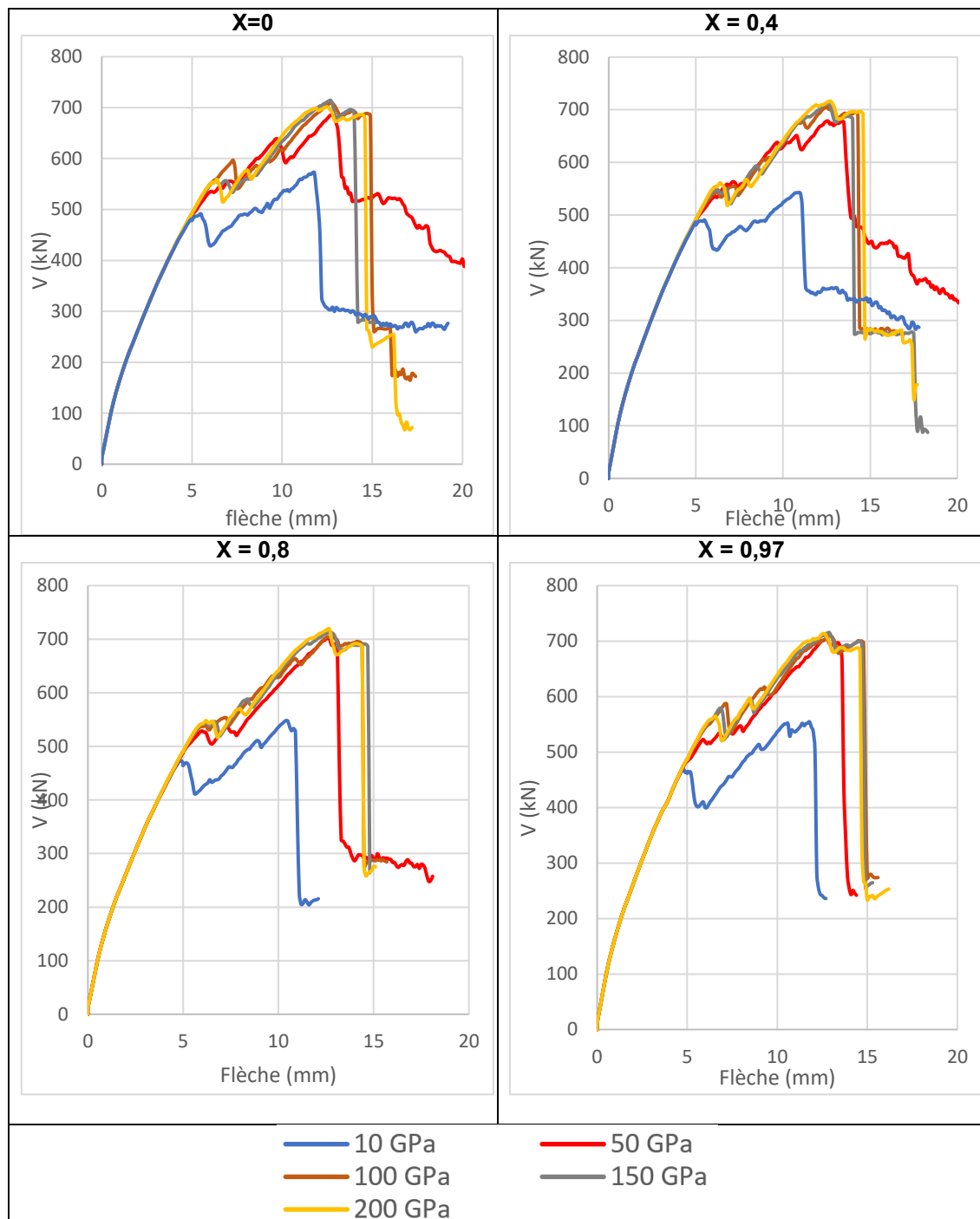


Figure 48: Effort tranchant en fonction de la flèche d'une poutre avec barres ETS liées de façon rigide, selon la rigidité des barres ETS et selon différents niveaux de précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$

La Figure 49 illustre la résistance à l'effort tranchant, V_u , en fonction du rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et du module d'élasticité, E , de l'armature transversale ETS. La barre rouge (ref) présente la valeur de la résistance à l'effort tranchant d'une poutre de référence (sans armatures de renforcement), ce qui correspond à V_0 .

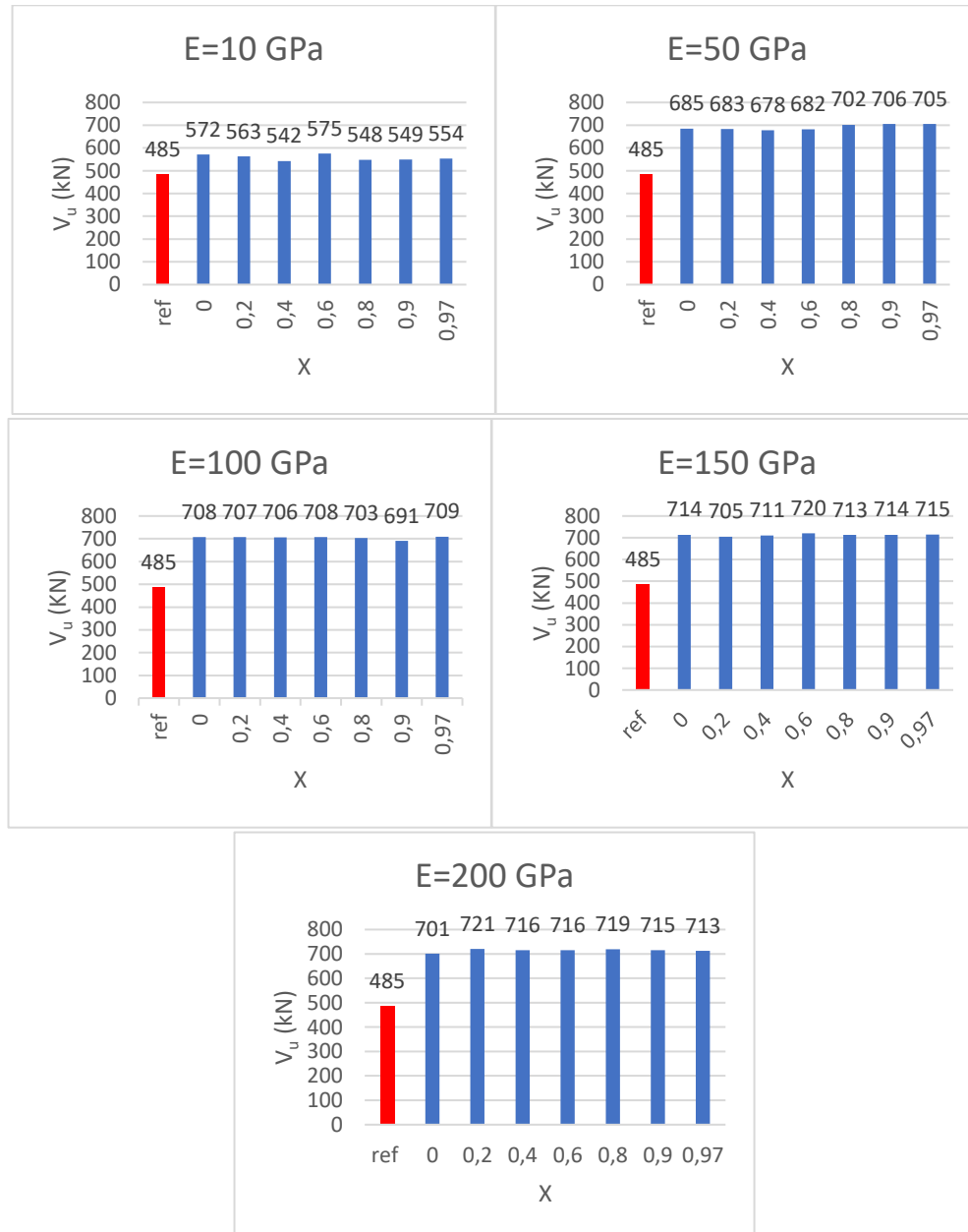


Figure 49: Résistance à l'effort tranchant, V_u , en fonction du rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et du module d'élasticité, E , des barres ETS en acier (liaison rigide) espacées de 375 mm, comparé à un spécimen sans barres ETS (ref)

À la lumière des résultats présentés à la Figure 49, il peut être constaté que quel que soit le niveau de renforcement, pour des valeurs de V_{renf} / V_0 allant de 0,00 à 0,97, la résistance à l'effort tranchant de la poutre renforcée est au moins 40 % supérieure à celle de la poutre sans armature transversale (noté ref) lorsque le module d'élasticité, E , est supérieur ou égal à 50 GPa. En revanche, pour une armature transversale avec un module d'élasticité de 10 GPa, le gain de résistance est d'environ 18 % par rapport à la poutre de même géométrie sans armature transversale. Ce constat met en évidence l'impact de la rigidité sur la résistance à l'effort tranchant (V_u).

De plus, la résistance V_u de la poutre renforcée reste relativement stable malgré l'augmentation du niveau d'effort tranchant lors de la mise en place du renforcement V_{renf} , comme le montre la Figure 49. Par exemple, la résistance V_u d'une poutre renforcée à 0,00 V_0 avec un module d'élasticité de 200 GPa est de 701 kN, tandis qu'une poutre post-renforcée à 0,97 V_0 pour le même module d'élasticité atteint 713 kN, soit une augmentation de 2 %.

La Figure 50 illustre l'effort tranchant repris par les barres transversales de renforcement, V_s , en fonction du rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$, pour les différentes valeurs de module d'élasticité analysées. Le calcul de V_s est réalisé à partir des contraintes développées lors de la rupture dans les rangées de renforcement situées au niveau de la fissure critique de cisaillement, contraintes obtenues de l'analyse à l'aide du logiciel VecTor.

$$V_s = \sum_{\text{barres interceptées}} f_{sl} A_v \quad (28)$$



Figure 50: Contribution des barres transversales ETS liées de façon rigide à la résistance à l'effort tranchant, V_s , selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité E

La Figure 50 montre que la contribution de l'armature transversale varie, en effet, on observe une augmentation de la résistance à l'effort tranchant avec l'augmentation du module d'élasticité E.

Le module d'élasticité E mesure la rigidité d'un matériau. Dans le cas des armatures transversales, un module E élevé est essentiel, car il leur permet de limiter efficacement l'ouverture des fissures dans le béton, réduisant ainsi les déformations et contribuant significativement à la résistance globale de l'élément à l'effort tranchant. L'analyse illustrée par la Figure 50 confirme cette contribution : l'augmentation du module d'élasticité de E = 10 GPa à E = 50 GPa entraîne une hausse significative de la résistance ultime à l'effort tranchant, par exemple, pour un rapport de renforcement $X=0.9$, la résistance passe d'environ 356 kN pour un module de 10 GPa à 586 kN pour un module de 50 GPa. Cependant, l'effet bénéfique des armatures atteint un plateau au-delà d'un certain seuil (soit environ E=50 GPa). Pour les valeurs subséquentes de E (de 100 GPa à 200 GPa), la résistance n'augmente que marginalement, voire connaît de légères fluctuations (passant, par exemple, de 568 kN à 499 kN entre E=100 GPa et E=150 GPa). Ce comportement de rendement décroissant suggère qu'au-delà de ce seuil, la rupture de la poutre n'est plus limitée par la déformation des armatures, mais par d'autres mécanismes propres à la matrice béton ou à l'interface adhésive (méthode ETS), limitant ainsi l'impact d'une rigidité supérieure.

La Figure 51 présente la contribution du béton, V_c , à la résistance ultime à l'effort tranchant de la poutre post-renforcée pour divers rapports de V_{renf}/V_0 allant de 0,00 à 0,97 et pour des modules d'élasticité du béton variant de 10 GPa à 200 GPa.

La contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant V_c est calculée comme suit :

$$V_c = V_u - V_s \quad (29)$$



Figure 51: Contribution du béton V_c à la résistance à l'effort tranchant de la poutre renforcée avec des liaisons rigides, selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité, E

Il est notable que la contribution du béton à l'effort tranchant varie en fonction du module d'élasticité et du rapport V_{renf}/V_0 pour un module d'élasticité de 10 GPa, les valeurs initiales sont faibles, débutant à 151 kN, et elles augmentent progressivement jusqu'à atteindre un maximum de 210 kN. À l'inverse, pour un module d'élasticité de 200 GPa, la contribution du béton débute plus élevée, à 235 kN, et augmente de façon plus régulière pour culminer à 278 kN.

La contribution maximale du béton est observée dans les cas de modules d'élasticité plus élevés, montrant que la résistance du béton au cisaillement s'améliore à la rigidité de l'armature transversale. Plus l'armature est rigide, mieux est contrôlé la fissuration, donc les fissures plus fines en résultats favorisent la reprise de l'effort tranchant par le béton via l'enchevêtrement des granulats.

4.2.2 Barres ETS liées par un adhésif déformable (liaison ressort)

Les résultats présentés dans cette section sont issus des modèles renforcés de barres ETS élastoplastiques avec un espacement s_v de 375 mm où les armatures transversales sont ancrées dans la poutre avec des liaisons ressorts à l'aide de l'adhésive époxydique.

Dans cette section, seuls les résultats nécessaires à la compréhension des phénomènes sont présentés. La Figure 52 illustre l'évolution de l'effort tranchant en fonction de la flèche pour certains des modèles étudiés. Pour plus de détails, les résultats complets issus de l'analyse par éléments finis sont présentés à l'annexe 2, pour toutes les valeurs de E et de X analysées. Le tableau 2 de l'annexe 2 permet d'observer la variation de la résistance ultime, V_u , et la déformation maximale sous charge, en fonction des conditions de liaisons imparfaites.

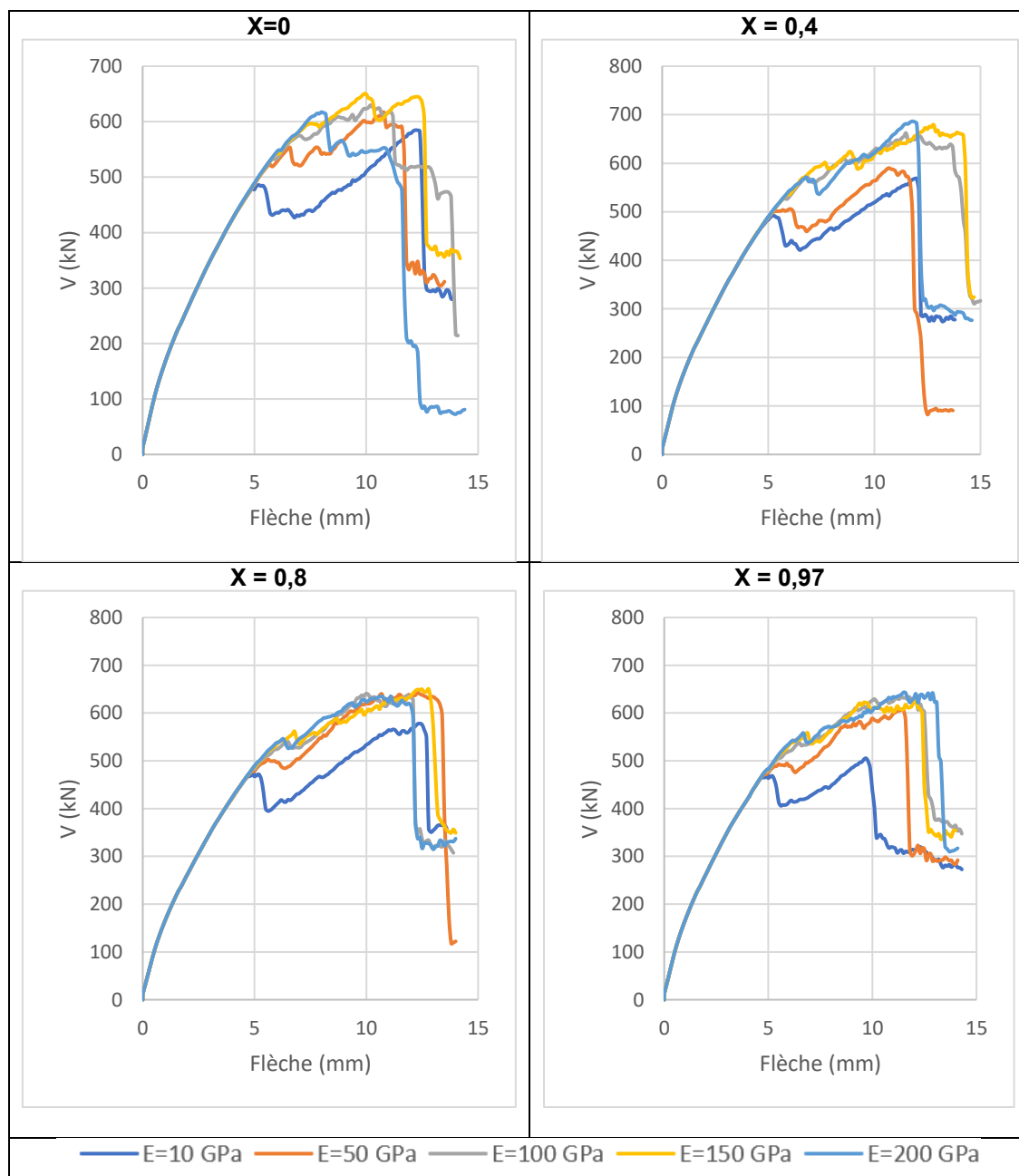


Figure 52: Effort tranchant versus flèche de la poutre avec barres ETS liées de façon déformable, selon la rigidité des barres ETS et selon différents niveaux de précharge $X = V_{renf} / V_0$

La Figure 53 présente la résistance à l'effort tranchant, V , en fonction du rapport X , pour différents modules d'élasticité E . Les résultats révèlent que même avec des barres d'armature ETS installées sous charge, une augmentation de la résistance à l'effort tranchant est observée.

Cette figure montre également que, quel que soit le niveau de renforcement, la résistance ultime demeure relativement stable alors que le ratio V_{renf}/V_0 augmente. Par exemple, pour un module d'élasticité de 200 GPa, la résistance passe de 617 kN à 643 kN, ce qui démontre une augmentation modérée.



Figure 53: Résistance à l'effort tranchant, V_u , en fonction du rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et du module d'élasticité, E_s , des barres ETS en acier (liaison déformable) espacées de 375 mm, comparé à un spécimen sans barres ETS (ref)

La Figure 54 illustre la contribution des barres transversales de renforcement à la résistance à l'effort tranchant, V_s , en se basant sur le rapport X , tout en prenant en considération le module d'élasticité des matériaux employés.

Les histogrammes pour chaque module d'élasticité de l'armature transversale illustrent la participation variable des barres de renforcement à l'effort tranchant en fonction du niveau de renforcement X utilisé. Lorsque les modules sont plus bas, comme 10 GPa, la contribution des barres de renforcement est moins importante, atteignant un pic d'environ 324 à 308 kN en fonction du rapport V_{renf}/V_0 . Par contre, pour des modules présentant une élasticité supérieure, comme 200 GPa, la part des barres peut dépasser largement 500 kN dans certaines situations.



Figure 54: Contribution des barres transversales ETS liées de façon déformable à la résistance à l'effort tranchant, V_s , selon le rapport $X = V_{renf} / V_0$ et le module d'élasticité, E

La Figure 55 présente la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant, V_c , selon le rapport X , avec des modules d'élasticité allant de 10 GPa à 200 GPa pour des liaisons déformables.

Chaque histogramme montre la contribution du béton à la résistance selon différents niveaux de $X = V_{renf}/V_0$ et différents modules d'élasticité. Pour les modules d'élasticité plus bas, comme 10 GPa, la contribution du béton varie entre 230 et 269 kN, illustrant une performance relativement stable du matériau sous des niveaux de précharge variables. À des modules d'élasticité plus élevés, tels que 200 GPa, la contribution du béton diminue globalement, atteignant des valeurs comprises entre 135 et 189 kN. Ces résultats diffèrent de ce qui a été observé précisément avec les modèles dont les barres PRF sont ancrées avec une liaison parfaite, pour lesquels il est constaté une diminution de la contribution du béton, V_c , avec l'augmentation de la rigidité (le module d'élasticité E). Ce phénomène pourrait s'expliquer par le rôle de l'adhésive pour ancrer les barres. En effet, l'effort transmis par l'adhésive dépend fortement de la rigidité du béton et celle de la barre, qui affecte le glissement de la barre relativement au substrat (Ruiz et al., 2007). Ce glissement influençant la largeur des fissures dont dépend V_c , il n'est donc pas étonnant que les modèles avec adhésifs présentent un V_c différent de ceux avec un ancrage parfait. D'autres études seraient à mener pour mieux comprendre ce phénomène.

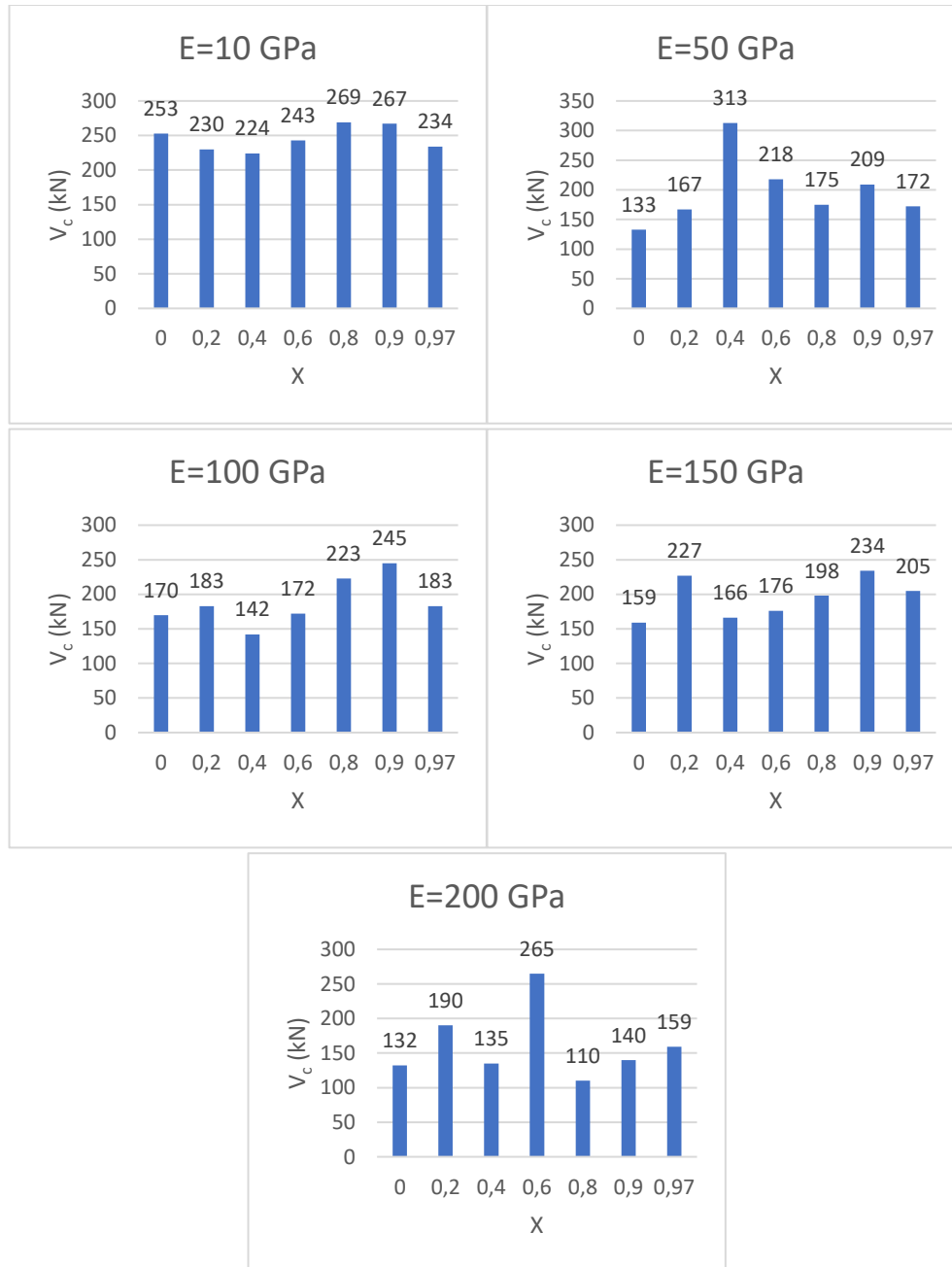


Figure 55: Contribution du béton V_c à la résistance à l'effort tranchant de la poutre renforcée de barres ETS élastoplastiques avec une liaison déformable, selon le rapport $X = V_{\text{renf}} / V_0$ et le module d'élasticité

4.2.3 Discussion

Les analyses montrent que le renforcement ETS faits d'un matériau élastoplastique installé alors qu'une charge sollicite la poutre analysée (précharge) n'affecte pas significativement la résistance à l'effort tranchant des poutres. La résistance ultime, V_u , reste relativement stable, même avec une augmentation du niveau d'effort tranchant lors de la mise en place du renforcement jusqu'à des niveaux allant jusqu'à 97% de la résistance de la pièce sans barres transversales. Cela peut être attribué à une bonne intégration du renforcement dans la structure existante, permettant de conserver les caractéristiques de résistance malgré la présence d'une précharge.

Les données révèlent une distinction significative entre les liaisons parfaites et celles effectuées avec un adhésif époxydique. Les poutres renforcées de barres ETS élastoplastiques liées de façon rigide présentent une résistance à l'effort tranchant généralement supérieure aux poutres similaires renforcées de barres élastoplastique liées par un adhésif, bien que significativement améliorée comparativement à la poutre de référence sans armature transversale. Il apparaît donc que les poutres avec barres ETS ancrées via l'adhésif présentent une résistance moindre, mais ces barres contribuent néanmoins significativement à augmenter la capacité de la structure. Cela signifie que l'adhésif époxydique, bien que créant une liaison imparfaite, demeure une alternative pertinente pour renforcer les structures lorsqu'une adhésion parfaite est impossible. À titre d'exemple, pour une poutre renforcée avec des barres en acier liées de façon rigide (dont le module d'élasticité est égal à 200 GPa) pour un préchargement $X = 0,4$, la résistance à l'effort tranchant est de 716 kN (Figure 49). En revanche, elle est de 668 kN (Figure 53) pour la même poutre renforcée avec des barres liées par des liaisons déformables, soit une diminution de 6,7%.

La résistance à l'effort tranchant est grandement influencée par la rigidité du matériau, exprimée par le module d'élasticité, E . Les données indiquent que plus le module d'élasticité est important, plus la résistance est grande. Par exemple, les poutres dotées d'un module de 200 GPa ont une plus grande résistance à l'effort tranchant que celles qui ont un module de 10 GPa. Cette augmentation se traduit par une capacité portante accrue de la poutre face aux sollicitations de l'effort tranchant, mettant en évidence la nécessité de sélectionner des matériaux appropriés pour optimiser la capacité structurale. Lorsque l'armature est parfaitement liée au béton, l'augmentation du module d'élasticité des barres entraîne une amélioration de la résistance à l'effort tranchant du béton. Ce résultat était attendu, puisque la rigidité accrue des armatures favorise un meilleur contrôle de l'ouverture des fissures de cisaillement et un transfert plus efficace des contraintes entre l'acier et le béton.

En revanche, lorsque la connexion est assurée par un liant époxydique, l'effet observé est inverse : il est constaté que la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant, V_c , diminue avec l'augmentation du module d'élasticité des armatures. Ce phénomène est attribuable au rôle limitant de l'interface adhésive. Le liant époxydique agit comme une zone intermédiaire plus souple entre le béton et l'armature. En présence d'armatures très rigides, les différences de déformabilité entre les matériaux engendrent une incompatibilité de déformation significative et une concentration des contraintes au niveau de l'interface de collage. Ceci favorise le glissement relatif et la dégradation prématurée de l'adhérence, qui constitue alors le mode de rupture critique. Cette défaillance de l'ancrage limite l'efficacité avec laquelle les armatures rigides peuvent être mobilisées et, par conséquent, elle réduit indirectement la contribution des mécanismes internes du béton V_c .

L'absence d'effet significatif de la précharge sur la résistance ultime à l'effort tranchant des poutres renforcées peut s'expliquer par plusieurs mécanismes compensatoires. Tout d'abord, une redistribution progressive des contraintes dans

la structure pourrait permettre à la charge appliquée d'être absorbée sans affecter négativement la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant. Par ailleurs, l'adhésif époxydique utilisé pour fixer les barres collées pourrait offrir un ancrage suffisamment robuste pour limiter toute dégradation de l'efficacité du renforcement, assurant ainsi un transfert de charge efficace. Une autre explication possible réside dans l'effet limité de la fissuration sur la résistance à l'effort tranchant : si les fissures initiales générées par la précharge restent confinées et ne compromettent pas la transmission des efforts tranchants, leur impact global sur la structure demeure marginal. En outre, la mise en charge progressive des barres collées pourrait permettre une adaptation différée du renforcement, minimisant ainsi les écarts de contrainte au moment de l'application de la charge de service. Ces observations suggèrent que, malgré une précharge élevée, le système de renforcement par barres collées conserve une efficacité structurale optimale, ce qui en fait une solution viable pour l'amélioration de la durabilité des infrastructures en béton armé.

Il est observé que, même en présence d'une précharge élevée (paramètre X jusqu'à 0,97), le système de renforcement par barres collées conserve une efficacité structurale optimale, réfutant l'hypothèse d'une dégradation significative de la capacité portante due à la mise en charge initiale. Ce maintien de l'efficacité est étayé par les résultats de l'analyse en phase 2 : la résistance ultime à l'effort tranchant, V_u , n'est que marginalement affectée par la variation de la précharge, ce qui démontre la robustesse du système ETS. Par exemple, pour un module d'élasticité de $E=200$ GPa, la résistance mesurée sans précharge ($X=0$) est de l'ordre de 617 kN, valeur très similaire à celle obtenue sous une précharge élevée de $X=0,9$, soit 638 kN. Ce maintien de la capacité portante indique que l'ancrage assuré par l'adhésif époxydique est suffisamment robuste pour transférer efficacement les charges et que les contraintes additionnelles générées par la précharge n'induisent pas de dégradation majeure ou de glissement prématuré de l'interface. De plus, il est déduit que les microfissures initiales générées avant

l'installation du renforcement restent suffisamment confinées pour que leur impact sur la transmission des efforts tranchants soit marginal, ce qui est validé par la conservation de la performance structurale même sous des niveaux de précharge élevés. Ces observations confirment l'application viable de la méthode ETS pour l'amélioration de la durabilité des infrastructures en béton armé soumises à des charges de service permanentes.

4.3 Phase 3 : analyse paramétrique (renforcement ETS PRF élastique)

Dans le cadre de cette étude, le second volet de l'analyse paramétrique vise à évaluer l'impact du choix du matériau de renforcement sur la résistance au cisaillement des poutres épaisses en béton armé, en prenant en compte l'effet combiné de la précharge et de la rigidité de l'armature transversale. Après avoir validé la méthodologie de modélisation numérique lors de la phase 2, où les paramètres structuraux et les conditions de charge ont été maintenus constants, cette troisième phase se concentre sur l'influence des matériaux composites utilisés pour le renforcement. Deux types de polymères renforcés de fibres (PRF) sont plus particulièrement étudiés : le PRF en verre (PRF-G) et le PRF en carbone (PRF-C), afin de comparer leurs performances en conditions réelles.

Une attention particulière est portée sur l'interaction de ces deux quantités (la précharge et la rigidité) sur la résistance à l'effort tranchant de la structure renforcée, en simulant divers scénarios de charge avant et après l'installation du renforcement. Cette approche permet d'analyser dans quelle mesure la rigidité des PRF, couplée à une charge initiale, influence la performance globale d'une poutre renforcée par des barres transversales collées ETS.

Les conditions de modélisation restent identiques à celles de la phase 2, à une exception près : le matériau utilisé pour les renforts internes collés est le PRF au lieu de l'acier.

4.3.1 Barres ETS en PRF-C

Cette partie présente les résultats obtenus lors de la modélisation des poutres renforcées avec des barres en PRF-C.

Différents niveaux de charge ont été appliqués, allant de 0 V_0 (poutre sans renforcement analysée en section 4.1) à 0,97 V_0 , afin de comprendre comment la précharge influe sur les performances des poutres.

La Figure 56 illustre l'évolution de l'effort tranchant (V) en fonction de la flèche au centre (Δ) pour différents niveaux de précharge, allant de 0 V_0 à 0,97 V_0 . Toutes les courbes présentent une montée initiale similaire, indiquant un comportement similaire d'une poutre à l'autre, quelle que soit la précharge. Chaque courbe atteint ensuite un pic correspondant à la résistance maximale, qui varie légèrement en fonction du niveau de précharge. Par exemple, pour une précharge de 0,9 V_0 , la résistance maximale atteint 601 kN, tandis qu'elle est de 554 kN pour une précharge 0 V_0 . Après le pic, une chute brutale est observée, suivie d'une phase résiduelle où la poutre conserve une faible capacité portante. Ces résultats montrent que l'effet de la précharge sur le comportement global reste limité, mais que les barres en PRF augmentent la résistance maximale par rapport à une poutre sans renfort transversal.

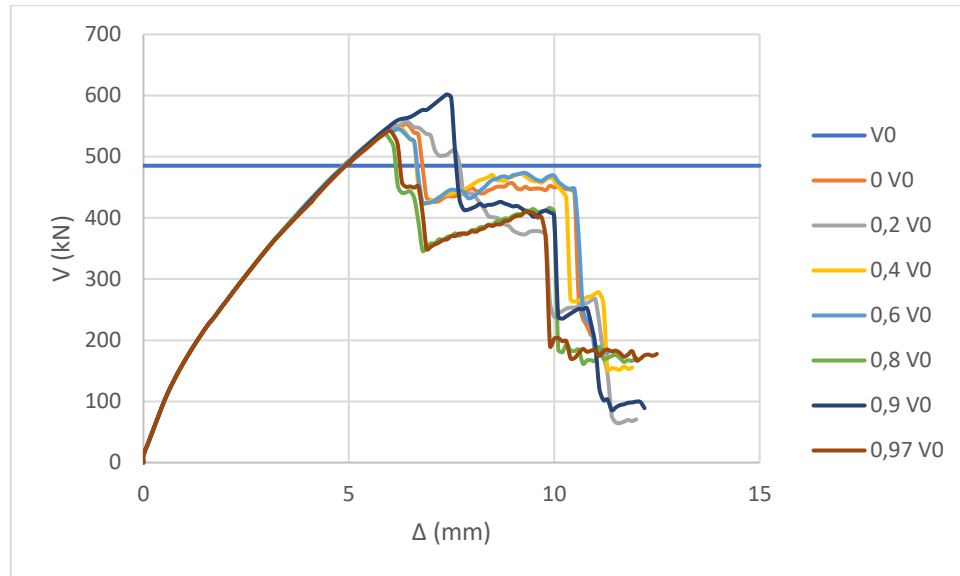


Figure 56: Effort tranchant versus flèche du modèle de la poutre avec des barres de renforcement en PRF-C

En comparant les résultats obtenus pour les poutres renforcées avec des barres en PRF à ceux de la poutre de référence sans armature transversale, il est observé une augmentation notable de la résistance à l'effort tranchant, V . Cette amélioration confirme l'efficacité du système de renforcement. À titre d'exemple, alors que la poutre sans armature transversale atteint une résistance maximale de 485 kN, l'intégration du renforcement permet d'atteindre 558 kN sous une précharge de $0,2 V_0$, ce qui représente une amélioration de 15%. Cette efficacité est encore plus prononcée lorsque la précharge atteint $0,9 V_0$, où la résistance s'élève à 601 kN, soit une augmentation substantielle de 24% par rapport à la poutre non renforcée.

L'effet de la précharge sur la résistance ultime reste toutefois limité. Comme indiqué dans le Tableau 18, les variations de précharge, allant de $0 V_0$ à $0,97 V_0$, n'ont pas d'impact significatif sur la capacité portante maximale. Par exemple, les résistances pour $0 V_0$ et $0,6 V_0$ sont respectivement de 554 kN et 545 kN, montrant une variation mineure.

Ces résultats démontrent que les barres en PRF augmentent significativement la résistance à l'effort tranchant, indépendamment du niveau de précharge initial. Cela souligne leur efficacité comme solution de renforcement, même dans des conditions de chargement préalables.

Tableau 18 : Résistance et flèche correspondante pour différents niveaux de précharge pour des barres en PRF-C

V_{renf}/V_0	Résistance ultime à l'effort tranchant V_u (kN)	Flèche à l'effort tranchant Δ_u (mm)
0	554	6,4
0,2	558	6,4
0,4	545	6,3
0,6	545	6,2
0,8	537	5,9
0,9	601	7,4
0,97	538	5,9

La Figure 57 montre l'effort tranchant repris par les barres transversales de renforcement en PRF-C (V_{prf}) en fonction du rapport V_{renf}/V_0 . Les histogrammes indiquent une contribution maximale des barres transversales $V_{\text{prf}} = 359$ kN pour $V_{\text{renf}}/V_0 = 0,9$, tandis que la contribution minimale est observée pour $V_{\text{renf}}/V_0 = 0,6$ avec $V_{\text{prf}} = 300$ kN.

Globalement, la contribution des barres reste relativement stable, oscillant entre 300 kN et 359 kN, ce qui montre que le niveau de précharge n'a qu'un effet limité sur le comportement des barres transversales en PRF-C.

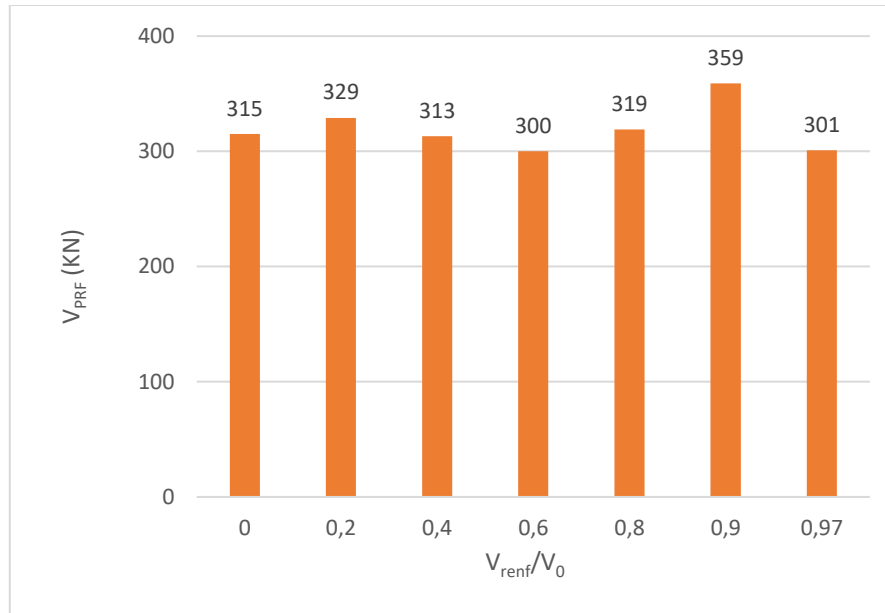


Figure 57: Contribution des barres transversales de renforcement PRF-C à la résistance à l'effort tranchant

La Figure 58 illustre la contribution du béton (V_c) à la résistance à l'effort tranchant en fonction du rapport V_{renf}/V_0

Les valeurs de V_c varient légèrement en fonction de ce rapport, avec une contribution maximale de 245 kN pour $V_{renf}/V_0 = 0,6$ et une contribution minimale de 218 kN pour $V_{renf}/V_0 = 0,8$.

Dans l'ensemble, la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant reste cohérente, avec des valeurs comprises entre 218 kN et 245 kN.

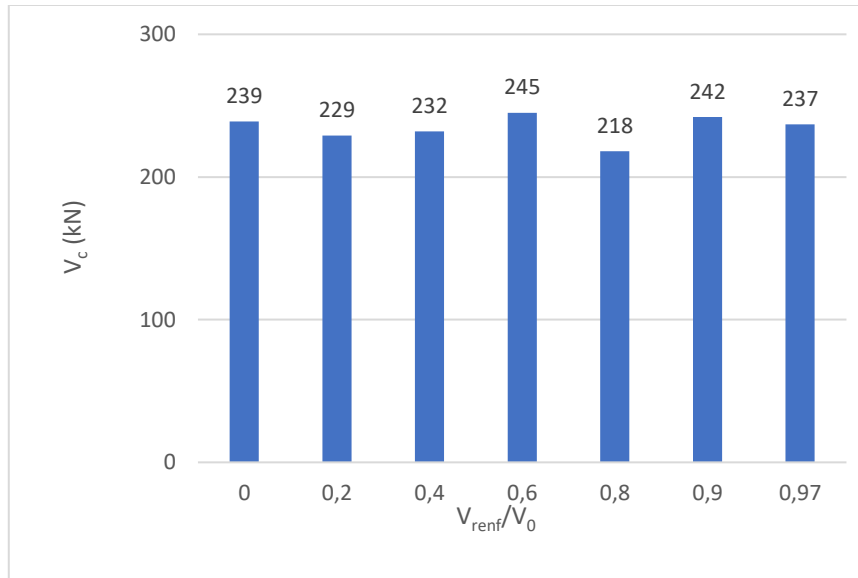


Figure 58: Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant pour les poutres renforcées de barres en PRF-C en fonction du niveau de précharge

La Figure 59 suivantes illustrent les patrons de fissuration à la rupture (au pas de chargement présentant l'effort maximum $V=V_u$) pour des poutres renforcées par des barres en PRF-C, en fonction des niveaux de précharge X . Lorsque $X = 0$ ($V_{renf} = 0$ kN), les barres de renforcement sont actives dès le début, ce qui permet de limiter significativement le développement des fissures sur l'ensemble de la poutre. À mesure que le niveau de précharge augmente les fissures deviennent plus concentrées et localisées dans des zones critiques, notamment près des appuis et des points de chargement, avec une propagation en direction oblique, caractéristique des ruptures par cisaillement. Globalement, les barres en PRF-C contrôlent l'ouverture et la propagation, tandis que le niveau de précharge conditionne la répartition et l'intensité des fissures dans la poutre.

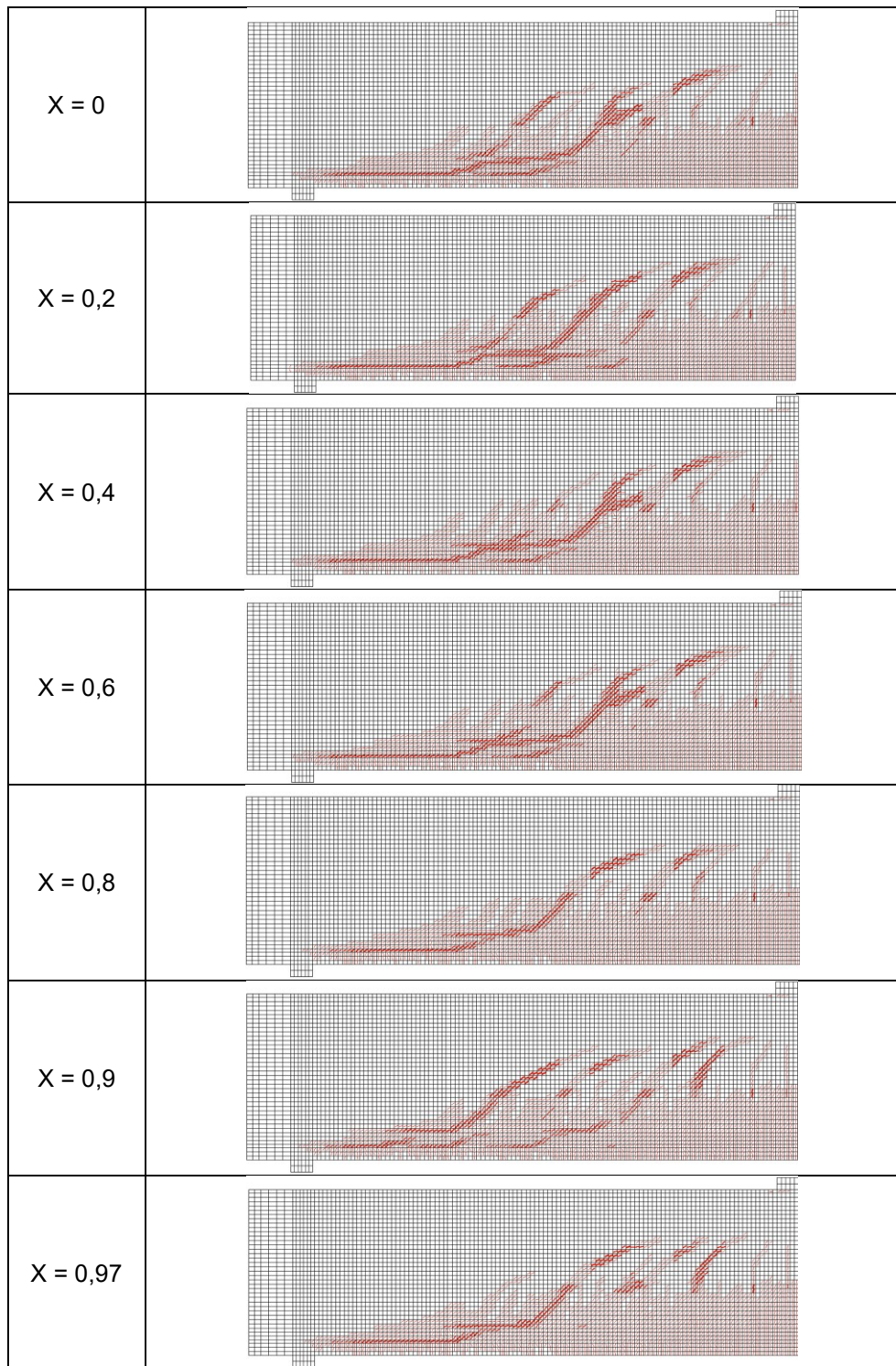


Figure 59: Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre ($V = V_u$) avec barres ETS en PRF-C activées à différents ratios $X = V_{\text{rent}}/V_0$

4.3.2 Barres ETS en PRF-G

La Figure 60 illustre l'évolution de l'effort tranchant (V) en fonction de la flèche au centre (Δ) pour des poutres renforcées avec des barres en PRF-G et soumises à différents niveaux de précharge, allant de $0 V_0$ à $0,97 V_0$.

Avant d'atteindre le pic de résistance, toutes les courbes suivent une tendance similaire, traduisant un comportement élastique similaire d'une poutre à l'autre, quel que soit le niveau de précharge. Une fois le pic atteint, de légères différences apparaissent en fonction du niveau de précharge, mais la résistance calculée demeure limitée. Après ce pic, une chute brutale de la résistance est observée, marquant la rupture.

Les courbes des poutres renforcées avec des barres en PRF-G montrent une tendance globale similaire à celles obtenues avec des barres en PRF-C, notamment en ce qui concerne la montée initiale et l'atteinte du pic de résistance. Toutefois, les variations après le pic peuvent être influencées par les propriétés spécifiques des barres en PRF-G, notamment leur module d'élasticité plus faible par rapport aux barres en PRF-C. Ce résultat est cohérent avec les résultats obtenus en section 4.2 portant sur l'effet de la rigidité des barres transversales sur le comportement et la résistance à l'effort tranchant.

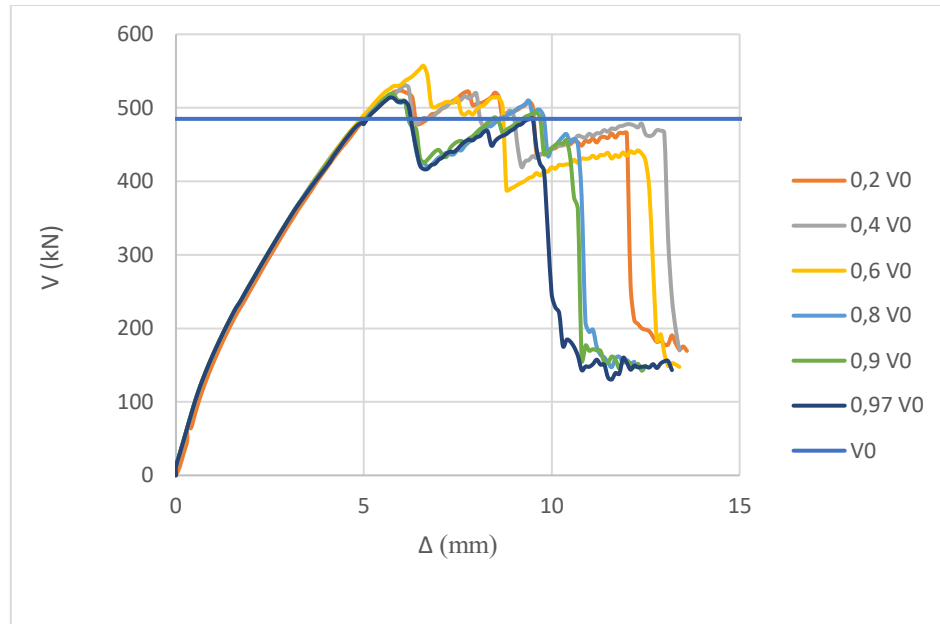


Figure 60: Effort tranchant versus flèche de la poutre avec des barres de renforcement en PRF-G

Comme observé précédemment avec les poutres en PRF-C, l'effet de la précharge reste limité sur la résistance ultime, car les courbes montrent des variations faibles en fonction du niveau de précharge et les efforts tranchants maximums (V_u) et les flèches correspondantes présentées au Tableau 19 sont comparables d'un niveau de précharge à l'autre. La résistance maximale enregistrée est de 556 kN pour un niveau de précharge de 0,6 V_0 , ce qui représente une augmentation de 15 % par rapport à la poutre sans armatures transversales (485 kN).

Pour les autres niveaux de précharge, la résistance varie légèrement, avec une valeur minimale de 513 kN pour 0,97 V_0 , soit une augmentation de 6 % par rapport à la poutre sans renfort transversal. En moyenne, l'ajout des barres en PRF-G permet une hausse de la résistance de 6 à 15 %, confirmant leur rôle dans l'amélioration de la capacité portante des poutres. La flèche varie entre 5,7 mm et 6,6 mm, indiquant une légère influence de la précharge sur la déformation de la poutre. La valeur maximale de 6,6 mm est observée pour 0,6 V_0 , ce qui coïncide avec la résistance la plus élevée. Pour les autres cas, la flèche reste relativement

stable, aux alentours de 5,7 mm à 6,1 mm, ce qui montre que l'activation tardive des barres en PRF-G n'a pas un impact majeur sur la ductilité globale de la poutre.

Tableau 19: Résistance et flèche correspondante pour différents niveaux de précharge pour des barres en PRF-G

V_{renf}/V_0	Résistance à l'effort tranchant V_u (kN)	Flèche à V_u Δ_u (mm)
0	524	5,9
0,2	523	5,9
0,4	530	6,1
0,6	556	6,6
0,8	517	5,7
0,9	518	5,7
0,97	513	5,7

La Figure 61 montre l'effort tranchant repris par les barres transversales de renforcement en PRF-G, V_{prf} , en fonction du rapport V_{renf}/V_0 . Il peut être constaté que la contribution des barres transversales est maximale lorsque $V_{\text{renf}}/V_0 = 0,6$ ($V_{\text{prf}} = 248$ kN), tandis qu'elle est minimale lorsque $V_{\text{renf}}/V_0 = 0,97$, avec une valeur de 145 kN.

Globalement, la contribution des barres en PRF-G varie entre 145 kN et 248 kN, avec une tendance à la diminution pour les niveaux de précharge élevés. Cela suggère que l'effet de la précharge sur l'efficacité des barres transversales en PRF-G est modéré, avec une meilleure performance enregistrée lorsque les barres sont sollicitées à des niveaux plus bas de précharge.

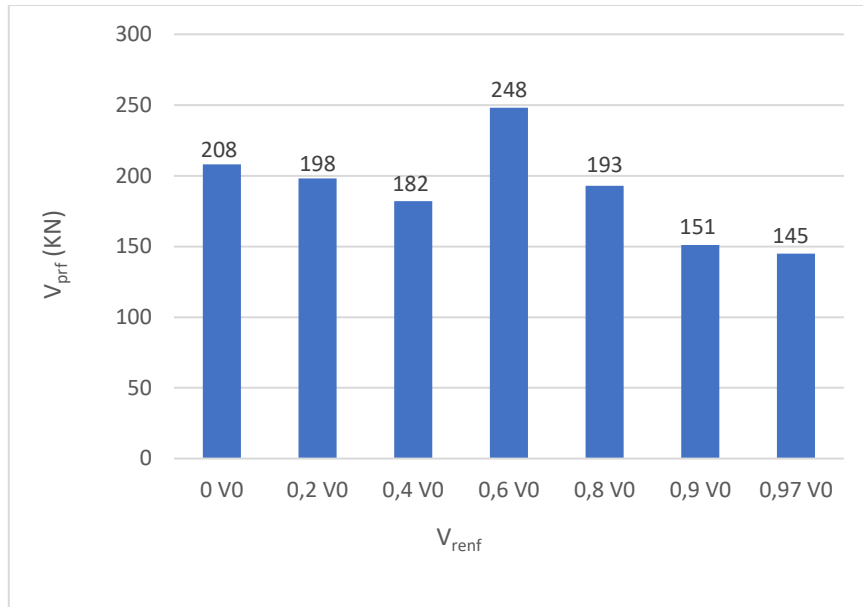


Figure 61: Contribution des barres transversales de renforcement PRF-G à la résistance à l'effort tranchant

La Figure 62 présente la contribution du béton V_c à la résistance à l'effort tranchant en fonction du rapport V_{renf}/V_0 pour les poutres renforcées avec des barres en PRF-G. Les valeurs de V_c montrent de légères variations selon ce rapport, avec une contribution maximale de 368 kN pour $V_{renf}/V_0 = 0,97$ et une contribution minimale de 308 kN pour $V_{renf}/V_0 = 0,6$.

De manière générale, la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant reste relativement constante, oscillant entre 308 kN et 368 kN. Ces écarts limités suggèrent que la précharge influence modérément la contribution du béton à l'effort tranchant lorsque des barres PRF-G sont employées.

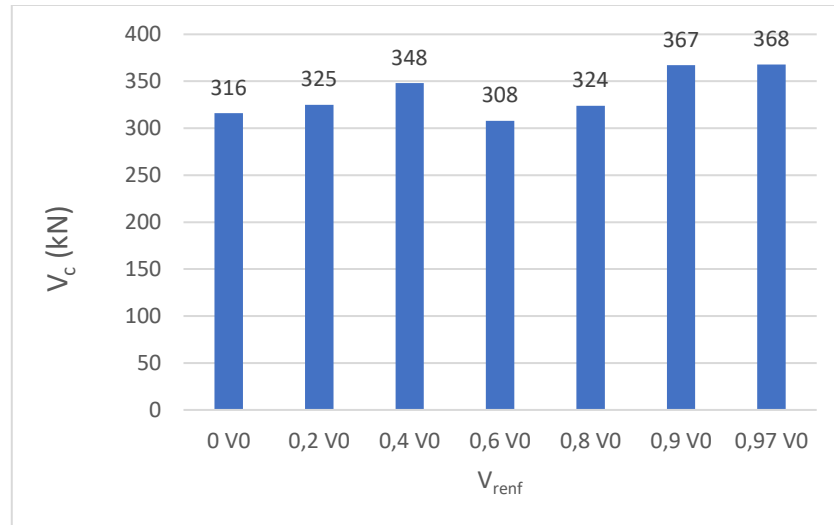


Figure 62: Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant pour les poutres renforcées de barres en PRF-G en fonction du niveau de précharge

La figure 63 suivante illustre les patrons de fissuration à la rupture ($V = V_u$) obtenus par modélisation numérique pour des poutres renforcées avec des barres en PRF-G, sous différents niveaux de précharge V_{renf}/V_0 .

L'analyse des fissures montre que la précharge n'influence que très peu la répartition et que toutes les ruptures observées sont dominées par le cisaillement avec des fissures inclinées caractéristiques se développant depuis les appuis et s'étendant vers la zone de charge.

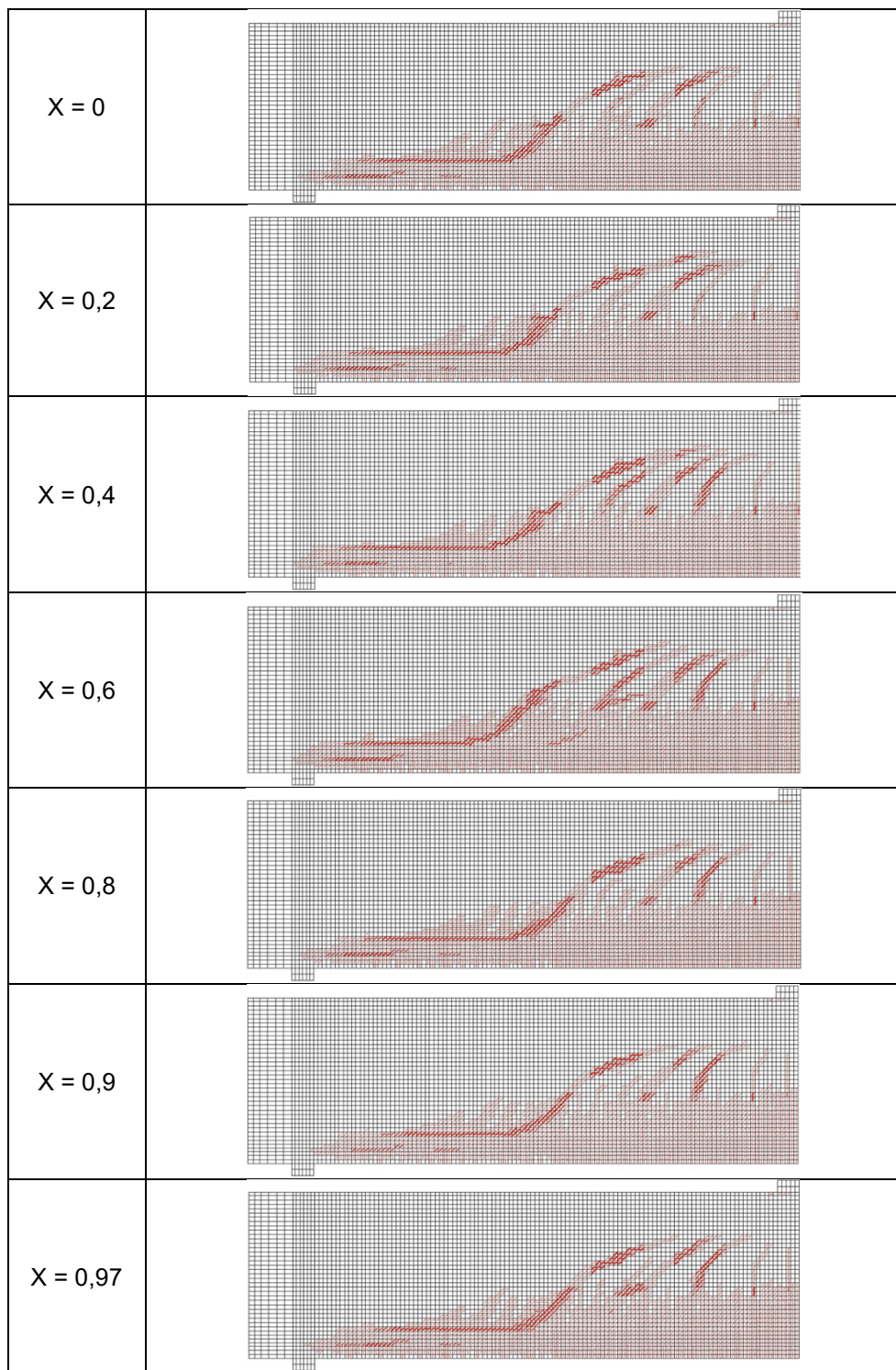


Figure 63: Fissuration obtenue numériquement à la rupture de la poutre ($V=V_u$) avec barres ETS en PRF-G activées à différents ratios $X = V_{renf}/V_0$

Conclusion

Le but de ce projet est d'évaluer la performance structurale d'un renforcement en cisaillement de poutres en béton armé par barres collées internes à la section en tenant compte des charges préexistantes sur la structure et des matériaux de renforcement.

Bien que l'étude de la méthode de renforcement avec des barres internes collées (*Embedded Through Section* - ETS) soit en cours depuis environ une vingtaine d'années, il est important de noter que la très vaste majorité des études ont été menées sur des poutres pour lesquelles le renforcement a été installé avant l'application des charges, ce qui diffère des conditions réelles de mise en place d'un renforcement dans une structure existante, celle-ci devant évidemment supporter au moins son propre poids lors du renforcement. En effet, seules l'étude de Bédard (2019) a examiné l'impact de la précharge sur l'utilisation de barres d'acier collées ETS, et aucune étude recensée examine cet effet lorsque des barres PRF ETS sont employées. Par conséquent, il est nécessaire d'approfondir les connaissances sur cette méthode et de mieux comprendre les mécanismes de résistance lorsque le renforcement en cisaillement ETS est installé en présence de charges préexistantes.

En examinant l'effet de la charge préexistante et du type de barre de renforcement ETS sur la résistance à l'effort tranchant des poutres épaisses en béton armé, la présente étude a mis en lumière plusieurs aspects cruciaux relatifs à la performance structurale de ces éléments. Pour mener cette étude, un modèle non linéaire par éléments finis de poutres renforcées de barres ETS constituées de différents matériaux mises en place sous une charge préexistante ont été analysées. Le modèle développé a d'abord été validé sur la base de plusieurs résultats de laboratoire disponibles dans la littérature. Par la suite, des analyses paramétriques réalisées ont permis d'étudier l'effet de la précharge et du type de renforcement sur la résistance au cisaillement des poutres en béton armé. Deux phases distinctes ont été menées, chacune apportant des éclairages complémentaires sur le comportement des structures renforcées.

Il a d'abord été démontré que la technique de renforcement par barres collées internes à la section, ETS, peut offrir une amélioration significative de la capacité de cisaillement, peu importe le niveau de charge préexistantes et le matériau utilisé pour les barres ETS parmi ceux examinés. En effet, les résultats montrent que la précharge appliquée au moment de la mise en place du renforcement n'a pas d'impact significatif sur la résistance ultime à l'effort tranchant des poutres post-renforcées. Même avec des niveaux de précharge élevés, la résistance ultime reste stable, suggérant une bonne intégration du renforcement dans la structure existante.

Les données mettent également en évidence la différence entre des liaisons parfaites et celles réalisées avec un adhésif. Si les liaisons parfaites offrent une résistance maximale, les connexions via adhésif, bien que moins performantes, restent efficaces pour transférer les charges. La rigidité du matériau, notamment le module d'élasticité (E), joue un rôle clé : des matériaux plus rigides (E de 200 GPa) augmentent significativement la résistance. La combinaison d'un acier rigide et d'un béton de qualité optimise ainsi la performance structurale globale.

Les résultats de l'analyse paramétrique révèlent que la performance structurale des poutres renforcées par des barres transversales ETS de polymère renforcé de fibre de carbone (PRF-C) surpassent celle de poutres similaires renforcées de barres ETS de polymère renforcé de fibre de verre (PRF-G). Pour une poutre renforcée à une précharge correspondant à 90% de sa capacité avant renforcement (dénnoté $0,90V_0$), les poutres renforcées de barres ETS en PRF-C ont affiché une augmentation de 34 % de la résistance, comparativement à 24 % pour les celles renforcées de barres PRF-G.

L'influence de la précharge est restée modérée pour lorsque des barres en PRF-C sont employées comme renforcement ETS, les résultats montrant que ce type de barre conserve son efficacité même en cas d'activation tardive. En revanche, les poutres renforcées de barres ETS en PRF-G montrent une légère diminution de performance à des précharges élevées ($>0,90V_0$).

En conclusion, cette étude constitue une base solide pour le développement de nouvelles techniques de renforcement adaptées aux contraintes modernes, tout en soulignant la nécessité

de poursuivre la recherche sur l'impact des charges initiales et la flexibilité des matériaux pour assurer des résultats optimaux (Fiset, 2019).

Travaux futurs

Bien que la présente étude ait permis d'établir que le niveau de charge préexistante n'influence pas significativement la résistance des poutres sans étriers renforcées en cisaillement de barres ETS de différents matériaux, il est suggéré de poursuivre la recherche afin d'approfondir les éléments suivants :

- Étude de l'effet des charges préexistantes sur des poutres munies d'étriers :
L'une des poutres de Bédard (2019) ayant été renforcée après la fissuration en cisaillement, l'effet de la précharge s'est avéré significatif pour cette poutre. Il serait donc très pertinent d'examiner des poutres avec des étriers (armature conventionnelle) et renforcées de barres ETS sous charge préexistante. Cette étude permettrait d'analyser l'interaction entre les étriers, qui sont souvent à l'origine de la fissuration, et les barres ETS, et d'évaluer la performance du renforcement sous des charges plus élevées.
- Validation expérimentale : La présente étude étant une analyse numérique, une validation expérimentale des conclusions est une étape essentielle. Une recherche future pourrait consister à réaliser des essais en laboratoire pour reproduire les analyses paramétriques. Ces essais permettraient de tester physiquement des poutres renforcées par la méthode ETS sous des charges préexistantes et de comparer les résultats expérimentaux (résistance, fissuration, flèche) avec les prédictions numériques pour confirmer la validité du modèle. Une analyse par imagerie pourrait être utilisée pour suivre en temps réel la formation et la propagation des fissures sur les poutres, fournissant des données précieuses sur le comportement des matériaux.
- Étude de la performance à long terme et de la durabilité : La durabilité étant un avantage majeur de la méthode ETS, l'étude de la performance à long terme du

renforcement est une avenue de recherche très pertinente. Il serait également intéressant d'étudier le comportement des poutres renforcées sous des charges cycliques (fatigue) qui sont des conditions de service courantes pour les ponts.

- Renforcement de poutres avec fissures préexistantes dues à des phénomènes de dégradation du béton : Au-delà des fissures causées par le chargement, il est pertinent d'étudier l'efficacité du renforcement ETS sur des poutres dont le béton a déjà été fissuré par d'autres phénomènes, comme la réaction alcali-granulat (RAG). Ces fissures, dues à une dégradation chimique du béton, peuvent affaiblir la capacité structurale des poutres et compliquer l'adhésion des barres de renforcement. Une recherche sur cette piste permettrait d'évaluer l'impact de ces types de fissures sur la performance et la durabilité du renforcement ETS, et d'adapter le processus de mise en œuvre pour garantir une réparation efficace de ces structures endommagées.

Liste de références

- Ahmed Ehab, A., El-Salakawy Ehab, F., & Benmokrane, B. (2008). Tensile Capacity of GFRP Postinstalled Adhesive Anchors in Concrete. *Journal of Composites for Construction*, 12(6), 596-607. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:6\(596\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:6(596))
- Angelakos, D., E. C. Bentz et M. P. Collins. (2001). Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members. *ACI Structural Journal* 98: 290-300.
- Bažant, Z. P., & Kazemi, M., T. (1991). Size Effect on Diagonal Shear Failure of Beams Without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 88(3), 268-276. <https://doi.org/10.14359/3097>
- Bedard. (2019). *Renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses en béton armé en conditions de service* [Thesis, Université Laval]. Québec, QC..
- Bentz, E., & Buckley, S. (2005). Repeating a Classic Set of Experiments on Size Effect in Shear of Members without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 102(6). <https://doi.org/10.14359/14791>
- Bentz, E. C., & Collins, M. P. (2018). The toronto size effect series. *ACI Special Publication*, 328, 2.1 - 2.12.
- Breveglieri, M., Aprile, A., & Barros, J. A. O. (2014). Shear strengthening of reinforced concrete beams strengthened using embedded through section steel bars. *Engineering Structures*, 81, 76-87. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.026>
- Carrasco, C. H., Farré, A. G., Gonzalez-Libreros, J., Wang, C., Carolin, A., Kjellman, J., & Sas, G. (2024). Shear strengthening of a concrete trough bridge using embedded through-section (ETS) FRP bars. *ce/papers*, 6(5), 1006-1013. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/cepa.2743>
- Cavagnis, F., Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2017). An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements. *Structural Concrete*, 19(1), 49-64. <https://doi.org/10.1002/suco.201700145>
- Chaallal, O., Mofidi, A., Benmokrane, B., & Neale, K. (2011). Embedded Through-Section FRP Rod Method for Shear Strengthening of RC Beams: Performance and Comparison with Existing Techniques. *Journal of Composites for Construction*, 15(3), 374-383. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000174](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000174)
- Collins, & al. (2008). Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures. *ACI Structural Journal* 105(5): 590-6.
- Collins, M. P., & Mitchell, D. (1991). *Prestressed-Concrete-Structure*. Prentice-Hall.
- Cook, & al. (2001). Factors influencing bond strength of adhesive anchors. *ACI Structural Journal*, 98, 76-86.
- Cook, R. A., & Konz, R. C. (2001). Factors influencing bond strength of adhesive anchors. *Structural Journal*, 98(1), 76-86.
- Cosenza, E., Manfredi, G., & Realfonzo, R. (1997). Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete. *Journal of Composites for Construction*, 1(2), 40-51. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(1997\)1:2\(40\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(1997)1:2(40))

- CSA-S6. (2025). Code canadien sur le calcul des ponts routiers. In. Mississauga, ON: Canadien Standard Association.
- Cusson, B. (2012). *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement* Université Laval, Québec].
- Dalfre, G., Barros, J., & Machado, D. (2018). Steel bar - concrete bond behavior in the context of the ETS shear strengthening technique for RC beams. *Proc: 53° Brazilian conference on concret - IBRACON, Florianopolis*.
- Dias, S., & Barros, J. (2005). Shear Strengthening of RC Beams with Near-Surface-Mounted CFRP Laminates. *ACI Symposium Publication*, 230.
<https://doi.org/https://doi.org/10.14359/14868>
- Dutta, B., Nath Nayak, A., Dirar, S., Nanda, B., & Theofanous, M. (2023). Shear strengthening of continuous RC T-beams with deep embedded CFRP and steel bars: A numerical study. *Structures*, 52, 187-204. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.03.157>
- Eligehausen, Popov, & Bertero. (1982). Local Bond stress slip relationship of deformed bars under generalized excitations. , USA: *Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley*;
- Evan, C. B. (2005). Empirical Modeling of Reinforced Concrete Shear Strength Size Effect for Members without Stirrups. *ACI Structural Journal*, 102(2).
- Fenwick, R. C. P., T (1968). Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. *Journal of the Structural Division*, 94(10).
<https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002092>
- Fiest, M., Bastien, J., et Mitchell, D. *Experimental and Analytical Studies of Strengthening using Drilled-in Bonded Reinforcement*, 12.
- Fiset, M. (2019). *Étude du comportement des éléments en béton armé post-renforcés à l'effort tranchant* (Publication Number 35571) [Thesis, Université Laval]. Québec, QC. .
- Fiset, M., Bastien, J., & Mitchell, D. (2022). Design of concrete members strengthened in shear with vertical bonded bars. *11th International Conference on Short and Medium Span Bridges*.
- Fiset, M., Bastien, J., & Mitchell, D. (2023). Shear design of RC members strengthened with steel reinforcing bars embedded through section. *Engineering Structures*, 285.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116050>
- Fiset, M., Bastien, J., Mitchell, D. . (2014). Drilled-in shear reinforcement for concrete thick slabs: modelling aspects. *Research Centre on Concrete Infrastructure (CRIB)*, 481-487.
- Fiset, M., Villemure, F.-A., Bastien, J., & Mitchell, D. (2020). Behavior of Post-Installed Bonded Bars as Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 117(4), 159-168.
<https://doi.org/10.14359/51723522>
- Hellberg, A., & Eryd, V. (2018). *Shear strengthening of existing Concrete slabs* (Publication Number ACEX30-18-11) Chalmers University of Technology, Sweden.
- Ince, R., Yalcin, E., & Arslan, A. (2007). Size-dependent response of dowel action in R.C. members. *Engineering Structures*, 29(6), 955-961.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.07.006>

- Joanis, M., Michaud, P., Lévesque, L., Brasseur, J., & Winstel, Q. (2023). *Plan Québécois Des Infrastructures: Comparaison interprovinciale et soutenabilité*.
- Kani. (1967). How Safe are Our Large Reinforced Concrete Beams? *ACI Journal Proceedings*, 64(3). <https://doi.org/10.14359/7549>
- Kuchma, D. A., & Collins, M. P. (1998). Advances in understanding shear performance of concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1(4), 360-369. <https://doi.org/10.1002/pse.2260010404>
- Kunz, J., Fernández Ruiz, M., & Muttoni, A. (2013). *Enhanced safety with post-installed shear reinforcement* fib Symposium, Tel-Aviv, Israel.
- Lettow, S. (2006). *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße [Bond element for nonlinear finite element analysis - application to lap splices]* (Publication Number 261689576) [Thesis, University of Stuttgart]. Stuttgart.
- Lorenzis, & al. (2001). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods. *ACI Structural Journal* 98(1): 60-68.
- Mahrenholtz, C. (2012). *Seismic Bond Model for Concrete Reinforcement and the Application to Column-to-Foundation Connections* [Thesis, Universität Stuttgart]. Stuttgart.
- Massicotte. (2013). *Calcul des structures en béton armé: Concepts de Base (d. Vinci, Ed. Vol. 1). da Vinci*.
- Ministère des Transports du Québec. (2023). *Inventaire et inspection des structures*. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/structures/Pages/inventaires-structures.aspx>
- Mofidi, A., Chaallal, O., Benmokrane, B., & Neale, K. (2012). Experimental Tests and Design Model for RC Beams Strengthened in Shear Using the Embedded Through-Section FRP Method. *Journal of Composites for Construction*, 16(5), 540-550. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)cc.1943-5614.0000292](https://doi.org/10.1061/(asce)cc.1943-5614.0000292)
- Monney, F. (2022). *Revisiting Detailing Rules for Bending Bars, Anchorage and Minimum Shear Reinforcement in Concrete Structures*
- Muttoni, & Fernandez-Ruiz. (2008). Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. *ACI Structural Journal*, 105(2). <https://doi.org/10.14359/19731>
- Provencher, P. (2011). *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement* (Publication Number 27915) Université Laval, Québec].
- Rahal, K. N., & Collins, M. P. (1999). Background to the general method of shear design in the 1994 CSA-A23.3 standard. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26(6), 827-839. <https://doi.org/10.1139/l99-050>
- Raicic, V., Tim, I., Darby, A., Mark, E., & Orr, J. (2017). *Effectiveness of the Deep Embedment (DE) Technique for Shear Strengthening of Reinforced Concrete Continuous T-beams* 8th International Conference on Advanced Composites in Construction (ACIC 2017), Sheffield, United Kingdom.

- Ruiz, M. F., Muttoni, A., & Gambarova, P. G. (2007). Analytical Modeling of the Pre- and Postyield Behavior of Bond in Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 133(10), 1364-1372. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:10\(1364\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:10(1364))
- Sagaseta, J., & Vollum, R. L. (2011). Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research*, 63(2), 119-137. <https://doi.org/10.1680/mac.9.00191>
- Sherwood, E., Bentz, E., & Collins, M. P. (2007). Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. *ACI Structural Journal*, 104, 180-190.
- Sherwood, E. G., Lubell, A. S., Bentz, E. C., & Collins, M. R. (2006). One-Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams. *ACI Structural Journal*, 103(6), 794-802.
- Thivierge, S. (2015). *Renforcement de poutres de béton armé en cisaillement à l'aide de matériaux composites : étude comparative* École de technologie supérieure.
- Van Hong Bui, L., Stitmannathum, B., & Ueda, T. (2020). Experimental Investigation of Concrete Beams Strengthened with Embedded Through-Section Steel and FRP Bars [Article]. *Journal of Composites for Construction*, 24(5), 1-14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001055](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001055)
- Vecchio, & Collins. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal Proceedings*, 83(2). <https://doi.org/10.14359/10416>
- Vecchio, F. J. (2000a). Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(9), 1070-1077.
- Vecchio, F. J. (2000b). Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Toward a Unified Approach. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, Numéro 10, 1070-1079.
- Vecchio, F. J. (2001). Non-Linear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete: at the Crossroads. *Structural Concrete*, 2(4), 201-212.
- Villemure, F.-A., Fiset, M., Bastien, J., Mitchell, D., & Fournier, B. (2019). Behavior of Bonded Bars Post-Installed in Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction. *ACI Materials Journal*, 116(6), 179-191.
- Villemure, F.-A., Fiset, M., Bastien, J., Mitchell, D., Fournier, B., & Bissonnette, B. (2016). *Study of Bond Between Epoxy, Steel Reinforcing Bars and Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction* 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, São Paulo.
- Walraven. (1980). *AGGREGATE INTERLOCK: A theoretical and experimental analysis* (Publication Number 16284187) Delft University].
- Wong, & al. (2013). *VecTor2 and FormWorks User's Manual second edition*
- Yang, K.-H., Chung, H.-S., Lee, E.-T., & Eun, H.-C. (2003). Shear characteristics of high-strength concrete deep beams without shear reinforcements. *Engineering Structures*, 25(10), 1343-1352. [https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296\(03\)00110-X](https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/S0141-0296(03)00110-X)
- Yang, K. H., Sim, J. I., Choi, B. J., & Lee, E. T. (2011). Effect of Aggregate Size on Shear Behavior of Lightweight Concrete Continuous Slender Beams [Article]. *Acı Materials Journal*, 108(5), 501-509.

Z.Benzeguir. (2021). *Comportement des poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant à l'aide de matériaux composites : Effet d'échelle* École de technologie supérieure].

Annexe 1

Tableau 1 : Résistance ultime à l'effort tranchant en fonction des niveaux renforcement

V_{renf} , module d'élasticité E et flèche ultime Δ_u avec des liaisons rigides.

V_{renf}/V_0	Module d'élasticité E (GPa)	Résistance ultime à l'effort tranchant V_u (kN)	V_r/V_0	Flèche à l'effort tranchant ultime Δ_u (mm)
0	10	572	1,31	11,9
	50	685	1,57	12,6
	100	708	1,62	12,6
	150	714	1,63	12,6
	200	701	1,60	12,5
0,2	10	563	1,29	11,9
	50	683	1,56	13,5
	100	707	1,62	12,6
	150	705	1,61	12,5
	200	721	1,65	12,7
0,4	10	542	1,24	10,9
	50	678	1,55	12,5
	100	706	1,61	12,5
	150	711	1,63	12,5
	200	716	1,64	12,7
0,6	10	575	1,32	11,5
	50	682	1,56	12,6
	100	708	1,62	12,8
	150	720	1,65	12,7
	200	716	1,64	12,4
0,8	10	548	1,25	10,4
	50	702	1,61	12,6
	100	703	1,61	12,7
	150	713	1,63	12,7
	200	719	1,64	12,6
0,9	10	549	1,26	10,6
	50	706	1,62	12,9
	100	691	1,58	14,5
	150	714	1,63	12,6
	200	721	1,65	12,6
0,97	10	554	1,27	11,8
	50	705	1,60	12,8
	100	709	1,62	12,9
	150	715	1,64	12,9
	200	713	1,63	12,6

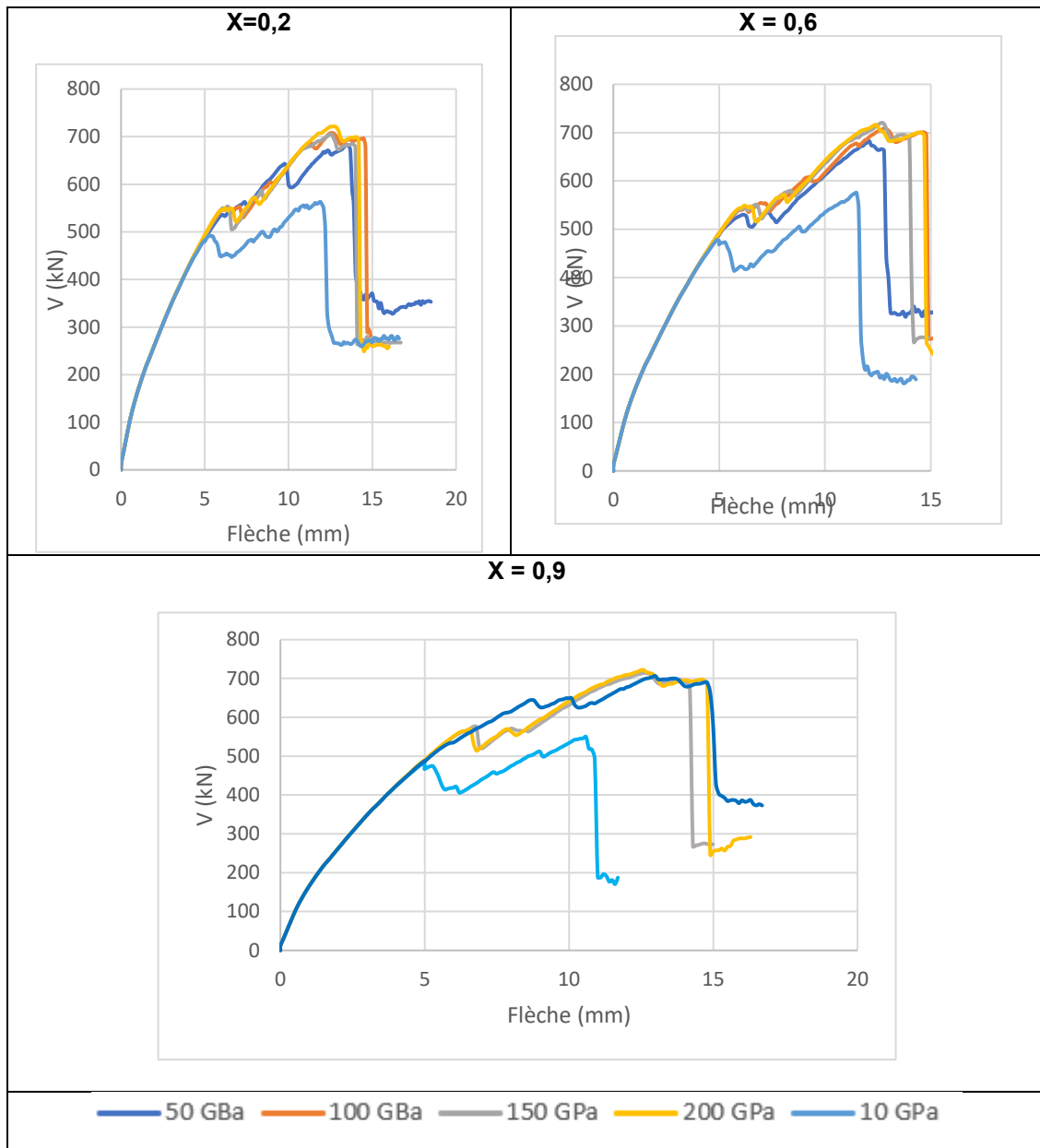


Figure 1: Effort tranchant versus flèche du modèle de la poutre avec barres ETS liées de façon rigide, V , selon la rigidité des barres ETS et selon différents niveaux de précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$

Annexe 2

Tableau 2 : Résistance ultime à l'effort tranchant en fonction des niveaux renforcement

V_{renf} , module d'élasticité E et flèche ultime Δ_u avec des liaisons déformables.

V_{renf}/V_0	Module d'élasticité E (GPa)	Résistance ultime à l'effort tranchant V_u (kN)	V_r/V_0	Flèche à l'effort tranchant ultime Δ_u (mm)
0	10	585	1,34	12,2
	50	616	1,41	10,8
	100	630	1,44	10,2
	150	650	1,49	10
	200	617	1,41	8,0
0,2	10	554	1,27	12,89
	50	642	1,47	11,8
	100	673	1,54	13,9
	150	599	1,37	7,5
	200	605	1,38	7,6
0,4	10	568	1,3	11,9
	50	590	1,35	10,7
	100	662	1,52	11,5
	150	679	1,56	12,8
	200	686	1,57	11,8
0,6	10	544	1,24	11
	50	600	1,37	10,6
	100	685	1,57	10,5
	150	656	1,5	10,9
	200	588	1,34	8,9
0,8	10	578	1,32	12,4
	50	643	1,47	12,3
	100	641	1,47	10
	150	649	1,48	12,5
	200	635	1,45	10,6
0,9	10	575	1,31	12,5
	50	663	1,52	12,6
	100	636	1,45	12,3
	150	628	1,44	12,1
	200	638	1,46	11,3
0,97	10	505	1,15	9,7
	50	606	1,38	11,5
	100	634	1,45	12,1
	150	625	1,43	12,2
	200	643	1,47	12,1

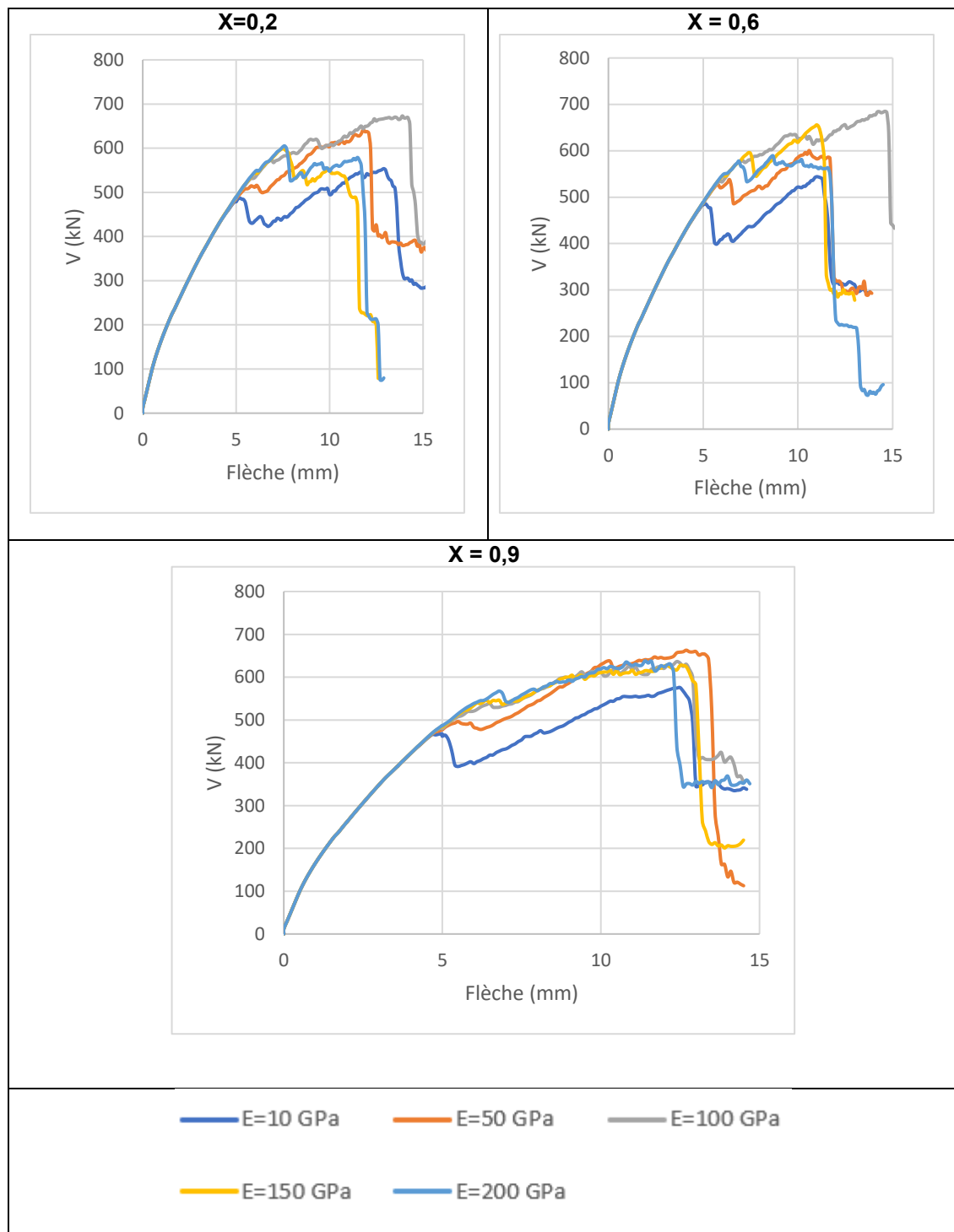


Figure 2: Effort tranchant versus flèche du modèle de la poutre avec barres ETS liées de façon déformable, V , selon la rigidité des barres ETS et selon différents niveaux de précharge $X = V_{\text{renf}} / V_0$