



Renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses en béton armé en conditions de service

Mémoire

Frédéric Bédard

Maîtrise en génie civil - avec mémoire
Maître ès sciences (M. Sc.)

Québec, Canada

Renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses en béton armé en conditions de service

Mémoire

Frédéric Bédard

Sous la direction de :

Josée Bastien, directrice de recherche

Denis Mitchell, codirecteur de recherche

Résumé

Avec l'évolution des normes de conception à l'effort tranchant, les sollicitations grandissantes sur les infrastructures et la dégradation des matériaux face aux conditions environnementales, quantité d'infrastructures sont appelées à être réhabilitées afin d'offrir une marge de sécurité suffisante. Le renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses avec barres ancrées à l'aide d'époxy, qui se veut une méthode prometteuse de réhabilitation des structures, a été étudié dans la dernière décennie. Dans la pratique, compte-tenu des efforts importants qui sollicitent parfois les dalles au moment de l'installation du renforcement, il est sensé de croire que l'efficacité de ce dernier puisse être diminuée par les déformations et la fissuration présentes dans la dalle. Afin d'investiguer l'effet de l'intensité de l'effort tranchant au moment d'un renforcement avec barres transversales ancrées sur la performance structurale d'une dalle post-renforcée, une étude expérimentale et numérique a été réalisée.

Dans le volet expérimental, cinq (5) tranches de dalle épaisses ont été fabriquées. Les dalles ont été testées par flexion trois-points en induisant divers niveaux d'effort tranchant dans les dalles au moment de procéder au renforcement. Suite au renforcement, le chargement des dalles s'est poursuivi jusqu'à l'atteinte de leur capacité ultime à l'effort tranchant. Dans le volet numérique, un modèle numérique d'abord été développé au moyen du logiciel *VecTor^{MD}* afin de représenter le comportement des dalles testées expérimentalement. L'effet de l'effort tranchant au moment du renforcement et de l'élançement sur la performance de dalles post-renforcées a été investigué à travers une étude paramétrique.

Il en ressort qu'en présence de charges de service usuelles, le renforcement à l'effort tranchant d'une dalle épaisse avec barres ancrées offre un gain de résistance considérable, comparable à ce qui est obtenu lors du renforcement d'une dalle non-chargée. Toutefois, la contribution des barres transversales et du béton à la résistance ultime est modifiée, pour une dalle renforcée à des charges significativement élevées.

Abstract

With improved design standards, increasing demands on infrastructure and material degradation in the face of environmental conditions, many infrastructures need to be improved to provide sufficient safety margin. The shear strengthening of thick concrete slabs with epoxy-anchored bars, which is a promising method for structural improvement, has been studied in the last decade. In practice, given the significant loads that slabs may bear at the time of strengthening, it is reasonable to believe that the effectiveness of the latter may be reduced by the deformation and cracking present in the slab. In order to investigate the effect of the shear load at the time of strengthening with anchored transverse bars on the structural performance of a post-strengthened slab, an experimental and numerical study has been carried out.

For the experimental part, five (5) slices of thick slab were fabricated. The slabs were tested by a three-point bending test where shear load levels were induced in the slabs at the time of strengthening. Following strengthening, the slabs were loaded up to shear failure. For the numerical study, a finite element model was first developed using the *VecTorTM* software to represent the behavior of the experimentally tested slabs. The effect of shear load at the time of strengthening and slenderness on post-strengthened slab performance was investigated through a parametric study.

The results show that in the presence of usual service loads, the shear strengthening of thick slabs with anchored bars offers a considerable resistance gain, similar to that executed on an unloaded slab. However, for slabs strengthened at sufficiently high loads, the contribution to the ultimate strength of transverse bars and concrete is rearranged.

Table des matières

Résumé	iii
Abstract.....	iv
Table des matières	v
Liste des tableaux	xii
Liste des figures.....	xvi
Liste des symboles.....	xxvi
Remerciements	xxviii
1. Introduction	1
1.1. Mise en contexte	1
1.2. Objectif	3
1.3. Structure du document	4
2. Revue de littérature.....	5
2.1. Mécanismes de transfert de l'effort tranchant dans le béton armé	5
2.1.1. Béton non-fissuré dans la zone comprimée.....	6
2.1.2. Enchevêtrement des granulats.....	6
2.1.3. Effet goujon des barres longitudinales	6
2.1.4. Effet d'arche.....	7
2.1.5. Armature transversale	7
2.2. Facteurs influençant les mécanismes de résistance à l'effort tranchant	8
2.2.1. Résistance à la compression et à la traction du béton	8
2.2.2. Granulats	9
2.2.3. Armature longitudinale	10
2.2.4. Portée en cisaillement.....	10
2.2.5. Profondeur effective et effet d'échelle	11
2.3. Méthode de calcul de la norme CAN/CSA S6-14.....	12
2.3.1. Méthode générale	14
2.3.2. Méthode simplifiée.....	15
2.4. Comportement des ancrages post-installés dans le béton.....	15
2.4.1. Description de la méthode de renforcement à l'effort tranchant avec agent adhésif	16
2.4.2. Activation du renforcement à l'effort tranchant.....	17
2.4.3. Ancrages de barres post-installées	17
2.4.4. Facteurs influençant la capacité de l'ancrage.....	19

2.5. Programme d'étude sur le renforcement à l'effort tranchant dans les dalles épaisses .	20
2.5.1. Renforcement des dalles épaisses en cisaillement, Provencher (2011)	21
2.5.2. Renforcement des dalles épaisses en cisaillement, Cusson (2012).....	22
2.5.3. Adhérence des ancrages époxydiques de barres d'armature dans du béton affecté de la réaction alcali-silice (Villemure et coll., 2015, 2016)	24
2.5.4. Renforcement des structures en béton armé face à l'effort tranchant : étude numérique et expérimentale (Fiset et coll., 2014, 2016).....	27
2.6. Modélisation numérique pour le renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses	30
2.7. Autres études sur le renforcement à l'effort tranchant d'éléments en béton armé ...	31
2.7.1. Avancement de la recherche sur le renforcement à l'effort tranchant des éléments de béton armé.....	31
2.7.2. Renforcement post-rupture avec injection de résine et autres techniques, Collins et Ropper (1990).....	32
2.7.3. Adhérence d'ancrages avec résine époxydique dans le béton fissuré, Eligehausen et coll. (2006a).....	34
2.7.4. Renforcement de dalles contre le poinçonnement en cisaillement au moyen de renforcements adhésifs post-installés, Fernández Ruiz et coll. (2010).....	35
2.7.5. Renforcement externe par post-tension, réparation en présence d'une fissure de cisaillement, Suntharavadivel (2010)	37
2.8. Objectif général de la présente étude.....	38
3. Méthodologie expérimentale	40
3.1. Conception des spécimens	40
3.1.1. Dalles sans armature transversale	40
3.1.2. Dalles post-renforcées	41
3.2. Propriétés des matériaux.....	43
3.2.1. Propriétés du béton.....	43
3.2.2. Propriétés de l'acier.....	43
3.2.3. Adhésif époxydique <i>Hilti</i> RE-500-V3.....	43
3.3. Fabrication des dalles	44
3.3.1. Modification des coffrages.....	44
3.3.2. Construction des coffrages	44
3.3.3. Assemblage des cages d'armature.....	45
3.3.4. Coulée du béton.....	46
3.3.5. Cure du béton	47
3.3.6. Perçage des dalles.....	47

3.4. Instrumentation de l'armature et des spécimens.....	49
3.4.1. Jauges de déformation sur l'armature	49
3.4.2. LVDT sur les spécimens	51
3.4.3. Positionnement et nomenclature	53
3.4.4. Acquisition des données.....	55
3.5. Procédure d'essai	55
3.5.1. Préparation des spécimens	57
3.5.2. Détermination de la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c	58
3.5.3. Renforcement externe post-rupture.....	59
3.5.4. Préchargement des dalles post-renforcées.....	60
3.5.5. Renforcement	61
3.5.6. Chargement à la rupture des dalles post-renforcées.....	63
3.6. Autopsie des barres transversales	63
4. Résultats expérimentaux.....	65
4.1. Propriétés des matériaux.....	65
4.1.1. Nomenclature des dalles selon la gâchée de béton	65
4.1.2. Propriétés du béton frais.....	66
4.1.3. Propriétés du béton durci.....	66
4.1.4. Propriétés de l'acier.....	67
4.2. Niveau de chargement lors du renforcement à l'effort tranchant	68
4.2.1. Sélection des cas de renforcement	68
4.2.2. Nomenclature des dalles selon les niveaux de chargement lors du renforcement à l'effort tranchant.....	69
4.3. Comportement de la dalle non renforcée PA1-NR.....	70
4.3.1. Courbes de chargement et résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c	70
4.3.2. Fissuration et mode de rupture	71
4.3.3. Calcul de la résistance offerte par le béton seul (V_c) par la méthode CSA S6-14.....	72
4.3.4. Déformation des barres d'armature longitudinale et ouverture verticale totale des fissures	73
4.4. Calcul de l'effort tranchant au renforcement V_{renf}	75
4.5. Comportement des dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm	78

4.5.1.	Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement.....	78
4.5.2.	Fissuration et mode de rupture	81
4.5.3.	Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r selon la méthode CSA S6-14.....	83
4.5.4.	Déformation des barres d'armature longitudinale et des barres transversales de renforcement et ouverture verticale totale des fissures	84
4.5.5.	Autopsie des barres transversales.....	90
4.6.	Comportement des dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm	91
4.6.1.	Rechargement de la dalle PB1-R80	91
4.6.2.	Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement.....	93
4.6.3.	Fissuration et mode de rupture	95
4.6.4.	Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r par la méthode générale CSA S6-14	97
4.6.5.	Déformation des barres d'armature longitudinale et des barres de renforcement et ouverture verticale totale des fissures	99
4.6.6.	Autopsie des barres transversales.....	106
4.7.	Discussion.....	107
5.	Modélisation numérique.....	110
5.1.	Stratégie de modélisation pour un post-renforcement adhérent dans une dalle chargée.....	110
5.2.	Modèle numérique des éléments testés expérimentalement.....	111
5.2.1.	Structure globale et conditions d'appuis	111
5.2.2.	Armature, renforcements et adhérence.....	112
5.2.3.	Propriétés des matériaux	115
5.2.4.	Chargement	117
5.3.	Lois de comportement	118
5.3.1.	Comportement du béton	118
5.3.2.	Comportement de l'acier d'armature	120
5.3.3.	Comportement de l'adhérence	121
5.4.	Analyse numérique d'une dalle non-renforcée et évaluation de l'effort tranchant au renforcement V_{renf} des dalles à renforcer	123
5.4.1.	Nomenclature des analyses	123
5.4.2.	Courbes de chargement et résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c	124

5.4.3.	Fissuration	125
5.4.4.	Déformation des barres d'armature longitudinales et ouverture verticale totale de fissures	126
5.4.5.	Détermination des cas de renforcement	128
5.5.	Analyse numérique de dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm	130
5.5.1.	Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement.....	130
5.5.2.	Fissuration	133
5.5.3.	Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r selon la méthode CSA S6-14.....	134
5.5.4.	Déformation des barres d'armature longitudinale.....	135
5.5.5.	Déformation des barres transversales de renforcement et ouverture verticale totale de fissures	138
5.6.	Analyse numérique de dalles post-renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm	143
5.6.1.	Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement.....	143
5.6.2.	Fissuration	145
5.6.3.	Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r selon la méthode CSA S6-14.....	147
5.6.4.	Déformation des barres d'armature longitudinales	148
5.6.5.	Déformation des barres de renforcement et ouverture verticale totale de fissures.....	151
5.7.	Évaluation des mécanismes de résistance à l'effort tranchant.....	156
5.7.1.	Contribution des barres transversales de renforcement V_s	157
5.7.2.	Contribution du béton V_b et cisaillement en zone comprimée non-fissurée V_{bnf}	160
5.8.	Discussion.....	164
6.	Analyse paramétrique	168
6.1.	Dalles post-renforcées telles que testées expérimentalement avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm	168
6.1.1.	Résistance à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}	168
6.1.2.	Fissuration	171
6.1.3.	Déformations et contraintes dans les barres de renforcement.....	174
6.1.4.	Contribution des barres transversales de renforcement à la résistance à l'effort tranchant	178

6.1.5.	Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant	179
6.2.	Dalles post-renforcées telles que testées expérimentalement avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm	183
6.2.1.	Résistance à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}	183
6.2.2.	Fissuration	185
6.2.3.	Déformations et contraintes dans les barres transversales de renforcement .	189
6.2.4.	Contribution des barres transversales de renforcement à la résistance ultime à l'effort tranchant.....	192
6.2.5.	Contribution du béton à la résistance ultime à l'effort tranchant	193
6.3.	Dalles post-renforcées telles que testées dans l'étude de Cusson (2012).....	198
6.3.1.	Présentation du modèle numérique	198
6.3.2.	Résistance de la dalle sans armature transversale V_c	199
6.3.3.	Résistance ultime à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}	200
6.3.4.	Fissuration	203
6.3.5.	Déformations et contraintes dans les barres de renforcement.....	206
6.3.6.	Contribution des barres transversales et du béton à la résistance à l'effort tranchant	209
6.4.	Dalle grandement élancée.....	211
6.4.1.	Présentation du modèle numérique	211
6.4.2.	Résistance de la dalle sans armature transversale V_c	213
6.4.3.	Résistance à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}	213
6.4.4.	Fissuration	215
6.4.5.	Déformations et contraintes dans les barres de renforcement.....	217
6.4.6.	Influence de l'aire transversale d'acier de renforcements A_v sur la résistance ultime à l'effort tranchant V_r	220
6.5.	Contribution à la résistance ultime des mécanismes de résistance à l'effort tranchant	223
6.5.1.	Déformation et ouverture de fissure initiale locale au renforcement	223
6.5.2.	Propagation de fissure et effet de couture	225
6.5.3.	Angle du champ de compression	226
6.6.	Discussion.....	227
7.	Conclusion	230
7.1.	Résumé du projet	230

7.2. Conclusions issues des essais expérimentaux conjugués aux modèles numériques homologues.....	231
7.3. Conclusions issues de l'étude paramétrique	232
7.4. Conclusions générales	233
7.5. Recommandations / Travaux à venir	234
8. Bibliographie	236
ANNEXES	240
Annexe A : Calcul de la résistance ultime à l'effort tranchant selon la norme canadienne CSA S6-14.....	241
Annexe B : Formules de béton	243
Annexe C : Analyses chimiques des barres d'armature	246
Annexe D : Fiche technique de l'adhésif époxydique.....	249
Annexe E : Plan des coffrages.....	259
Annexe F : Calcul des surfaces d'appui	261
Annexe G : Détail de dimensionnement des étriers externes	263
Annexe H : Courbes de chargement des essais de traction sur barres de renforcement 15M	265
Annexe I : Patrons de fissuration des dalles testées expérimentalement.....	267
Annexe J : Déformation des barres d'armature longitudinale dans les dalles testées expérimentalement.....	273
Annexe K : Déformation des barres transversales de renforcement et ouverture verticale totale de fissures dans les dalles testées expérimentalement.....	278
Annexe L : Schémas d'autopsie des dalles expérimentales	287
Annexe M : Calcul de la longueur de développement l_d dans les barres ancrées.....	289
Annexe N : Déformation des barres d'armature longitudinale dans les dalles modélisées numériquement	291
Annexe O : Déformation des barres transversales de renforcement et ouverture verticale totale de fissures dans les dalles modélisées numériquement	294

Liste des tableaux

Tableau 2-1. Facteurs influençant l'adhérence selon les études de Cook et Konz (2001) et Eligehausen et coll. (2006a)	19
Tableau 2-2. Définition et valeur des variables des équations (2-8) à (2-11)	27
Tableau 2-3. Lois de comportement intégrées aux modèles numériques développés par Fiset et coll. (2014).....	28
Tableau 2-4. Résumé de l'avancement de la recherche sur le renforcement à l'effort tranchant et le cisaillement dans le béton armé	32
Tableau 3-1. Dimension des spécimens	40
Tableau 3-2. Espacements longitudinaux des renforcements.....	41
Tableau 3-3. Spécifications du béton commandé pour la fabrication des spécimens	43
Tableau 3-4. Nomenclature des gâchées de béton et conditions de coulée	46
Tableau 3-5. Séquence de perçage et équipement utilisé	48
Tableau 3-6. Dimension des plaques d'appuis et de charge ; comparatif entre les projets de renforcement à l'effort tranchant	57
Tableau 4-1. Nomenclature employée des spécimens selon la gâchée de béton employée .	66
Tableau 4-2. Propriétés du béton frais pour chaque gâchée	66
Tableau 4-3. Propriétés mécaniques du béton durci.....	67
Tableau 4-4. Propriétés mécaniques de l'acier des barres de renforcement	68
Tableau 4-5. Effort tranchant au renforcement V_{renf} sélectionné pour les dalles à renforcer	69
Tableau 4-6. Nomenclature des spécimens selon la gâchée de béton employée.....	70
Tableau 4-7. Sommaire des résultats expérimentaux pour essai sur la dalle non-renforcée PA1-NR et moyenne des résultats	71
Tableau 4-8. Angles de fissuration de la fissure de cisaillement mesurés à mi-hauteur pour les essais sur la dalle PA1-NR.....	72
Tableau 4-9. Sommaire des résultats pour essai sur la dalle non renforcée PA1-NR et comparaison avec les calculs basés sur la norme CSA S6-14.....	73
Tableau 4-10. Ajustement de la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c obtenue expérimentalement en fonction de la résistance en compression du béton f_c des dalles à renforcer	76
Tableau 4-11. Effort tranchant au renforcement V_{renf} et flèche au renforcement Δ_{renf} pour chaque dalle renforcée et comparaison avec les valeurs estimées.....	77
Tableau 4-12. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance et flèche à la rupture Δ_{ult} pour les dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm	80

Tableau 4-13. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r calculé selon la norme CSA S6-14 et selon les essais expérimentaux pour chaque dalle renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm.	83
Tableau 4-14. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance et flèche à la rupture Δ_{ult} pour les dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm. Résultats pour $s_v = 413$ mm montrés en guise de référence	95
Tableau 4-15. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r basée sur la norme CSA S6-14 et sur les essais expérimentaux pour chaque dalle renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm.	98
Tableau 5-1. Propriétés mécaniques spécifiées aux éléments béton dans le modèle numérique	115
Tableau 5-2. Propriétés de l'acier d'armature incorporées au modèle numérique	116
Tableau 5-3. Incrément de déplacement de tête de charge	117
Tableau 5-4. Lois de comportement du béton intégrées dans le modèle numérique.....	120
Tableau 5-5. Valeurs des points de changement de pente de la fonction adhérence-glissement représentant le comportement de l'adhérence dans le modèle numérique.....	123
Tableau 5-6. Nomenclature des analyses présentées dans ce chapitre	124
Tableau 5-7. Sommaire des résultats de l'analyse par éléments finis PEF-NR et comparaison avec les essais expérimentaux sur la dalle PA1-NR et le calcul de la norme CSA S6-14.....	125
Tableau 5-8. Effort tranchant au renforcement V_{renf} et flèche au renforcement dans le modèle numérique PEF-NR et comparaison avec les valeurs expérimentales moyennes .	130
Tableau 5-9. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance, flèche à la rupture et écart avec les valeurs expérimentales moyennes pour les dalles post-renforcées modélisées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm	133
Tableau 5-10. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r calculé par la norme CSA S6-14 et écart avec les analyses numériques pour chaque cas de renforcement avec un espacement s_v de 413 mm.	135
Tableau 5-11. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance, flèche à la rupture et écart avec les valeurs expérimentales moyennes pour les dalles post-renforcées modélisées avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm	145
Tableau 5-12. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r calculé par la norme CSA S6-14 et écart avec les analyses numériques pour chaque cas de renforcement avec un espacement s_v de 375 mm.	147
Tableau 5-13. Contraintes σ_{sv} maximale et forces de traction T_{sv} dans chaque rang de renforcement contributif à la résistance à l'effort tranchant V_s à la rupture pour les quatre (4) analyses numériques de dalle post-renforcée sous charge.....	159
Tableau 5-14. Contribution à la résistance à l'effort tranchant des renforcements V_s et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles modélisées.....	160

Tableau 5-15. Contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant.....	161
Tableau 5-16. Contribution à la résistance à l'effort tranchant du béton dans la zone comprimée V_{bnf} et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles modélisées.....	163
Tableau 6-1. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche l'effort tranchant ultime Δ_{ult} pour les dalles PEF post-renforcées selon $s_v = 413$ mm.....	170
Tableau 6-2. Contrainte σ_{sv} maximale et déformation ε_{sv} au droit de la fissure critique de cisaillement à un effort tranchant V à ou près de la rupture pour chaque niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}	175
Tableau 6-3. Contribution à la résistance à l'effort tranchant du béton dans la zone comprimée non-fissurée V_{bnf} et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles modélisées.....	182
Tableau 6-4. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche l'effort tranchant ultime Δ_{ult} pour les dalles PEF post-renforcées selon $s_v = 375$ mm.....	185
Tableau 6-5. Contrainte σ_{sv} maximale et déformation ε_{sv} au droit de la fissure critique de cisaillement à l'effort tranchant ultime ($V = V_r$) pour chaque rapport V_{renf} / V_c analysé....	190
Tableau 6-6. Contribution à la résistance à l'effort tranchant ultime du béton dans la zone comprimée V_{bnf} et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles PEF post-renforcées.....	197
Tableau 6-7. Propriétés mécaniques spécifiées aux éléments béton dans le modèle numérique des dalles BC.....	199
Tableau 6-8. Propriétés de l'acier d'armature incorporées au modèle numérique des dalles BC.....	199
Tableau 6-9. Résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c issue de l'analyse par éléments finis BC-NR et du calcul normatif S6-14.....	200
Tableau 6-10. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche à l'ultime Δ_{ult} pour des barres de adhérentes de renforcement mises en place dans une dalle BC à un effort tranchant nul ($V_{renf} = 0$) selon l'analyse numérique du présent projet et des études antérieures.....	200
Tableau 6-11. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche à l'ultime Δ_{ult} pour les dalles BC.....	201
Tableau 6-12. Contribution à la résistance ultime à l'effort tranchant des barres transversales V_s et du béton V_b et comparaison avec la résistance ultime V_r de la dalle BC rpost-renforcée selon différents rapports V_{renf} / V_c	210
Tableau 6-13. Propriétés mécaniques spécifiées aux éléments béton dans le modèle numérique de l'élément LG.....	212
Tableau 6-14. Propriétés de l'acier d'armature incorporées au modèle numérique de l'élément LG.....	212

Tableau 6-15. Résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c issue de l'analyse par éléments finis BC-NR et du calcul normatif S6-14..... 213

Tableau 6-16. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche l'effort tranchant ultime Δ_{ult} pour l'élément élancé LG..... 214

Tableau 6-17. Aires d'armature transversale des renforcements analysées avec l'élément de type LG 221

Liste des figures

Figure 2-1. (a) Direction des efforts principaux de compression (lignes pleines) et de traction (lignes pointillées) pour un élément en flexion ; (b) Patron de fissuration en cisaillement typique (Massicotte, 2013).....	5
Figure 2-2. Enchevêtrement des granulats au droit d'une fissure de cisaillement (Vecchio et Collins, 1986)	6
Figure 2-3. Effet goujon dans une barre longitudinale (Ince et coll., 2007)	7
Figure 2-4. Transfert direct des efforts de compression entre les charges et les appuis par bielle de compression (zone ombragée) (tiré de Collins et coll., 2008)	7
Figure 2-5. Cheminement des efforts de compression dans une poutre en béton armé avec armature transversale (Massicotte, 2013).....	8
Figure 2-6. Courbe charge-flèche pour cinq poutres sans renforcement en cisaillement avec différentes résistances à la compression ($a/d = 2,9$) (Angelakos et coll., 2001)	9
Figure 2-7. Contrainte de cisaillement à la rupture en fonction de la taille maximale des granulats (Sherwood et coll., 2007).....	9
Figure 2-8. Influence du rapport portée de cisaillement sur profondeur (a/d) sur la contrainte de cisaillement maximale (Collins et coll., 2008)	11
Figure 2-9. Rapport portée de cisaillement-profondeur a/d et mode de rupture associé (Massicotte, 2013)	11
Figure 2-10. Contrainte de cisaillement à la rupture selon la profondeur d d'une poutre de béton. Adapté des essais de Kani (1967) (Kuchma et Collins, 1998)	12
Figure 2-11. Représentation des efforts au droit d'une fissure de cisaillement pris en compte dans le code de conception canadien (Bentz et Collins, 2006)	13
Figure 2-12. Procédure de renforcement à l'effort tranchant avec agent adhésif époxydique : a) perçage du béton, b) nettoyage avec brosse et air comprimé, c) injection de l'agent adhésif époxydique et d) insertion des barres de renforcement. (Tiré de Provencher, 2011)	16
Figure 2-13. Transmission des contraintes au droit d'une fissure de cisaillement (Fiest et coll., 2014).....	17
Figure 2-14. Modes de rupture d'ancrage adhésifs sous chargement en traction (Cook et coll., 1998) (tiré d'Eligehausen et coll., 2006a)	18
Figure 2-15. Représentation des forces locales aux interfaces acier-époxy et époxy-béton générant de l'adhérence. Tiré de (Eligehausen et coll., 2006b)	18
Figure 2-16. Vue en coupe et en élévation d'une dalle renforcée de 750 mm d'épaisseur. Tiré de Provencher (2011).....	21
Figure 2-17. (a) Extrémité de la barre R2WS de la dalle 3Ba et intérieur du trou de carottage ; (b) Plan de fissuration de la dalle 3Ba (Tiré de Provencher, 2011).....	22

Figure 2-18. Vue en élévation et en coupe de la dalle renforcée avec barres enduites d'adhésif époxydique. Tiré de Cusson (2012)	23
Figure 2-19. (a) Comparaison de la trajectoire de fissuration au droit des barres de renforcement pour les projets de Provencher (2011) et Cusson (2012) ; (b) Vue de la fissuration au droit des barres pour la Dalle #2 de Cusson (2012).....	24
Figure 2-20. Montage expérimental pour les essais d'arrachement selon ASTM E488-10 (Villemure et coll., 2016)	25
Figure 2-21. Contraintes et déformation (a) pour un élément de longueur dx et (b) le long d'une barre ancrée. Tiré de Villemure et coll. (2015)	26
Figure 2-22. Comparaison des courbes expérimentales et numériques de contrainte axiale dans l'acier d'ancrage σ_s en fonction du glissement en bout de barre s pour (a) le béton sain, et (b) pour le béton affecté de RAS	27
Figure 2-23. (a) Courbe adhérence-glissement expérimentale tirée de Villemure et coll. (2016) en comparaison avec des modèles d'adhérence acier-béton relevés dans la littérature. (b) Modèle tri-linéaire développé pour les renforcements à l'effort tranchant avec résine époxydique (Fiest et coll., 2014)	28
Figure 2-24. Comparaison des patrons de fissuration obtenus expérimentalement (haut) et numériquement (bas) pour des dalles tirées de Cusson (2012) : (a) Dalle armée d'étriers coulés en place et (b) dalle renforcée avec barres enduites d'adhésif époxydique. (Fiset et coll., 2014).....	29
Figure 2-25. Longueur de développement (l_d), longueur pleinement efficace (l_y) et limite de résistance en traction (f_{sv}) pouvant être développée dans la barre selon la localisation de la fissure principale de cisaillement. Tiré de (Fiset et coll., 2016).....	29
Figure 2-26. Gain de résistance des poutres réparées avec injection d'époxy en fonction du pourcentage de la charge d'apparition de fissure diagonale sans renforcement ($\%W_v$) en place lors du renforcement pour (a) les poutres de petite échelle et (b) les poutres de taille réaliste. (Tiré de Collins et Ropper, 1990)	33
Figure 2-27. (a) Courbes charge-déplacement pour des essais d'arrachement sur ancrages de type capsule dans du béton fissuré ($l_d = 110$ mm, $f_c = 25$ MPa, $\Delta w = 0,4$ mm) (Dieterle et Optiz, 1988) ; (b) Influence de l'ouverture de fissure sur la charge de traction ultime N_u d'ancrages adhésifs (Meszaros, 1999) ; (c) Déangement de l'adhérence béton-adhésif par une fissure (Eligehausen et coll, 2006a).....	35
Figure 2-28. (a) Méthode de renforcement avec adhésif époxydique ; (b) Disposition des renforcements au sein de la dalle. (Fernández Ruiz et coll., 2010).....	36
Figure 2-29. Calcul de la rupture selon la théorie de la fissure de cisaillement critique : (a) dalle sans renforcement à l'effort tranchant ; (b) contribution du renforcement à l'effort tranchant à la résistance au poinçonnement (renforcement d'une dalle non-chargé) ; (c) renforcement d'une dalle sujette à un chargement donné. (Fernández Ruiz et coll., 2010). 37	37
Figure 2-30. (a) Rupture d'un spécimen renforcé par précontrainte verticale et injection d'époxy (BEAM3) (Fissure initiale en trait discontinu) ; (b) Résultats expérimentaux de Suntharavadivel (2010).....	38

Figure 3-1. (a) Vue en élévation des spécimens non-renforcés ; (b) Coupe transversale typique des spécimens non-renforcés	41
Figure 3-2. (a) Disposition des renforcements transversaux (Vue de dessus de la dalle) ; (b) Vue longitudinale (face nord) d'une dalle post-renforcée et identification des rangs transversaux de renforcements ; (c) Coupe transversale typique d'un spécimen renforcé à l'effort tranchant	42
Figure 3-3. (a) Demi-longueurs de coffrages préassemblés en laboratoire ; (b) Coffrage assemblé à l'extérieur	45
Figure 3-4. (a) Cage d'armature longitudinale préassemblée en laboratoire ; (b) Insertion des cages d'armature dans les coffrages par des chariots élévateurs	46
Figure 3-5. (a) Boyau d'arrosage perforé installé sur jutes et recouvert d'une toile <i>UltraCure</i> ; (b) Bâche sur un coffrage ; (c) Enlèvement des coffrages à la fin de la cure ...	47
Figure 3-6. (a) Première partie de perçage avec couronne au diamant ; (b) Perçage complet des ouvertures avec mèche au carbure ; (c) Nettoyage des ouvertures avec air et brosse ; (d) Transport des dalles sur semi-remorque vers le laboratoire	49
Figure 3-7. Schéma de disposition des jauges de déformation sur les barres d'armature longitudinales et de renforcement (a) en vue longitudinale et (b) en coupe transversale	50
Figure 3-8. Étapes d'installation des jauges de déformation : (a) Ponçage et marquage, (b) Collage de la jauge, (c) Application d'enduit protecteur époxy, (d) Test de fonctionnement et (e) Application d'une gaine <i>shrink tube</i> sur les fils de barres d'armature longitudinale..	51
Figure 3-9. Schéma de dimension et disposition des LVDT aux parois nord et sud des spécimens	52
Figure 3-10. (a) LVDT installés sur la face nord d'une dalle ; (b) Système de mesure de la flèche installé au bas de la dalle, sous la charge (Vue de dessous).	53
Figure 3-11. Localisation et nomenclature (a) des jauges sur barres de renforcement, (b) des jauges sur barres d'armature longitudinale et (c) des LVDT sur la face nord et (d) LVDT sur la face sud	54
Figure 3-12. (a) Système d'acquisition 7000 et branchement des multiples fils de jauge ; (b) Poste de contrôle du système central de la presse MTS 311	55
Figure 3-13. Procédure d'essai pour les trois (3) dalles post-renforcées selon une fraction prédéterminée de la capacité V_c déterminée à la section 3.5.2.	56
Figure 3-14. Procédure d'essai pour la dalle avec renforcement post-pic	56
Figure 3-15. (a) Alignement et mise à niveau d'une dalle sur les appuis de la presse ; (b) Instrumentation d'une dalle avant le début des essais	57
Figure 3-16. Montage d'une dalle pour essais de flexion sous la presse MTS 311 (Vue face Sud).....	58
Figure 3-17. Procédure d'essai de la dalle témoin, sans armature transversale	59
Figure 3-18. (a) Étriers externes installés sur une portée de dalle le long de la fissure de rupture ; (b) Serrage des étriers à l'aide de clés et de bras de levier	60

Figure 3-19. Procédure de renforcement : (a) Préparation du fusil à injection ; (b) Injection de l'adhésif époxydique dans les ouvertures préalablement forés dans la dalle ; (c) Insertion d'une barre de renforcement avec mouvement rotatif; (d) Finition de surface avec truelle ..	62
Figure 3-20. (a) Perçage des parois de la dalle avec mèche au carbure ; (b) Démolition du béton avec marteau-piqueur ; (c) Fenêtres d'ouverture autour des renforcements	64
Figure 4-1. (a) Cure humide des échantillons conservés dans les mêmes conditions que les corps d'épreuve ; (b) Essai en compression (ASTM C39) ; (c) Essai de fendage (ASTM C496)	67
Figure 4-2. Courbes effort tranchant-flèche et chargement-flèche pour la dalle témoin PA1-NR.....	70
Figure 4-3. Patrons de fissuration après rupture pour le chargement (a) et le rechargement (b) de la dalle PA1-NR. La fissure de cisaillement principale est montrée en rouge.....	72
Figure 4-4. Déformations ϵ_{sx} dans les barres d'armature longitudinale lors du chargement à la rupture de la portée de cisaillement (a) Est et (c) Ouest, et ouverture totale de fissures w_{2y} lors du chargement à la rupture de la portée de cisaillement (b) Est et (d) Ouest de la dalle PA1-NR	75
Figure 4-5. Patrons de fissuration au moment du renforcement des dalles (a) PA2-R60, (b) PB-R60, (c) PC1-R80 et (d) PC2-R80/w	77
Figure 4-6. Courbes chargement-flèche pour essais sur dalles renforcées avec espacement $s_v = 413$ mm.....	79
Figure 4-7. Évolution du patron de fissuration selon l'effort tranchant V lors du chargement à la rupture de la portée Est de la dalle PC1-R80. Fissure critique de cisaillement indiquée en rouge.	81
Figure 4-8. Patrons de fissuration à la rupture pour les dalles (a) PA2-R60, (b) PB-R60, (c) PC1-R80 et (d) PC2-w pour la portée Est post-renforcée à un espacement longitudinal s_v de 413 mm.....	82
Figure 4-9. Déformation de l'armature longitudinale ϵ_{sx} lors du chargement de la dalle PB-R60 à la rupture de la dalle renforcée à l'effort tranchant selon un espacement s_v de 413 mm	85
Figure 4-10. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y}	87
Figure 4-11. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PC1-R80. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y}	89
Figure 4-12. Schéma des observations faites suite à l'autopsie de la face Nord de la dalle PB-R60 pour la portée post-renforcée selon un espacement longitudinal s_v de 413 mm.....	90

Figure 4-13. Aperçu visuel de l'autopsie des barres (a) R2N, (b) R3N, (c) R4N et (d) R5N au droit de la fissure de cisaillement pour la portée de la dalle PB-R60 renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm	91
Figure 4-14. Disposition des étriers externes sur la portée Est lors du rechargement de la dalle PC1-R80 et localisation de la rupture en compression du béton	92
Figure 4-15. Courbes effort tranchant - flèche pour les 2 chargements de la portée Ouest de la dalle PB1-R80 renforcée selon un espacement s_v de 375 mm.....	93
Figure 4-16. Courbes effort tranchant-flèche pour essais sur dalles renforcées avec espacement $s_v = 375$ mm	94
Figure 4-17. Évolution du patron de fissuration selon l'effort tranchant V lors du chargement à la rupture de la portée Ouest de la dalle PC2-R80. Fissure critique de cisaillement indiquée en rouge.	96
Figure 4-18. Patrons de fissuration à la rupture pour les dalles (a) PA2-R60, (b) PB-R60, (c) PC1-R80 et (d) PC2-R80 pour la portée post-renforcée à un espacement longitudinal s_v de 375 mm	96
Figure 4-19. Déformation des armatures longitudinales ϵ_{sx} lors du chargement de la dalle PB-R60, puis du rechargement à la rupture de la dalle renforcée selon un espacement s_v de 375 mm.....	100
Figure 4-20. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y}	103
Figure 4-21. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PC2-R80. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y}	105
Figure 4-22. Schéma des observations faites suite à l'autopsie de la face Nord de la dalle PB-R60 pour la portée post-renforcée selon un espacement longitudinal s_v de 375 mm...	106
Figure 4-23. Aperçu visuel de l'autopsie des barres (a) R5N, (b) R4N et (c) R3N au droit de la fissure de cisaillement pour la portée de la dalle PB-R60 renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm. (d) Traces de glissement à l'interface époxy acier pour la barre R5N.....	107
Figure 5-1. Schématisation de la stratégie de modélisation adoptée pour une dalle post-renforcée sous chargement de service	111
Figure 5-2. Représentation par éléments finis d'une demi-longueur de dalle tel que testé expérimentalement avec les conditions d'appui.....	112
Figure 5-3. Élément contact. Adapté de Wong et coll. (2013).....	113
Figure 5-4. 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 post-renforcée selon un espacement s_v de 375 mm	114
Figure 5-5. Déplacement imposé dans le modèle numérique.....	117
Figure 5-6. Courbe de contrainte-déformation du béton chargé uniaxialement en compression issue des équations proposées par Popovics (1973) (Courbe pré-pic bleue) et Mander et coll. (1988) (Courbe rouge post-pic) intégrée dans le modèle numérique.....	118
Figure 5-7. Courbes contrainte-déformation en traction du béton intégrées au modèle numérique avec phase pré-pic linéaire (bleu) et phase post-pic (rouge) issue des équations proposées par (a) Collins et Mitchell (1987) pour le raidissement en traction et (b) Yamamoto (1999) pour l'adoucissement en traction	119
Figure 5-8. Comportement de l'acier d'armature intégré au modèle numérique.....	121
Figure 5-9. Courbes expérimentales et numériques tirées de Villemure et coll. (2016) de la contrainte axiale dans l'acier ancré σ_s en fonction du glissement en bout de barre s pour le béton sain.....	121
Figure 5-10. Lois de comportement de l'adhérence de barres post-installées ancrées chimiquement de la littérature et loi de comportement intégrée au modèle numérique du présent projet	122
Figure 5-11. Courbes effort tranchant-flèche de l'analyse par éléments finis PEF-NR et des essais expérimentaux sur la dalle témoin PA1-NR	124
Figure 5-12. Superposition des patrons de fissuration à la rupture issus de l'analyse par éléments finis PEF-NR et de l'essai de chargement sur la dalle PA1-NR.....	126
Figure 5-13. Déformation ε_{sx} des barres longitudinales en fonction de la flèche Δ déterminées (a) numériquement dans l'analyse PEF-NR et (b) expérimentalement sur la portée Est de la dalle PA1-NR.....	127
Figure 5-14. Ouverture totale de fissures w_{2y} en fonction de la flèche pour (a) l'analyse PEF-NR et (b) l'essai de la portée Est de la dalle PA1-NR	128
Figure 5-15. Fissuration dans la dalle sans armature transversale au moment du renforcement dans le modèle numérique PEF-NR à (a) $V_{renf} = 0,60 V_c$, (b) $V_{renf} = 0,80 V_c$ et (c) post-pic et dans les dalles expérimentales (d) PB-R60, (e) PC1-R80 et (f) PC2-w.....	129
Figure 5-16. Courbes effort tranchant - flèche des analyse numériques et des essais expérimentaux pour une dalle post-renforcée selon un espacement s_v de 413 mm lorsque (a) $V_{renf} = 0,60V_c$ et (b) $V_{renf} = 0,80V_c$	131
Figure 5-17. Courbes effort tranchant - flèche de l'analyse numérique PEF-w et de l'essai expérimental sur la dalle PC2-w pour un post-renforcement post-pic selon un espacement s_v de 413 mm	132
Figure 5-18. Superposition des patrons de fissuration à la rupture de l'analyse numérique et expérimentaux de (a) l'analyse PEF-R60 et la dalle PB-R60, (b) l'analyse PEF-R80 et la dalle PC1-R80 et (c) l'analyse PEF-w et la dalle PC2-w.....	134

Figure 5-19. Déformation des armatures longitudinales ϵ_{sx} lors du chargement (a) de la dalle modélisée PEF-R60 et (b) de la dalle PB-R60 post-renforcées selon un espacement s_v de 413 mm	136
Figure 5-20. Progression du profil de déformation ϵ_{sx} le long des armatures longitudinales (a) 25M et (b) 30M de l'analyse numérique PEF-R60 pour quatre niveaux d'effort tranchant V et comparaison avec les mesures expérimentales	138
Figure 5-21. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a,d) R5, (b,e) R4 et (c,f) R3 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} pour (a, b, c) l'analyse par éléments finis PEF-R60 et (d, e, f) la dalle PB-R60 pour un espacement $s_v = 413$ mm	140
Figure 5-22. Profil de déformation ϵ_{sv} le long des barres de renforcement depuis l'analyse PEF-R60 avec mesures des jauges de déformation pour les dalles PA2-R60 et PB-R60 aux rangs de renforcement (a) R2, (b) R3, (c) R4 et (d) R5.....	142
Figure 5-23. Courbes effort tranchant - flèche des analyse numériques et des essais expérimentaux pour une dalle post-renforcée selon un espacement s_v de 375 mm lorsque (a) $V_{renf} = 0,60V_c$ et (b) $V_{renf} = 0,80V_c$	144
Figure 5-24. Superposition des patrons de fissuration à la rupture de l'analyse numérique et expérimentaux de (a) l'analyse PEF-R60 et la dalle PB-R60 et de (b) l'analyse PEF-R80 et la dalle PC1-R80	146
Figure 5-25. Déformation des armatures longitudinales ϵ_{sx} lors du chargement (a) de la dalle modélisée PEF-R60 et (b) de la dalle PB-R60 post-renforcées selon un espacement s_v de 375 mm	148
Figure 5-26. Progression du profil de déformation ϵ_{sx} le long des armatures longitudinales (a) 25M et (b) 30M de l'analyse numérique PEF-R60 pour quatre niveaux d'effort tranchant V et comparaison avec les mesures expérimentales	150
Figure 5-27. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a,d) R5, (b,e) R4 et (c,f) R3 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} pour (a, b, c) l'analyse par éléments finis PEF-R60 et (d, e, f) la dalle PB-R60 pour un espacement $s_v = 375$ mm	153
Figure 5-28. Profil de déformation le long des barres transversales de renforcement depuis l'analyse PEF-R60 avec mesures des jauges de déformation pour les dalles PA2-R60 et PB-R60 aux rangs de renforcement (a) R2, (b) R3, (c) R4 et (d) R5	155
Figure 5-29. Distribution du champ de contraintes principales de compression dans les éléments de béton près de la rupture ($V = V_r$) pour les analyses par éléments finis (a) PEF-R60 avec $s_v = 413$ mm, (b) PEF-R80 avec $s_v = 413$ mm, (c) PEF-R60 avec $s_v = 375$ mm et (d) PEF-R80 avec $s_v = 375$ mm.	158
Figure 5-30. Schéma des mécanismes de résistance à l'effort tranchant dans le béton armé	161
Figure 5-31. Distribution des contraintes en cisaillement v_{xy} dans le béton et profil des contraintes dans la section comprimée pour les analyses (a) FB-R60-413, (b) FB-R80-413, (c) FB-R60-375 et (d) FB-R80-375.....	163

Figure 6-1. Vue en élévation d'une dalle de type PEF modélisée numériquement avec rangs de renforcements espacés longitudinalement de 413 mm	169
Figure 6-2. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r des dalles PEF en fonction du rapport entre l'effort tranchant au renforcement V_{renf} et la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c pour un espacement longitudinal entre rang d'armature transversale s_v de 413 mm	170
Figure 6-3. Patrons de fissuration à la rupture des analyses (a) PEF-R00-413, (b) PEF-R60-413, (c) PEF-R80-413, (d) PEF-R90-413 et (e) PEF-NR	172
Figure 6-4. Ouverture des fissures à un même effort tranchant $V = 690$ kN et à $V = V_{renf}$ dans les analyses (a) PEF-R00-413, (b) PEF-R60-413, (c) PEF-R80-413, (d) PEF-R90-413 et (e) PEF-NR	173
Figure 6-5. Position de la deuxième fissure de cisaillement critique développée avant la rupture dans les modèles PEF-R55-413 et PEF-R75-413	176
Figure 6-6. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 413$ mm	176
Figure 6-7. Déformation ε_{sv} maximale dans chaque rang de barres de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 413$ mm	177
Figure 6-8. Contribution des barres transversales à la résistance à l'effort tranchant V_s selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}	178
Figure 6-9. Contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant de la dalle PEF post-renforcée à des rapports V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,90	179
Figure 6-10. Champs de contraintes principales de compression au sein de dalles de type PEF post-renforcées selon un espacement $s_v = 413$ mm à (a) $V_{renf} / V_c = 0,00$ et à (b) $V_{renf} / V_c = 0,90$	180
Figure 6-11. Contraintes en cisaillement v_{xy} dans le béton à la rupture ($V = V_r$) et profil des contraintes dans la section de béton non-fissuré au-dessus de la fissure critique comprimée pour les analyses (a) PEF-R00-413 et (b) PEF-R90-413	182
Figure 6-12. Vue en élévation d'une dalle de type PEF modélisée numériquement avec rangs de renforcements espacés longitudinalement de 375 mm	184
Figure 6-13. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r des dalles modélisées PEF en fonction du rapport entre l'effort tranchant au renforcement V_{renf} et la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c pour un espacement longitudinal entre renforcements s_v de 375 mm	185
Figure 6-14. Patrons de fissuration à la rupture des analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R60-375, (c) PEF-R80-375, (d) PEF-R90-375 et (e) PEF-NR	187
Figure 6-15. Ouverture des fissures à un même effort tranchant $V = 784$ kN dans les analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R60-375, (c) PEF-R80-375, (d) PEF-R90-375 et (e) PEF-NR	188

Figure 6-16. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 375$ mm	191
Figure 6-17. Déformation ε_{sv} maximale dans chaque rang de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 375$ mm	191
Figure 6-18. Contribution des barres transversales de renforcement à la résistance ultime à l'effort tranchant V_s selon le rapport V_{renf} / V_c	192
Figure 6-19. Contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant de la dalle PEF post-renforcée à des rapports V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,90	193
Figure 6-20. Champ de contraintes principales de compression dans le béton à la rupture dans les analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R80-375 et (c) PEF-R90-375	194
Figure 6-21. Distribution des contraintes en cisaillement v_{xy} dans le béton à la rupture ($V = V_r$) et profil des contraintes dans la section comprimée pour les analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R60-375 et (c) PEF-R90-375	196
Figure 6-22. Changement dans la hauteur de la zone comprimée à un effort tranchant V de 784 kN lorsque (a) $V_{renf} / V_c = 0,00$, (b) $V_{renf} / V_c = 0,60$ et (c) $V_{renf} / V_c = 0,90$	196
Figure 6-23. Dalle type BC modélisée par éléments finis telle que testé expérimentalement dans les travaux de Cusson (2012) avec les conditions d'appui et l'armature	199
Figure 6-24. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du rapport V_{renf} / V_c pour une dalle de type BC	202
Figure 6-25. Courbes d'effort tranchant V – flèche Δ des dalles BC selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} et comparaison avec la courbe expérimentale de Cusson (2012)	202
Figure 6-26. Patrons de fissuration à la rupture ($V = V_r$) issus des analyses numériques (a) BC-R00, (b) BC-R60, (c) BC-R80, (d) BC-R90 et (e) BC-NR et pour les essais expérimentaux de Cusson (2012) (f) sur dalle renforcée avec barres ancrées à l'époxy après la rupture et (g) à l'apparition de la fissure critique pour une dalle avec armature non-adhérente ($V = V_c$). (f) et (g) tirés de Cusson (2012)	205
Figure 6-27. Champ de contraintes principales de compression à la rupture pour les analyses (a) BC-R00 et (b) BC-R90	207
Figure 6-28. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de barres transversales croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement d'une dalle BC	208
Figure 6-29. Déformation ε_{sv} maximale dans chaque rang de barres transversales croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement d'une dalle BC	208
Figure 6-30. Contribution des barres transversales V_s et du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r selon le rapport V_{renf} / V_c	209
Figure 6-31. Section transversale de l'élément élancé LG	212

Figure 6-32. Représentation par éléments finis d'une demi-longueur d'élément élané LG avec les conditions d'appui et l'armature.....	212
Figure 6-33. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} pour l'élément élané type LG.....	214
Figure 6-34. Courbes d'effort tranchant V - flèche pour les différentes les quatre (4) analyses numériques d'élément LG post-renforcée et celle sans armature transversale	215
Figure 6-35. Patron de fissuration post-rupture pour un élément élané LG post-renforcé à (a) $V_{renf}/V_c = 0,00$, (b) $V_{renf}/V_c = 0,59$, (c) $V_{renf}/V_c = 0,80$ et (d) $V_{renf}/V_c = 0,91$ et (e) sans renforcement ($V_s = 0$)	216
Figure 6-36. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de barres transversales à la rupture pour chaque rapport V_{renf}/V_c analysé pour une dalle LG.....	217
Figure 6-37. Déformation ε_{sv} brute maximale dans chaque rang de à la rupture pour chaque cas de renforcement d'un élément LG.....	218
Figure 6-38. Déformation ε_{sv} nette maximale dans chaque rang de à la rupture pour chaque cas de renforcement d'un élément LG.....	219
Figure 6-39. Contribution des barres transversales V_s et du béton V_b à la résistance à l'effort tranchant selon le rapport V_{renf}/V_c pour la dalle LG.....	220
Figure 6-40. Courbes Effort tranchant (V) - flèche (δ) pour les dalles LG post-renforcées avec (a) $A_v = 200 \text{ mm}^2$ et (b) $A_v = 100 \text{ mm}^2$	221
Figure 6-41. (a) Résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du rapport V_{renf}/V_c et de l'aire d'armature transversale A_v et (b) gain de résistance par rapport à une dalle LG non-renforcée exprimé par le rapport V_r/V_c en fonction des mêmes variables	222
Figure 6-42. Activation et déformation d'une barre de renforcement placée dans un béton déjà déformé ou fissuré.....	224
Figure 6-43. Barres de renforcements croisant la fissure principale de cisaillement en amont de cette fissure, dans la zone fissurée d'une dalle épaisse au moment du renforcement	224
Figure 6-44. Barres de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement en aval de fissure, près de la charge.....	225
Figure 6-45. Ouverture de fissure gênée par la présence de renforcements à V_{renf} faible (gauche) et progression avancée de la fissuration et sollicitation plus importante des barres en bout de fissure à V_{renf} élevé (droite).....	226
Figure 6-46. Résumé des mécanismes de résistance à l'effort tranchant expliqués à la section 2.1	227

Liste des symboles

a	(mm)	Longueur de la portée de cisaillement
a_g	(mm)	Taille nominale maximale des granulats
A_s	(mm ²)	Aire de l'armature longitudinale
A_v	(mm ²)	Aire de l'armature transversale
b	(mm)	Largeur du spécimen
b_v	(mm)	Largeur effective de l'âme en-deçà de la hauteur d_v
d	(mm)	Distance entre la fibre comprimée supérieure et le centre de gravité de l'armature longitudinale (Hauteur effective)
d_b	(mm)	Diamètre de barre d'armature
d_v	(mm)	Profondeur effective de cisaillement ($0,9d$ ou $0,72h$)
f'_c	(MPa)	Résistance à la compression du béton
f'_t	(MPa)	Résistance à la traction du béton
f_y	(MPa)	Limite élastique de l'acier d'armature
f_u	(MPa)	Limite ultime de l'acier d'armature
E_c	(MPa)	Module élastique du béton
E_s	(MPa)	Module élastique de l'acier
h	(mm)	Hauteur de l'élément
l_d	(mm)	Longueur de développement de l'armature
l_y	(mm)	Longueur pleinement efficace d'une barre ancrée
M	(N.mm)	Moment de flexion
M_f	(N.mm)	Moment de flexion pondéré à une section
N_f	(kN)	Charge axiale pondérée à une section
s	(mm)	Glissement
s_v	(mm)	Espacement longitudinal entre les rangs d'armature transversale
s_x	(mm)	Espacement horizontal des fissures pour des éléments sans armature transversale
s_{ze}	(mm)	Valeur équivalente de s_{ze} tenant compte de la grosseur des granulats
T_{sv}	(kN)	Force de traction dans les barres d'armature transversales
V	(kN)	Effort tranchant
V_b	(kN)	Contribution du béton à la résistance ultime à l'effort tranchant ($V_r - V_s$)
V_{bnf}	(kN)	Force de cisaillement reprise par le béton en zone comprimée non-fissurée
V_c	(kN)	Résistance à l'effort tranchant d'un élément sans armature transversale (béton seul)
V_f	(kN)	Effort tranchant pondéré à une section
V_r	(kN)	Résistance ultime à l'effort tranchant
V_{renf}	(kN)	Effort tranchant au moment de la mise-en-place du renforcement
V_s	(kN)	Contribution de l'armature transversale à la résistance ultime à l'effort tranchant
v_{xy}	(MPa)	Contrainte de cisaillement dans le plan xy
w_{2y}	(mm)	Ouverture verticale totale de fissures (comprenant la déformation du béton)
β		Coefficient de calcul de la résistance à l'effort tranchant du béton fissuré
Δ	(mm)	Flèche mesurée au centre de la dalle
Δ_{ult}	(mm)	Flèche mesurée à l'ultime

ε_{sh}		Déformation de l'acier d'armature au début de l'écrouissage
ε_{sx}		Déformation de l'armature longitudinale
ε_{sv}		Déformation de l'armature transversale
ε_u		Déformation de l'acier d'armature à l'ultime
ε_x		Déformation longitudinale d'un élément
ε_y		Déformation de l'acier d'armature à la limite élastique
θ	($^{\circ}$)	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
ρ_x	(%)	Taux d'armature longitudinale dans une section transversale de l'élément
σ_s	(MPa)	Contrainte dans l'acier
σ_{sv}	(MPa)	Contrainte dans les barres d'armature transversale
τ	(MPa)	Contrainte d'adhérence
τ_{b0}	(MPa)	Contrainte d'adhérence maximale développée par l'adhésif pour un ancrage en traction directe
φ_c		Coefficient de tenu du béton
φ_s		Coefficient de tenu de l'acier

Remerciements

Je tiens d'abord à remercier ma directrice de recherche, Josée Bastien, et mon co-directeur M. Denis Mitchell, qui ont rendu possible cet audacieux et fascinant projet de recherche. L'opportunité de travailler tant en laboratoire qu'en modélisation numérique m'a permis d'exploiter et d'améliorer une large gamme de compétences, parfois très distinctes.

Je voudrais aussi remercier Mathieu Fiset, autrement connu sous les sobriquets de «Chef», «Patrón», «Grand Shaman» ou affectueusement «Papi». Tout au long du projet, tu as su m'accompagner et apporter de judicieux conseils, des pistes de solution et des réflexions qui m'ont permis de piloter ce projet adroitement, en particulier, dans le volet numérique. Pour tout cela et plus encore, je te suis infiniment reconnaissant et j'espère à nouveau avoir la chance de coopérer avec toi dans le futur.

Je remercie chaleureusement tout le personnel du CRIB qui a mis la main au projet : Mathieu, René, Alain, Pierre-André et Lyne. Sans vous, le projet n'aurait pas eu lieu. Vous avez été d'une aide formidable et je vous en suis très reconnaissant. Un merci particulier à Jean-Daniel pour ses conseils et sa documentation sur l'installation des ancrages. Longue vie à vous !

Merci aux étudiants avec qui j'ai pu partager de belles années, en particulier ceux de la *Team Projeté* dans le dernier droit de ma maîtrise. Enfin, ma copine, parents et amis, qui m'ont soutenu et qui ont cru en moi tout au long de ce périple académique, professionnel et personnel. Je vous aime !



À tous ceux que j'aime

1. Introduction

1.1. Mise en contexte

Dans un contexte d'accroissement du nombre d'utilisateurs des réseaux de transport, les infrastructures en place sont appelées à être améliorées afin de soutenir des sollicitations d'ampleur grandissante. Toutefois, avec le vieillissant des ouvrages en place par dégradation de la qualité des matériaux, bon nombre d'entre eux n'offrent plus la marge de sécurité nécessaire pour résister aux charges actuelles. La reconstruction des ouvrages peut alors sembler une solution envisageable. Le choix d'une telle option entraîne la production d'un énorme volume de déchets de démolition et requiert l'exploitation de quantité de matière première pour la nouvelle construction. L'impact néfaste sur l'environnement est alors non-négligeable. Or, le renforcement des structures existantes permet de prolonger leur durée de vie en conservant les matériaux en place en requérant une faible quantité de nouveaux matériaux.

Dans un même ordre d'idée, le bon fonctionnement d'un réseau de transport est étroitement lié à l'existence des ponts, puisqu'ils constituent les nœuds de ce même réseau. En effet, la fermeture totale ou partielle d'un pont se répercute sur la mobilité des biens et des citoyens puisque ce type d'infrastructure constitue un point de convergence de la circulation. D'ailleurs, la santé économique d'une région repose sur ces infrastructures. L'échangeur Turcot et le pont Champlain sont des exemples connus où la reconstruction d'ouvrages d'art a un impact notoire sur la vitalité de la région métropolitaine. Or, le renforcement d'une structure permet l'amélioration de la performance structurale et fonctionnelle d'un ouvrage dont la marge de sécurité est insuffisante. Avec une telle option de maintien des ouvrages d'art, l'impact de travaux de réfection sur la mobilité est largement réduit, ce qui préserve le dynamisme économique d'un réseau de transport.

La tragédie de l'effondrement du viaduc de La Concorde en 2006, à Laval (Québec), a permis de sonner l'alarme quant à la performance déficiente de ponts construits depuis plus de quatre décennies face à l'effort tranchant. L'absence d'armature transversale résistant à l'effort tranchant combinée à la dégradation du béton ont mené à la rupture prématurée de la structure. Une rupture par cisaillement a causé la ruine de cette structure, entraînant dans

la mort cinq personnes et en blessant six autres. Qui plus est, cette structure en dalle épaisse a été conçue en respectant les normes applicables à l'époque de sa réalisation quant à la résistance à l'effort tranchant. La profondeur de béton était jugée suffisante pour reprendre cet effort. Une telle conception sans armature transversale serait toutefois proscrite par les normes actuelles de conception. Si l'armature transversale minimale prescrite par les normes actuelles avait été présente, la rupture en cisaillement de la dalle épaisse aurait pu être empêchée (Johnson et coll., 2007 ; Mitchell et coll., 2011).

Lorsqu'une structure est vulnérable à l'effort tranchant, l'insertion de barres transversales ancrées à l'aide d'un adhésif époxydique peut s'avérer une solution de renforcement avantageuse, en particulier pour les dalles épaisses. En effet, les dalles épaisses étant des éléments de grande envergure, les barres ancrées peuvent être distribuées de façon uniforme au sein de l'élément, tant dans le sens longitudinal que transversal. Les dalles épaisses sont des éléments de structure que l'on retrouve généralement dans les ponts de courte et moyenne portées. L'étude dans la dernière décennie du renforcement à l'effort tranchant par insertion de barres ancrées dans les dalles épaisses a permis de mieux comprendre les mécanismes d'interaction entre les barres de renforcement adhérentes et le béton face aux efforts tranchants. Il en ressort que la performance d'une dalle sans armature transversale peut être grandement améliorée avec cette technique.

Toutefois, lors de la mise en place du renforcement, les conditions de déformation et de fissuration du béton causées par les charges de services sont susceptibles d'amoindrir son efficacité. En effet, le poids propre de la dalle épaisse et les charges de circulation peuvent générer un niveau d'effort tranchant avoisinant 60% de la capacité de la dalle existante face à l'effort tranchant. De plus, il est possible que, dans l'historique de chargement, des charges exceptionnelles aient augmenté l'endommagement structural de la dalle avant le renforcement. Dans le but d'investiguer l'effet des conditions *in-situ* de fissuration et de déformation au moment du renforcement à l'effort tranchant sur la performance d'une dalle épaisse renforcée, une étude expérimentale et numérique a été conduite et est ici présentée.

1.2. Objectif

Des études expérimentales antérieures (Provencher, 2011 ; Cusson, 2012) ont démontrées l'efficacité du renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses avec barres ancrées à l'aide d'adhésif époxydique. Il a été démontré qu'en rapprochant suffisamment les rangs transversaux de barres de renforcement, le comportement d'une dalle renforcée pouvait s'apparenter à celui d'une dalle armée d'étriers. De plus, les travaux de Fiset et coll. (2014, 2016, 2018) ont démontrés une bonne prédiction du comportement de telles dalles renforcées au moyen d'analyse par éléments finis. Des essais d'arrachement présentés dans les travaux de Villemure et coll. (2015, 2016) ont permis d'analyser le comportement de l'adhérence des barres ancrées.

En se basant sur les connaissances acquises sur le renforcement adhérent de dalles épaisses, le présent projet s'intéresse à l'efficacité de la technique dans un contexte pratique. En effet, diverses études présentées dans ce mémoire montrent l'influence notoire que la présence de fissuration et de déformations peut avoir sur la performance d'un renforcement à l'effort tranchant post-installé dans un élément de béton. Ceci dit, l'objectif du projet est de déterminer l'influence de l'intensité du chargement et du niveau de déformation présents lors du renforcement à l'effort tranchant avec adhésif époxydique d'une dalle épaisse sur sa performance structurale. En détail, ce projet vise à :

1. Reproduire un niveau d'endommagement lié aux charges de service dans une dalle épaisse au moment du renforcement ;
2. Comparer l'efficacité du renforcement lorsqu'installé sur une dalle fissurée (solicitation en charge) par rapport à une dalle sans armature transversale ;
3. Reproduire numériquement les essais expérimentaux réalisés sur dalles post-renforcées sous charge afin de valider le modèle ;
4. Évaluer numériquement l'effet de différents niveaux de sollicitation lors du renforcement non-testés expérimentalement ainsi que d'autres géométries de dalle sur l'efficacité du renforcement et le comportement des dalles ;

5. Enrichir le modèle de calcul actuellement en développement pour tenir compte de l'état de déformation existant dans une dalle au moment du renforcement.

En somme, le projet comporte deux grands volets : dans le volet expérimental, des essais en laboratoire ont permis d'analyser le comportement réel de dalles post-renforcées sous charge. Dans le volet numérique, l'analyse par éléments finis est utilisée afin de prédire le comportement de telles dalles et de faire une analyse complète de leur comportement.

1.3. Structure du document

Ce mémoire se divise en sept chapitres qui représentent chacun une étape de cheminement de la démarche de recherche. Tout d'abord, le présent chapitre insère le projet dans le contexte actuel en plus d'y présenter les objectifs visés. Le second chapitre présente une revue de littérature permettant de comprendre les différents concepts reliés à l'effort tranchant et à l'adhérence de même qu'une revue des études réalisées sur le sujet. Le troisième chapitre présente la méthodologie expérimentale de fabrication et d'essai de dalles post-renforcée sous chargement. Les résultats issus de ces essais sont présentés et analysés dans le chapitre quatre. Le cinquième chapitre présente les modèles numériques homologues aux essais expérimentaux de même qu'une évaluation de la validité des modèles en comparant les résultats avec ceux obtenus expérimentalement. Le sixième chapitre présente une étude paramétrique où les modèles numériques sont utilisés afin d'analyser l'influence du niveau d'effort tranchant lors du renforcement et de l'élancement d'une dalle épaisse sur la performance structurale d'une dalle post-renforcée. Enfin, le septième et dernier chapitre regroupe les grandes conclusions tirées de ce projet de recherche et des commentaires pour de futurs travaux sont apportés.

2. Revue de littérature

La résistance à l'effort tranchant inclut un ensemble de mécanismes qui interagissent ensemble de façon complexe dans un élément en béton armé. Ces mécanismes agissant au sein du matériau béton sont décrits dans cette section de même que les facteurs qui font varier leur influence sur le comportement d'une structure en béton armé. Il s'agit de la base permettant de comprendre comment l'effort tranchant chemine dans le matériau béton et comment il peut être repris par l'armature transversale. Un bref aperçu des exigences normatives canadiennes sur les ponts CSA S16-14 est également présenté.

Par la suite, le comportement d'ancrages chimiques post-installés dans le béton et leur utilisation dans le renforcement à l'effort tranchant dans les dalles épaisses sont abordés, ainsi que le logiciel d'analyse par élément fini utilisé pour le volet numérique de ce projet. Enfin, des études sur le renforcement à l'effort tranchant relevées dans la littérature sont présentées.

2.1. Mécanismes de transfert de l'effort tranchant dans le béton armé

Lorsqu'un élément élancé est soumis à une flexion simple, il y a génération de champs de tension et de compression, comme le montre la Figure 2-1(a). Ces champs de contraintes sont le résultat de l'orientation des contraintes principales à l'intérieur de l'élément. Localement, lorsque la contrainte principale en traction est suffisamment élevée, il y a formation d'une fissure perpendiculaire à cette contrainte, comme l'illustre la Figure 2-1(b). À mesure que les charges augmentent et que les fissures progressent dans l'élément, le champ de contrainte se réoriente ce qui a pour effet de modifier la trajectoire des fissures (Kani et coll., 1979, Massicotte, 2013). De cette manière, l'inclinaison des fissures diminue du centre du chargement vers les appuis jusqu'à obtenir un patron de fissures obliques semblable à celui présenté à la Figure 2-1(b).

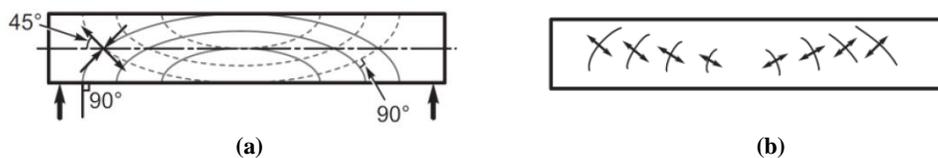


Figure 2-1. (a) Direction des efforts principaux de compression (lignes pleines) et de traction (lignes pointillées) pour un élément en flexion ; (b) Patron de fissuration en cisaillement typique (Massicotte, 2013)

2.1.1. Béton non-fissuré dans la zone comprimée

Lorsqu'un élément de béton est fléchi, il se crée une zone comprimée où le béton est dépourvu de fissures. Dans cette zone, des champs de contraintes en compression et en traction se forment permettant le transfert d'efforts de la charge vers les appuis. Des études ont montré que moins de la moitié de la résistance à l'effort tranchant est développée par ce mécanisme dans le cas des éléments élancés sans armature transversale (Kuchma et Collins, 1998).

2.1.2. Enchevêtrement des granulats

Lorsqu'il y a ouverture d'une fissure de cisaillement, les protubérances que forment les granulats aux surfaces des parois se buttent et frottent les unes contre les autres, tel qu'illustré à la Figure 2-2. Il y a alors restriction ou transfert d'efforts de part et d'autre de la fissure. Il se développe donc un mécanisme de résistance au cisaillement nommé «enchevêtrement des granulats». Ce phénomène est d'autant plus important lorsque la fissure est mince, puisque davantage de surfaces de granulats sont en contact les unes par rapport aux autres. Pour les bétons hautes-résistances (BHP), où la résistance à la compression du béton f'_c est supérieure à 60 MPa, comme les fissures tendent à traverser les granulats plutôt que de les contourner, les parois de fissure sont plus uniformes, ce qui rend ce mécanisme moins efficace. Il a été démontré que l'enchevêtrement des granulats peut représenter près de 70% de la capacité à l'effort tranchant d'un élément de béton sans armature transversale (Sherwood et coll., 2007).

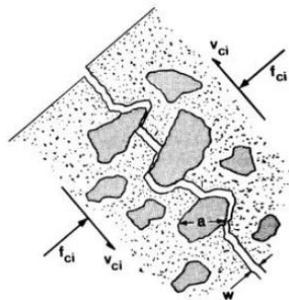


Figure 2-2. Enchevêtrement des granulats au droit d'une fissure de cisaillement (Vecchio et Collins, 1986)

2.1.3. Effet goujon des barres longitudinales

L'effet goujon se manifeste lorsqu'une fissure de cisaillement intercepte l'armature longitudinale d'un élément en béton armé. L'acier cisaille et offre une certaine résistance à

l'effort tranchant. L'effet goujon est influencé par la résistance en compression du béton qui entoure les barres, le module élastique de l'acier, l'inclinaison de l'armature transversale, le diamètre des barres d'armature longitudinales et la quantité totale de cette armature (Ince et coll., 2007).

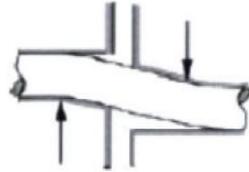


Figure 2-3. Effet goujon dans une barre longitudinale (Ince et coll., 2007)

2.1.4. Effet d'arche

Ce mécanisme illustré à la Figure 2-4 affecte particulièrement le comportement des éléments de courte portée. Il se traduit par un transfert direct des efforts depuis les charges vers les appuis par une bielle de compression oblique. La résistance offerte par ce mécanisme dépend donc de la résistance à la compression du béton formant cette bielle. Un élément est dit de courte portée, ou profond, lorsque le rapport entre la portée de cisaillement (a) et la profondeur de l'élément (d) est inférieur à 2,5 ($a/d < 2,5$) (Kuchma et Collins, 1998).

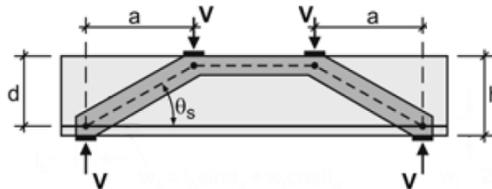


Figure 2-4. Transfert direct des efforts de compression entre les charges et les appuis par bielle de compression (zone ombragée) (tiré de Collins et coll., 2008)

2.1.5. Armature transversale

L'armature transversale a pour rôle d'apporter une plus grande résistance à l'effort tranchant dans un élément de béton armé. D'abord, elle reprend directement une partie des efforts tranchant en interceptant les efforts de tension principaux qui se développent au sein de l'élément. Les efforts interceptés sont ainsi redistribués au sein de l'élément, à la manière du treillis illustré à la Figure 2-5. Aussi, parce que l'acier est un matériau pouvant reprendre de grandes déformations avant de rompre, la présence d'armature transversale offre une certaine ductilité à l'élément de béton armé.

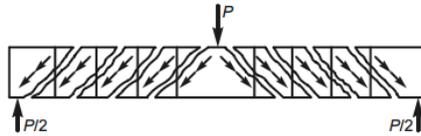


Figure 2-5. Cheminement des efforts de compression dans une poutre en béton armé avec armature transversale (Massicotte, 2013)

En plus de reprendre une partie des efforts, l'armature transversale a comme second effet d'augmenter la résistance propre du matériau béton en améliorant la performance de certains mécanismes précédemment décrits. En effet, l'armature restreint l'ouverture des fissures de cisaillement, ce qui augmente la contribution de l'enchevêtrement des granulats. De plus, elle confine l'armature longitudinale, ce qui lui confère un effet goujon plus important. Enfin, l'armature transversale confine aussi le béton, ce qui améliore sa résistance en compression.

2.2. Facteurs influençant les mécanismes de résistance à l'effort tranchant

L'efficacité des mécanismes de résistance à l'effort tranchant précédemment décrits peut être affectée par divers facteurs. Ces facteurs sont énumérés dans les paragraphes qui suivent.

2.2.1. Résistance à la compression et à la traction du béton

La résistance à la compression du béton se retrouve dans la plupart des équations de calcul de capacité du béton. Toutefois, c'est plutôt la résistance à la traction qui est déterminante puisque ce sont les efforts de traction qui initient l'ouverture des fissures de cisaillement (section 2.1). La résistance à la traction est exprimée comme suivant une relation racine carrée de la résistance à la compression dans le code canadien de conception CSA S6-14.

La recherche menée dans les dernières décennies semblent démontrer que la résistance à la compression, et, *de facto*, la résistance à la traction, n'ont que peu d'influence considérable sur la capacité à l'effort tranchant d'un élément de béton. Angelakos et coll. (2001) ont d'ailleurs mené une série d'essais sur des poutres sans armature transversale ayant des résistances à la compression comprises entre 21 et 80 MPa. Les résultats illustrés à la Figure 2-6 montrent que la résistance à la compression du béton a une influence marginale sur la résistance à l'effort tranchant.

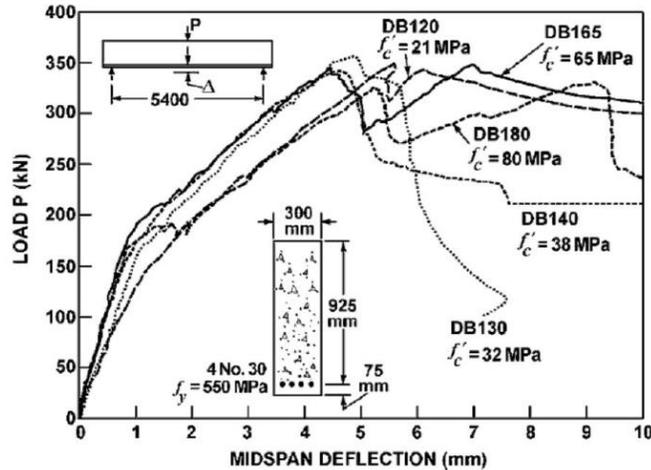


Figure 2-6. Courbe charge-flèche pour cinq poutres sans renforcement en cisaillement avec différentes résistances à la compression ($a/d = 2,9$) (Angelakos et coll., 2001)

2.2.2. Granulats

Tel que décrit à la section 2.1.2, les granulats permettent de transférer les contraintes de cisaillement à travers les fissures par buté et friction. La littérature révèle que l'augmentation de la taille des granulats offre une plus grande résistance à l'effort tranchant et un transfert d'effort plus important lorsque de larges fissures sont présentes (Sherwood et coll., 2007). L'effet bénéfique s'estompe toutefois au-delà d'un diamètre effectif maximal de granulats de 25 mm selon Sherwood et coll. (2007), tel que montré à la Figure 2-7.

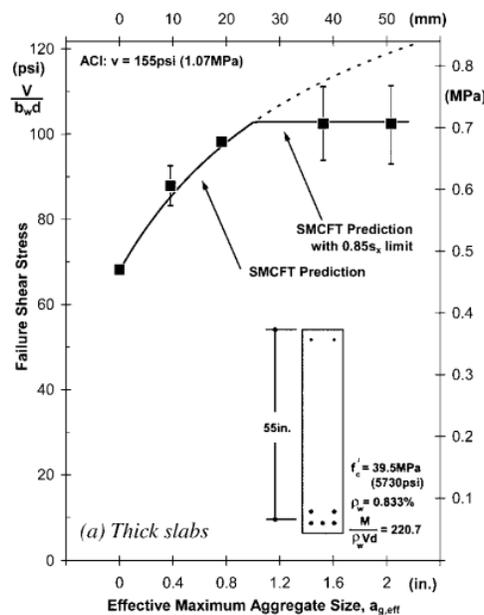


Figure 2-7. Contrainte de cisaillement à la rupture en fonction de la taille maximale des granulats (Sherwood et coll., 2007)

2.2.3. Armature longitudinale

L'armature longitudinale joue un rôle double dans la résistance à l'effort tranchant. Présente en plus grand nombre, elle permet un effet goujon plus important. Ensuite, elle réduit les déformations longitudinales au sein de l'élément de béton, ce qui atténue l'ouverture des fissures et favorise le transfert d'effort par enchevêtrement des granulats (Collins et coll., 2008). La contribution de l'armature longitudinale à la résistance à l'effort tranchant augmente avec : a) une plus grande quantité d'armature, b) une rigidité plus élevée et c) une disposition répartie sur la hauteur de l'élément.

2.2.4. Portée en cisaillement

Le mode de rupture des éléments sans armature transversale et la prépondérance des différents mécanismes de résistance à l'effort tranchant dépend du ratio a/d (Kani, 1967) tel que défini à la Figure 2-4. En effet, l'effet d'arche est dominant pour des éléments pour lesquels $a/d < 2,5$ et la rupture survient par écrasement de la bielle de compression. Tel qu'illustré à la Figure 2-8, les éléments profonds peuvent ainsi résister à une grande contrainte de cisaillement normalisée égale à $V/b_w d \sqrt{f'_c}$, où V et b_w représentent l'effort tranchant et la largeur de l'élément respectivement. Il peut également être observé à la Figure 2-8 qu'un allongement de la portée a réduit considérablement la contrainte ultime de cisaillement normalisée.

En effet, lorsqu'un élément de béton non-armé transversalement est de type élancé ($a/d > 2,5$), il se développe un effet poutre au sein de l'élément où l'armature longitudinale transfère graduellement les efforts de traction dans le béton, entre la charge et les appuis. Cela génère un champ de traction et de compression au sein de l'élément et la rupture survient par la propagation d'une fissure principale diagonale (Collins et coll., 2008).

Pour des portées très élancées, la rupture en flexion est atteinte avant la capacité maximale à l'effort tranchant. À titre indicatif, la Figure 2-9 présente les valeurs du rapport a/d , le qualificatif (profond, élancé) et le mode de rupture associé.

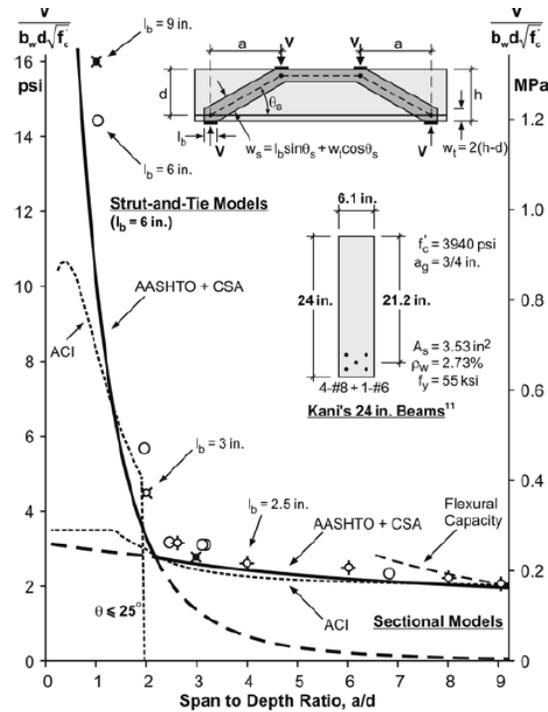
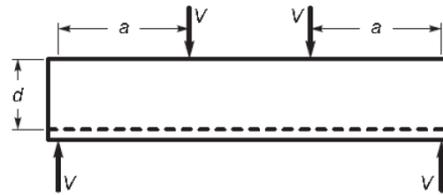


Figure 2-8. Influence du rapport portée de cisaillement sur profondeur (a/d) sur la contrainte de cisaillement maximale (Collins et coll., 2008)



Géométrie	Mode de rupture
Poutre très profonde : $a/d < 1$	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou par écrasement du béton
Poutre profonde : $1 < a/d < 2.5$	Rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée
Poutre élancée : $2.5 < a/d < 6$	Rupture en cisaillement-flexion
Poutre très élancée : $a/d > 6$	Rupture en flexion
Âme mince	Rupture de l'âme en compression

Figure 2-9. Rapport portée de cisaillement-profondeur a/d et mode de rupture associé (Massicotte, 2013)

2.2.5. Profondeur effective et effet d'échelle

Les dimensions d'un élément en béton armé sans armature transversale ont un rôle à jouer sur la résistance à l'effort tranchant. Si les études de Kani (1967) semblent montrer que la largeur d'un élément n'a pas d'influence significative sur la capacité à l'effort tranchant, la profondeur, elle, aurait une influence notoire. En effet, Kani (1967) démontre que l'augmentation de la profondeur d d'une poutre de béton armé sans armature transversale

induit une réduction des contraintes de cisaillement menant à la rupture, comme le montre la Figure 2-10. Il est alors question d'effet d'échelle puisqu'il y a dépendance entre contrainte ultime de cisaillement et dimension de l'élément. Plus spécifiquement, Frantz et Breen (1980) expliquent que la réduction de la contrainte ultime en fonction de la profondeur est attribuable à la plus grande ouverture des fissures de cisaillement dans les éléments profonds. Ils ont observé que pour les éléments profonds fléchis, la distance longitudinale entre les fissures à mi-hauteur peut atteindre trois fois celle de la face en traction. Or, la distance entre les fissures étant plus grande, l'ouverture des fissures est conséquemment plus grande et la transmission des contraintes par enchevêtrement des granulats s'en trouve amputée.

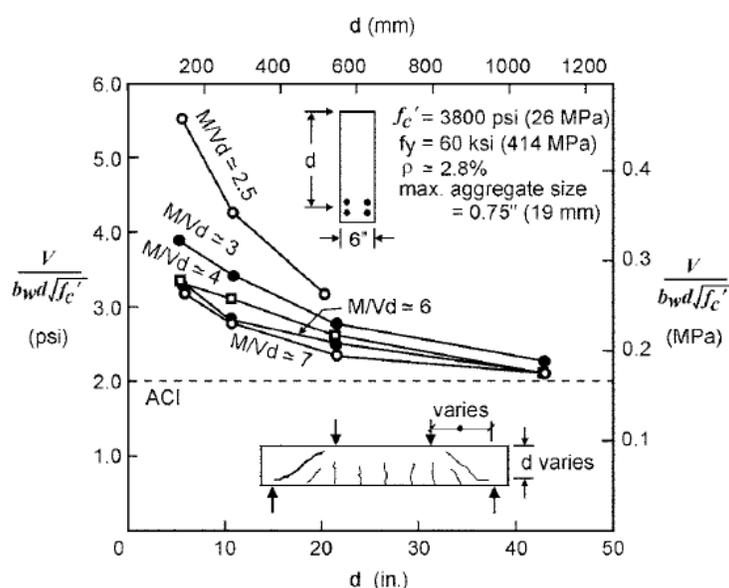


Figure 2-10. Contrainte de cisaillement à la rupture selon la profondeur d d'une poutre de béton. Adapté des essais de Kani (1967) (Kuchma et Collins, 1998)

2.3. Méthode de calcul de la norme CAN/CSA S6-14

Le code canadien de conception des ponts routiers CSA S6-14 propose deux modèles de calcul pour l'évaluation du cisaillement :

- Bielle-et-tirant, applicable pour les éléments de courte portée ($a/d < 2$), les semelles profondes, têtes de pieux et les régions près des charges concentrées, réactions d'appuis et discontinuités géométriques ;
- Sectionnel, pour des éléments en flexion où l'on assume que les sections restent planes, comme dans le cas des éléments élancés.

C'est le second cas qui retient l'attention dans l'étude des dalles épaisses, puisque celles-ci répondent habituellement à l'appellation d'éléments élancés. Dans le modèle de calcul sectionnel, la résistance à l'effort tranchant dans les éléments de béton comprend l'ensemble des contributions du matériau béton, de l'acier transversal et de la précontrainte. L'ensemble des efforts transférés au droit d'une fissure de cisaillement est présenté à la Figure 2-11, où V_c représente la résistance du béton, V_s la traction dans les armatures transversales, V_p la composante verticale issue de la précontrainte, θ l'angle d'inclinaison des fissures de cisaillement et d_v la profondeur de cisaillement.

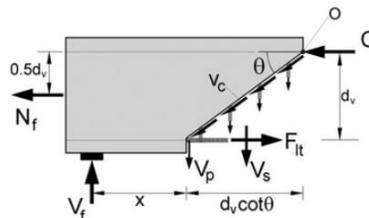


Figure 2-11. Représentation des efforts au droit d'une fissure de cisaillement pris en compte dans le code de conception canadien (Bentz et Collins, 2006)

Dans l'ensemble, la résistance à l'effort tranchant s'exprime comme suit :

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad (2-1)$$

Où,

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

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (2-3)$$

$$V_p = \frac{dM_p}{dx} \quad (2-4)$$

Les équations (2-1) à (2-4) sont basées sur la méthode du champ de compression modifiée (*MCFT*) établie au tournant des années 1990, à partir des travaux de Vecchio et Collins (1986) et Collins et Mitchell (1991). Dans l'équation (2-2), le terme β tient compte de deux effets ayant une incidence notable sur la résistance du matériau béton soumis à l'effort tranchant : l'effet de déformation (*strain effect*) et l'effet d'échelle (*size effect*). Sur ce point, la norme suggère deux méthodes pour déterminer β . Puisque l'étude présentée dans

ce mémoire ne fait pas appel à la précontrainte, la composante de précontrainte V_p ne sera pas traitée dans le présent document.

2.3.1. Méthode générale

La méthode générale regroupe tous les paramètres qui contrôlent la résistance du béton à l'effort tranchant selon la *MCFT*. On assume alors que cette capacité du matériau équivaut à sa capacité à transmettre le cisaillement au droit des fissures. β peut ainsi être déterminé à partir des équations (2-5) et (2-6) suivantes :

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1 + 1500\varepsilon_x} \right] \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] \quad (2-5)$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0,5N_f}{2(E_s A_s)} \quad (2-6)$$

L'équation (2-6) représente la déformation axiale à mi-hauteur de l'élément, considérée comme la moitié de la déformation de l'armature longitudinale (Collins, et coll., 2008). Dans cette équation, M_f , V_f et N_f représentent respectivement le moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort axial qui sollicitent l'élément à une section donnée, d_v est le bras de levier en cisaillement (équivalant à $0,9d$ ou $0,72h$) alors que E_s et A_s représentent respectivement le module élastique et l'aire sectionnelle de l'acier d'armature longitudinal. Dans l'équation (2-5), la distance longitudinale équivalente entre les fissures s_{ze} à mi-hauteur de l'élément de béton sans armature transversale est prise comme étant égale à $35s_z/(15 + a_g)$, où s_z est soit le bras de levier en cisaillement d_v , ou la distance entre les rangs d'armature longitudinale répartis sur la hauteur de l'élément. Si l'élément contient la quantité d'armature transversale minimale, $s_{ze} = 300$ mm.

L'angle d'inclinaison des fissures par rapport à l'axe longitudinal de l'élément de béton (θ), servant à déterminer les efforts repris par l'armature transversale et longitudinale, se calcul comme suit :

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + s_{ze}/2500) \quad (2-7)$$

2.3.2. Méthode simplifiée

La méthode simplifiée a pour objectif de raccourcir la démarche de calcul, tout en donnant des résultats suffisamment conservateurs. Elle s'applique spécialement pour les éléments de béton armé ayant les caractéristiques suivantes :

- Sans précontrainte ;
- Effort axial nul ;
- Limite élastique d'armature longitudinale d'au plus 400 MPa ($f_{yx} \leq 400 \text{ MPa}$) ;
- Résistance en compression du béton d'au plus 60 MPa ($f'_c \leq 60 \text{ MPa}$).

La méthode simplifiée considère une élongation à mi-hauteur (ϵ_x) fixe de $0,8 \times 10^{-3}$. Dans le cas des dalles de pont routiers, si l'armature transversale minimale est présente, on peut utiliser un facteur β de 0,18 et un angle θ de 42° . Toutefois, si l'armature minimale n'est pas présente, β se calcule de l'une des façons suivantes :

- $\beta = 230/(1000 + d_v)$, pour des granulats de grosseur nominale maximale d'au moins 20 mm ($a_g \geq 20 \text{ mm}$) ;
- $\beta = 230/(1000 + s_{ze})$, pour $a_g < 20 \text{ mm}$.

2.4. Comportement des ancrages post-installés dans le béton

Le renforcement à l'effort tranchant par insertion de barres d'armature ancrées avec adhésif époxydique nécessite un transfert des efforts entre le béton et l'armature post-installée. Comme le comportement de ces armatures diffère de celui d'une armature installée avant la coulée du béton, certaines particularités doivent être considérées lors de leur dimensionnement dans un élément de béton, tel une dalle épaisse.

Cette section présente la méthode de renforcement à l'effort tranchant ancré avec adhésif époxydique. Les mécanismes d'adhérence et les facteurs influents seront, par la suite, présentés et expliqués.

2.4.1. Description de la méthode de renforcement à l'effort tranchant avec agent adhésif

Le renforcement à l'effort tranchant avec armature adhérente implique l'insertion de barres d'armature dans une ouverture préalablement forée et injectée d'agent adhésif époxydique. Les barres sont complètement immergées dans l'agent adhésif à l'intérieur des ouvertures forées. La Figure 2-12 illustre la procédure d'installation des renforcements. Celle-ci s'effectue selon les étapes suivantes :

1. Le perçage du béton dans un axe vertical (Figure 2-12a) ;
2. Le nettoyage avec brosse et air comprimé, selon les recommandations du manufacturier de l'agent adhésif (Figure 2-12b) ;
3. L'injection de l'agent adhésif époxydique (Figure 2-12c) ;
4. L'insertion des barres de renforcement (Figure 2-12d).

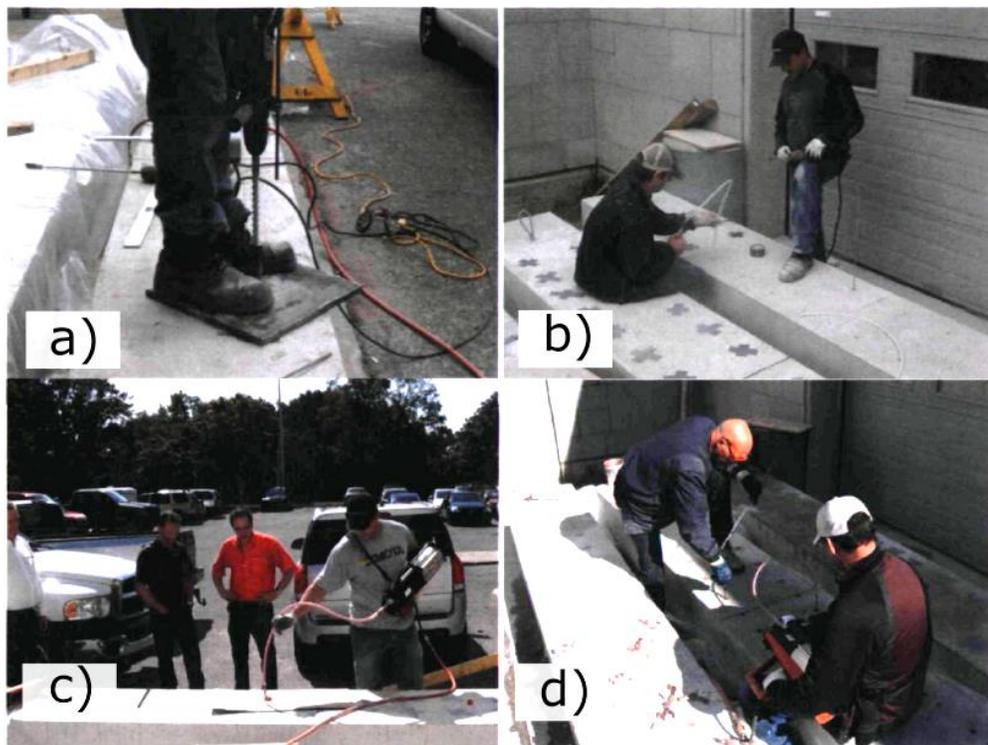


Figure 2-12. Procédure de renforcement à l'effort tranchant avec agent adhésif époxydique : a) perçage du béton, b) nettoyage avec brosse et air comprimé, c) injection de l'agent adhésif époxydique et d) insertion des barres de renforcement. (Tiré de Provencher, 2011)

2.4.2. Activation du renforcement à l'effort tranchant

Les renforcements sont sollicités en traction lorsqu'une fissure de cisaillement les traverse. Tel qu'illustré à la Figure 2-13, l'ouverture d'une fissure de cisaillement dans le béton aura pour effet de cisailier l'adhésif dans l'axe du renforcement. Ce cisaillement est, par la suite, transféré à l'armature de renforcement qui se déforme et développe des contraintes en traction. Ce transfert d'effort entre les matériaux est à l'image d'un ancrage post-installé sollicité par une charge en traction. Dès lors, la mécanique de l'adhérence entre les trois matériaux, béton, adhésif et acier, dicte la performance structure d'une dalle renforcée avec adhésifs.

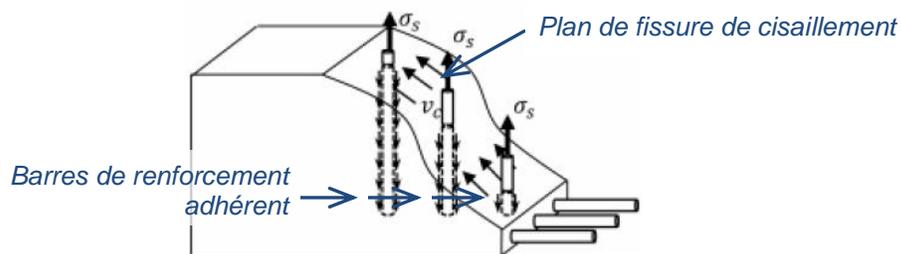


Figure 2-13. Transmission des contraintes au droit d'une fissure de cisaillement (Fiest et coll., 2014).

2.4.3. Ancrages de barres post-installées

Lorsque l'acier d'armature est mis en place avant la coulée du béton et qu'il y a contact direct entre les deux matériaux, il est attendu que l'adhérence entre l'acier et le béton permet le développement de contraintes de traction dans l'acier, lorsque la structure est sollicité par des charges. Or, pour une armature post-installée, le contact direct acier-béton est irréalisable puisque le béton est durci et qu'une ouverture doit être préalablement forée avant d'y insérer l'armature. Un adhésif époxydique est alors employé comme intermédiaire pour ancrer l'armature au béton.

La rupture de cet ancrage peut survenir par formation d'un cône d'arrachement dans le béton (Figure 2-14a) ou par arrachement direct (*pull-out*) (Figure 2-14b,c,d). Lorsque l'un de ces deux modes de rupture survient, l'efficacité de l'ancrage est inférieure à la résistance de la barre (Figure 2-14e). Lorsque la barre ancrée atteint sa limite élastique f_y ou sa limite ultime f_u , l'ancrage est dit pleinement efficace. Une longueur d'ancrage suffisante de la barre (aussi appelée *longueur de développement*) permet de développer un maximum de contraintes de traction dans la barre, tout en évitant l'arrachement de celle-ci.

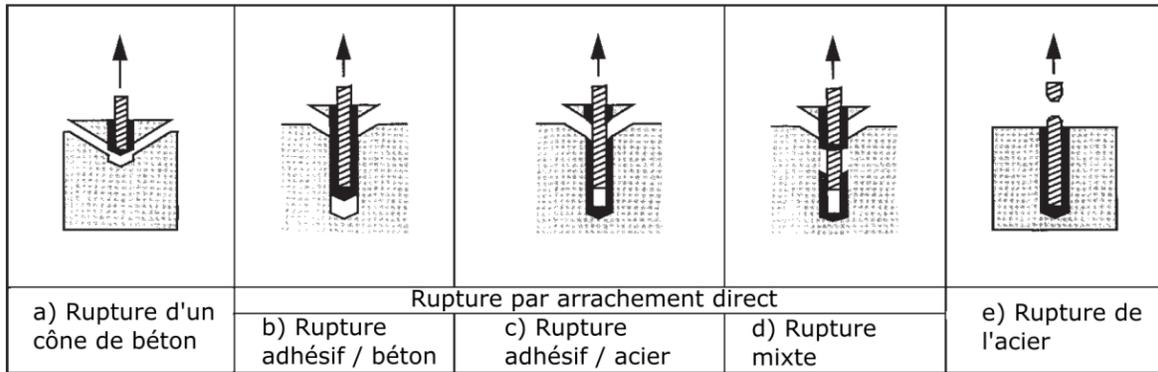


Figure 2-14. Modes de rupture d'ancrage adhésifs sous chargement en traction (Cook et coll., 1998) (tiré d'Eligehausen et coll., 2006a)

L'adhérence d'un ancrage post-installé se développe sur deux interfaces : béton-adhésif et adhésif-acier, comme l'illustre la Figure 2-15. (Eligehausen et coll. (2006a) ont identifié trois mécanismes principaux d'adhérence à chacune de ces interfaces :

- Interface béton-adhésif :
 - Liens chimiques générés par l'époxy avec la paroi de béton ;
 - Micro-engrainement dû à la rugosité de la surface de béton ;
- Interface adhésif-acier :
 - Accrochage mécanique des crénelures de l'acier ou effet de butée.

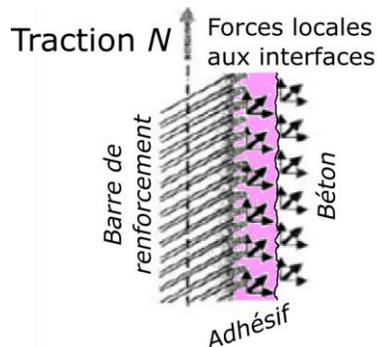


Figure 2-15. Représentation des forces locales aux interfaces acier-époxy et époxy-béton générant de l'adhérence. Tiré de (Eligehausen et coll., 2006b)

Comme les mécanismes d'adhérence se développent sur toute la longueur de l'armature ancrée, l'adhérence est souvent représentée par une contrainte qui longe l'ancrage adhérent, comme l'illustre la Figure 2-13. Ces contraintes sont générées par la déformation longitudinale de la barre qui active les mécanismes décrits précédemment. Il est possible d'étudier le comportement d'une barre ancrée au moyen d'un essai d'arrachement (*pull-out*

test). Cet essai permet de déterminer la relation entre la contrainte d'adhérence (τ) et le glissement (s) de la barre ancrée.

Dans le cas du renforcement à l'effort tranchant, cette fonction d'adhérence permettra d'évaluer l'effort de traction qui sera transmis à l'acier en fonction de l'ouverture d'une fissure de cisaillement. La résistance de la barre à l'effort tranchant pourra alors être évaluée en fonction de la résistance en adhérence et de la longueur ancrée (Fiset et coll., 2014, et Fernandez Ruiz et coll., 2010). Avec une longueur d'ancrage suffisante, la pleine résistance de la barre (contrainte f_y) pourra être éventuellement atteinte au droit de la fissure.

2.4.4. Facteurs influençant la capacité de l'ancrage

Cook et Konz (2001) relèvent plusieurs facteurs pouvant influencer la performance d'un ancrage adhésif dans le béton durci. Des essais en traction direct sur 765 ancrages ont été réalisés parmi lesquels 20 différents agents adhésifs ont été employés dans diverses conditions préétablies. Eligehausen et coll. (2006a) relèvent aussi divers facteurs suite à l'étude exhaustive de divers types d'ancrages, dont les ancrages chimiques post-installés. Un résumé des facteurs étudiés et de leur influence sur la résistance en adhérence sont présentés dans le Tableau 2-1. À noter que le niveau d'influence des facteurs décrits est propre au produit adhésif utilisé.

Tableau 2-1. Facteurs influençant l'adhérence selon les études de Cook et Konz (2001) et Eligehausen et coll. (2006a)

Facteur	Influence	Détail
Propreté du substrat	+	L'enlèvement de toute poussière est nécessaire pour obtenir la pleine liaison chimique et mécanique entre l'adhésif et le béton. Pour les adhésifs injectables, l'absence de nettoyage peut réduire entre 20% et 50% la capacité en traction de l'ancrage (Eligehausen et Meszaros, 1996). Par ailleurs, l'accumulation de poussière au fond du trou peut empêcher l'insertion complète de l'acier d'ancrage et réduire la longueur efficace de l'ancrage.

Facteur	Influence	Détail
Humidité du substrat	-	Une surface humide ou saturée en eau au moment de l'installation de l'ancrage tend généralement à diminuer la qualité des liens chimiques développés par l'adhésif
Rugosité des parois	+	Une surface rugueuse offre plus de surface de contact adhésif-béton et génère plus de friction entre ces matériaux. La surface obtenue dépend de l'équipement de forage employé.
Résistance à la compression du béton	Neutre	Pas de tendance claire. Résistance du béton entre 20 et 60 MPa. (Cook et coll., 2001). Si rupture à l'interface adhésif-béton, amélioration de l'effet de butée avec meilleure résistance à la compression. Toutefois, la rugosité des parois diminue lorsque la résistance du béton augmente, ce qui contrebalance cet effet (Eligehausen et coll., 2006a).
Temps de cure	+	Une plus longue durée de cure améliore la capacité de l'ancrage. Le temps requis pour atteindre la capacité maximale est propre au produit et aux conditions environnementales.
Température ambiante	+/-	Généralement, l'atteinte de températures élevées (de l'ordre de 40°C) diminue l'efficacité de l'ancrage. Toutefois, des températures plus froides ralentissent ou freine le gain d'adhérence lors de la cure.

2.5. Programme d'étude sur le renforcement à l'effort tranchant dans les dalles épaisses

Le présent projet de recherche s'inscrit dans une série d'études sur le renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses en béton armé ayant permis d'approfondir la compréhension du comportement structural des ouvrages post-renforcés. Cette section résume les observations et les conclusions issues de ces études.

2.5.1. Renforcement des dalles épaisses en cisaillement, Provencher (2011)

Cette étude avait pour objectif d'évaluer l'efficacité du renforcement avec barres ancrées avec un adhésif époxydique en termes de gain de capacité à l'effort tranchant et de déflexion ultime. La facilité de mise en œuvre était aussi évaluée lors de cette étude.

Trois groupes de dalles de géométrie différente ont été confectionnés. Un des groupes avait une section transversale identique aux corps d'épreuve fabriqués dans le présent projet, soit 610 mm de largeur par 750 mm d'épaisseur, comme le montre la Figure 2-16. Les deux autres groupes avaient des sections de 610 mm par 450 mm avec des détails d'armature distincts. Toutes les dalles ont été conçues de façon à ce que la rupture se produise en cisaillement. Pour chaque groupe, la moitié des spécimens étaient renforcés à l'effort tranchant avec des barres transversales ancrées avec agent adhésif époxydique, alors que les autres spécimens ne contenaient aucune armature transversale. Tous ont été soumis à un essai de flexion avec portée libre entre appuis simples de 4000 mm. Le rapport s_v/d_v était d'environ 0,75 pour tous les spécimens, soit la valeur maximale permise par la norme CAN/CSA S6-06.

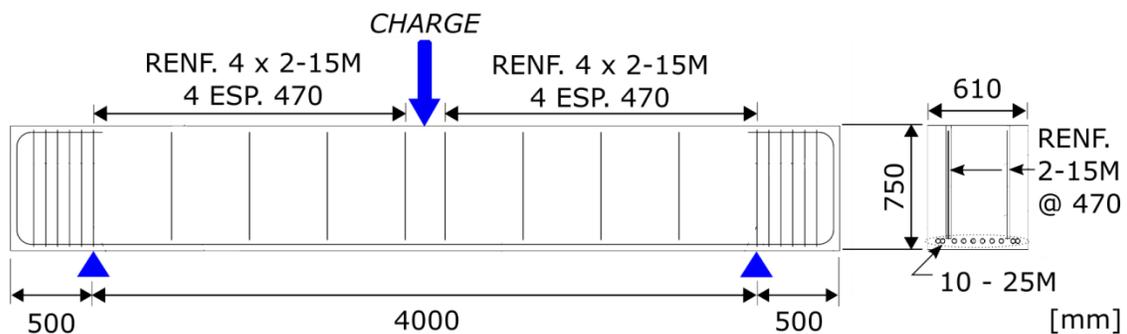


Figure 2-16. Vue en coupe et en élévation d'une dalle renforcée de 750 mm d'épaisseur. Tiré de Provencher (2011)

Il en résulte que les spécimens renforcés ont montré un comportement avant rupture (pré-rupture) semblable à celui qui serait attendu d'une dalle armée d'étriers transversaux, c'est-à-dire montrant un grand nombre de fissures avant la rupture. De plus, les spécimens renforcés ont une déflexion deux fois plus élevée et un gain de résistance pouvant atteindre 45% par rapport à ceux non-renforcés. Toutefois, le gain de résistance est plus faible que celui prédit par le calcul normatif avec étriers verticaux. Les résultats d'autopsie, dont un des carottages est présenté à la Figure 2-17, ont montré la désolidarisation des barres de

renforcement par éclatement de l'époxy. Ainsi, il apparaît que la capacité d'ancrage des renforcements est un paramètre influençant la résistance à l'effort tranchant d'une dalle post-renforcée.

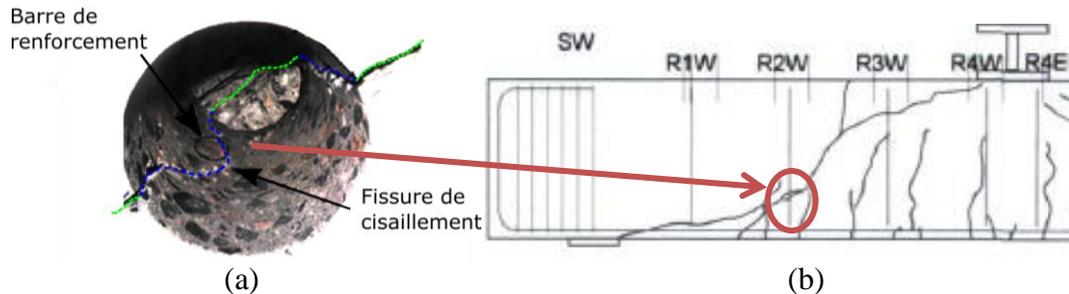


Figure 2-17. (a) Extrémité de la barre R2WS de la dalle 3Ba et intérieur du trou de carottage ; (b) Plan de fissuration de la dalle 3Ba (Tiré de Provencher, 2011)

2.5.2. Renforcement des dalles épaisses en cisaillement, Cusson (2012)

Cette étude visait à comparer le renforcement avec adhésif époxydique par rapport à d'autres méthodes de renforcement à l'effort tranchant. De plus, des essais d'arrachement ont été faits sur des barres ancrées avec époxy dans des blocs de béton selon quatre longueurs d'ancrage différentes.

Cinq spécimens de dalle de même dimension (750 mm d'épaisseur et 4000 mm de portée libre) ont été confectionnés et soumis à un essai de flexion trois points sur appuis simples. Tout comme pour Provencher (2011), les dalles ont été conçues pour que la rupture se produise en cisaillement. Une des dalles a été coulée avec des étriers verticaux, alors que les quatre autres ont été post-renforcées avec différentes méthodes de renforcement adhérent ou non-adhérent. À la lumière des résultats issus de Provencher (2011), le rapport s_v/d_v a été réduit à 0,60 afin de rapprocher les renforcements et éviter la perte d'ancrage à l'extrémité des renforcements adhérents dû à la présence de fissures à l'extrémité des ancrages. Un plan de la dalle renforcée avec barres ancrées avec adhésif époxydique est montré à la Figure 2-18.

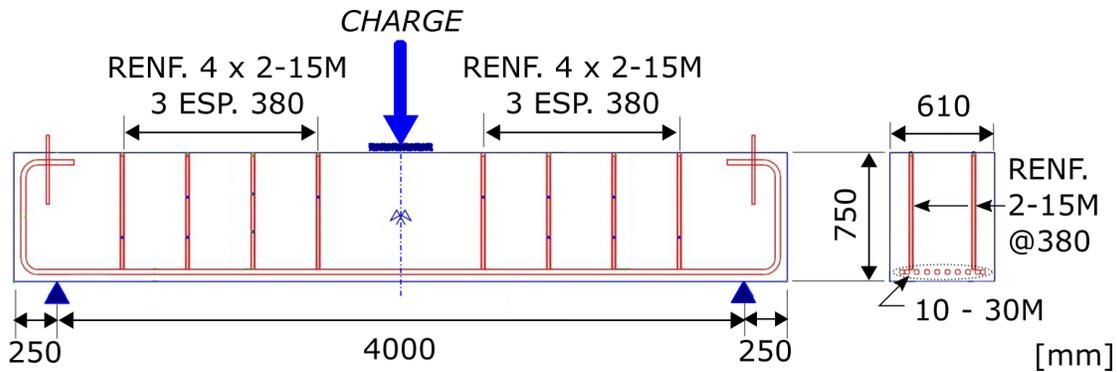


Figure 2-18. Vue en élévation et en coupe de la dalle renforcée avec barres enduites d'adhésif époxydique. Tiré de Cusson (2012)

À la suite des essais, il en ressort que la résistance à l'effort tranchant de la dalle renforcée avec barres ancrées à l'époxy est similaire à celle de la dalle armée d'étriers verticaux. De surcroît, la déflexion à l'ultime de la dalle avec barres ancrées est sensiblement plus élevée (environ 10% de plus) que la dalle armée d'étriers. Par ailleurs, il a été observé que le patron de fissuration est mieux réparti sur la longueur de la dalle pour le renforcement adhérent que non-adhérent grâce au contact continu entre le renforcement et le béton.

Il a été également observé que la longueur de développement des barres adhérentes de renforcement est un facteur clé pour obtenir une capacité maximale et un comportement adéquat. En comparant la trajectoire de la fissure principale de cisaillement sur les dalles de Provencher (2011) et de Cusson (2012), Figure 2-19 (a) et (b) respectivement, il est possible de remarquer la distance plus élevée entre l'extrémité des barres ancrées et la fissure dans le cas de Cusson (2012). En effet, après l'autopsie de la dalle montrée à la Figure 2-19(c), Cusson (2012) observe que la fissure intercepte un rang de barres dans leur partie centrale et qu'elles montrent des signes de plastification. Alors que la perte d'ancrage n'a pas permis d'obtenir une résistance à l'effort tranchant similaire aux calculs pour étriers verticaux dans les essais de Provencher (2011), le rapprochement longitudinal des renforcements a permis à l'acier de plastifier localement et d'offrir une contribution plus importante à la résistance à l'effort tranchant de la dalle.

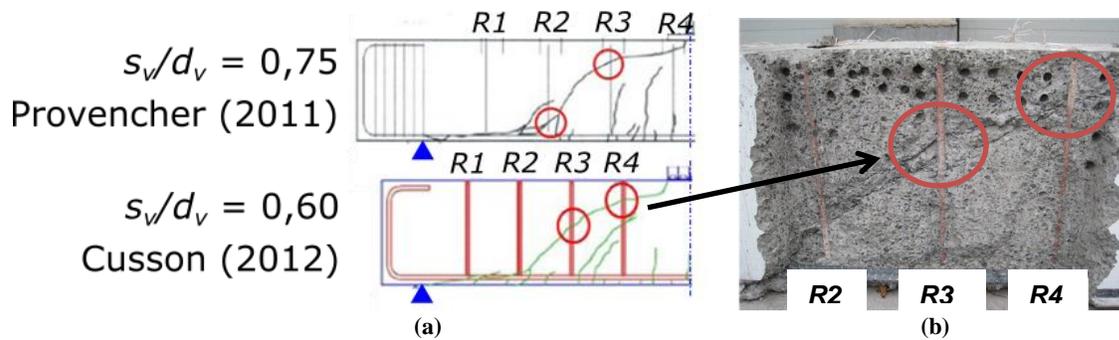


Figure 2-19. (a) Comparaison de la trajectoire de fissuration au droit des barres de renforcement pour les projets de Provencher (2011) et Cusson (2012) ; (b) Vue de la fissuration au droit des barres pour la Dalle #2 de Cusson (2012).

2.5.3. Adhérence des ancrages époxydiques de barres d'armature dans du béton affecté de la réaction alcali-silice (Villemure et coll., 2015, 2016)

Le but de ce projet était de connaître et de comparer le comportement en adhérence des barres ancrées à l'époxy dans un béton sain ($f'_c \approx 40$ MPa) et dans un béton affecté de réaction alcali-silice (RAS). Subséquemment, le comportement de l'adhérence a été intégré à une loi adhérence-glisserment en vue de son intégration dans des analyses par éléments finis.

Pour y arriver, une batterie d'essais d'arrachement (ASTM E488-10 *Confined Pull-Out Tests*) a été réalisée sur des barres d'armature ancrées avec agent adhésif époxydique et insérées dans des éléments de béton cubiques de 350 mm de côté, tel qu'illustré à la Figure 2-20. L'agent adhésif utilisé pour ce projet est le même que celui utilisé dans les études présentées précédemment. Un groupe de spécimens a été soumis à des conditions favorisant le développement de la RAS (mélange de béton et conditions de murissement), alors qu'un autre groupe était fabriqué à partir d'un béton sain (mélange de béton similaire au premier groupe mais non réactif). Les longueurs d'ancrage des barres d'armature 15M utilisées pour ces essais variaient entre environ 30 mm et 75 mm, soit 2 et 5 fois le diamètre de barre ($2d_b$ et $5d_b$), respectivement.

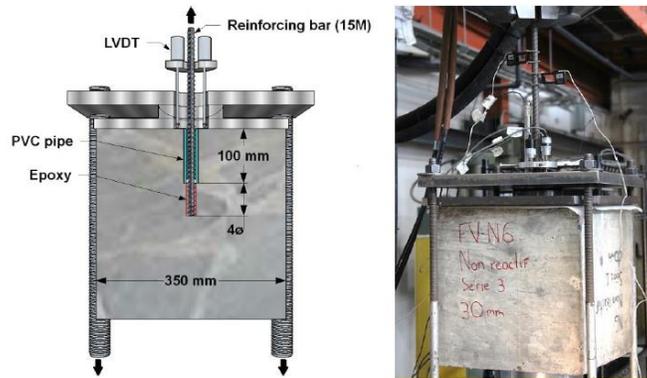


Figure 2-20. Montage expérimental pour les essais d'arrachement selon ASTM E488-10 (Villemure et coll., 2016)

À la suite des essais réalisés, il a été possible de représenter le comportement de l'adhérence par une fonction mettant en relation le glissement (s) de la barre et la contrainte d'adhérence (τ) pour divers niveaux de développement de la RAS. Les résultats issus de Villemure et coll. (2015) montrent que l'adhérence dans les spécimens atteints de RAS est réduite par rapport à ceux de béton sain, puisqu'il semble que le patron de fissuration interne réduise la surface de contact entre l'adhésif et le béton. Aussi, la rupture par bris du lien d'interface adhésif-béton dans les spécimens atteints de RAS semble indiquer qu'une longueur d'ancrage plus grande dans le béton atteint de RAS est nécessaire pour mener l'acier à la rupture par rapport au béton sain (Villemure et coll., 2015). Toutefois, il est observé dans Villemure et coll. (2016) qu'avec la progression de la RAS, la résistance de l'adhérence dans des bétons atteints de RAS augmente et atteint le même niveau d'adhérence que dans un béton sain. Il semble que, malgré la fissuration du substrat qui réduit la qualité du lien adhésif-béton, l'expansion générée par la RAS confine l'ancrage et améliore l'adhérence (Villemure et coll., 2016).

Une équation représentant la relation adhérence-glissement a été proposée à partir des hypothèses sur les déformations et contraintes dans le béton, l'adhésif et l'acier au niveau élémentaire présentés à la Figure 2-21(a). Le glissement s est défini comme la différence de déformation entre l'acier et le béton. Ce différentiel de déformation sollicite l'adhésif qui transfère alors les efforts sous forme d'adhérence τ . Puisque la contrainte d'adhérence n'est pas linéaire le long de la barre, une distribution de contraintes et déformations axiales (σ et ϵ respectivement), de glissement et d'adhérence le long d'une barre ancrée telles que représentées schématiquement à la Figure 2-21(b) sont présentes.

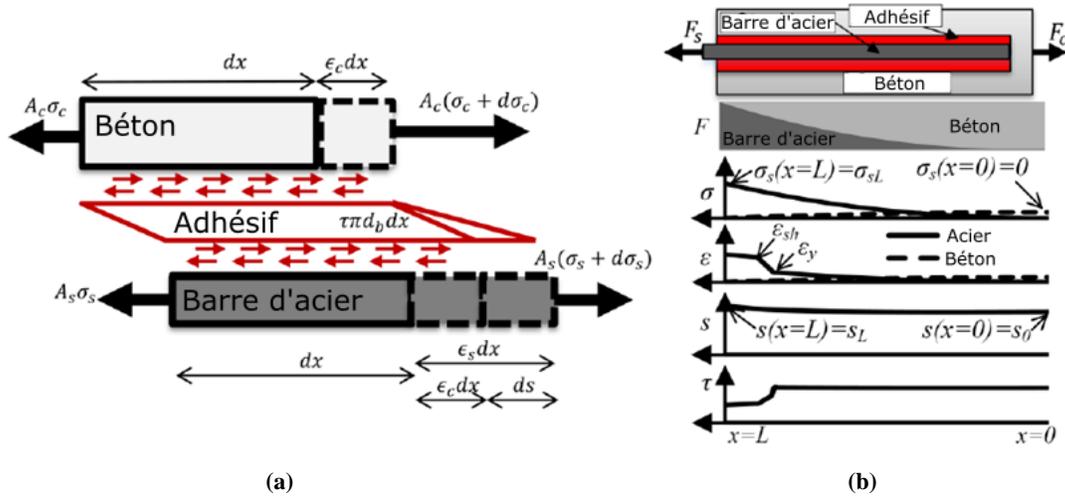


Figure 2-21. Contraintes et déformation (a) pour un élément de longueur dx et (b) le long d'une barre ancrée. Tiré de Villemure et coll. (2015)

Les équations (2-8) et (2-9), adaptées de Cosenza et coll. (1997), ont été proposées afin de représenter l'adhérence dans le béton sain suite à l'analyse numérique. Dans le cas du béton affecté de RAS, il est nécessaire de modifier la courbe d'adhérence τ pour tenir compte de la présence de fissures dans le béton et du confinement de l'ancrage. Pour ce faire, il est proposé de multiplier l'adhérence τ par les facteurs Ω_w pour la fissuration et Ω_p pour le confinement, tel que présenté aux équations (2-10) et (2-11) (Villemure et coll., 2016). La définition et les valeurs adoptées pour chaque variable présentée aux équations (2-8) à (2-11) sont présentées au Tableau 2-2. Il en ressort que les courbes de contrainte de traction-glissement expérimentales et numériques sont semblables, comme le montre la Figure 2-22.

$$\tau = \tau_{b0} \left(1 - e^{-\frac{s}{s_r}} \right)^\beta, \text{ pour } s \leq s_2 ; \quad (2-8)$$

$$\tau = \tau_{b0} - (\tau_{b0} - \tau_f) \left(\frac{s-s_2}{s_3-s_2} \right), \text{ pour } s_2 < s \leq s_3 \quad (2-9)$$

$$\Omega_w = 1 - 10(w - d_b) \quad (2-10)$$

$$\Omega_p = 1 - \tanh \left(\frac{2\sigma_p}{f_c} \right) \quad (2-11)$$

Tableau 2-2. Définition et valeur des variables des équations (2-8) à (2-11)

Variable	Définition	Valeur déterminée par Villemure et coll. (2016)
τ_{b0}	Contrainte d'adhérence maximale	32,26 MPa
τ_f	Contrainte de friction	$0,35\tau_{b0}$
β	Paramètre de non-linéarité	0,566
s_r	Valeur calquée sur essais expérimentaux	0,323
s_2	Glissement à τ_{b0}	2,07 mm
s_3	Glissement auquel seule la friction agit	11,3 mm
w	Ouverture de fissure équivalente	0 à 0,30 mm
d_b	Diamètre de barre d'ancrage	15,9 mm
σ_p	Contrainte de confinement transversal	0 à 5,0 MPa
f_c	Résistance en compression du béton	24,7 à 43,6 MPa

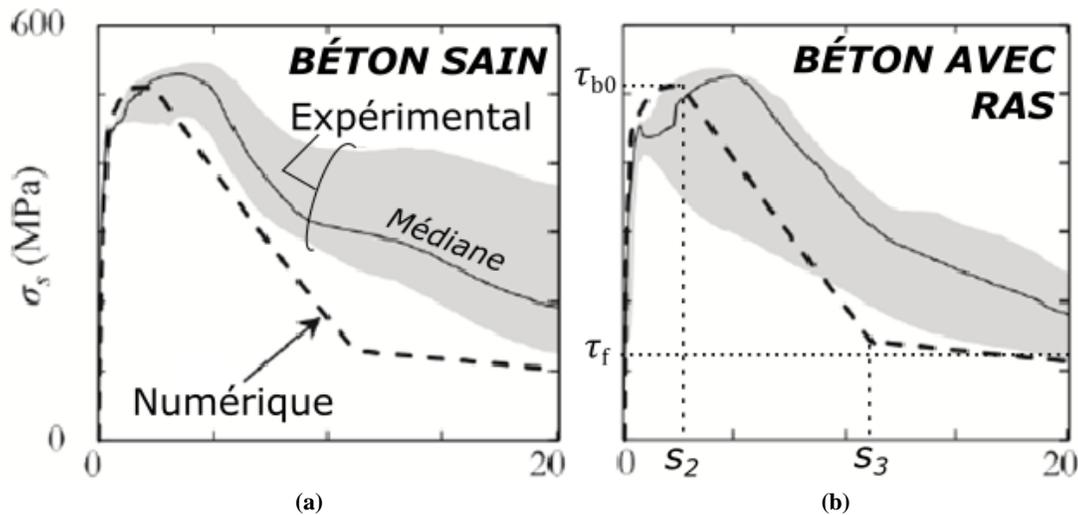


Figure 2-22. Comparaison des courbes expérimentales et numériques de contrainte axiale dans l'acier d'ancrage σ_s en fonction du glissement en bout de barre s pour (a) le béton sain, et (b) pour le béton affecté de RAS

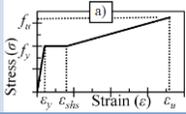
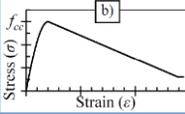
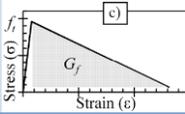
2.5.4. Renforcement des structures en béton armé face à l'effort tranchant : étude numérique et expérimentale (Fiset et coll., 2014, 2016)

L'étude de Fiset et coll. (2014) porte sur l'élaboration d'un modèle numérique capable de prédire le comportement des dalles épaisses renforcées à l'effort tranchant à partir de données expérimentales. De plus, Fiset et coll. (2016) présentent une étude exhaustive du potentiel des barres de renforcement adhérent à développer leur capacité maximale, en fonction du patron de fissuration et de la longueur de développement. Ainsi, un espacement

longitudinal maximal des renforcements transversaux post-installés avec un adhésif époxydique a été proposé.

Des modèles d'analyse par éléments finis ont été développés à l'aide du logiciel VecTor (Wong et coll., 2013) qui est présenté en détail à la section 2.6. Diverses combinaisons de dimensions de dalles et de détails d'armature ont été modélisées. Les propriétés de l'acier, du béton en compression et en tension, de même que l'adoucissement en compression et le raidissement en traction sont prises en compte à travers les lois de comportement présentées au Tableau 2-3. La fonction d'adhérence pour les barres ancrées est une fonction tri linéaire qui approxime le comportement observé par l'étude de Villemure et coll. (2016), tel que montré à la Figure 2-23.

Tableau 2-3. Lois de comportement intégrées aux modèles numériques développés par Fiset et coll. (2014)

	Acier	Béton en compression	Béton en traction
			
Modèle(s)	Tri-linéaire	Popovics (1973) / Mander et coll. (1988)	Yamamoto (1999)

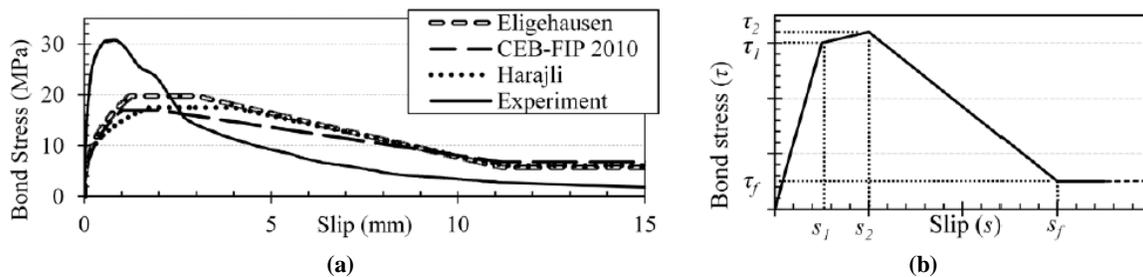


Figure 2-23. (a) Courbe adhérence-glisement expérimentale tirée de Villemure et coll. (2016) en comparaison avec des modèles d'adhérence acier-béton relevés dans la littérature. (b) Modèle tri-linéaire développé pour les renforcements à l'effort tranchant avec résine époxydique (Fiset et coll., 2014)

Les dalles testées lors des études de Provencher (2011) et Cusson (2012) ont été reproduites et les résultats issus de l'analyse par éléments finis montrent une corrélation satisfaisante avec les résultats expérimentaux, comme le montre les patrons de fissuration de la Figure 2-24.

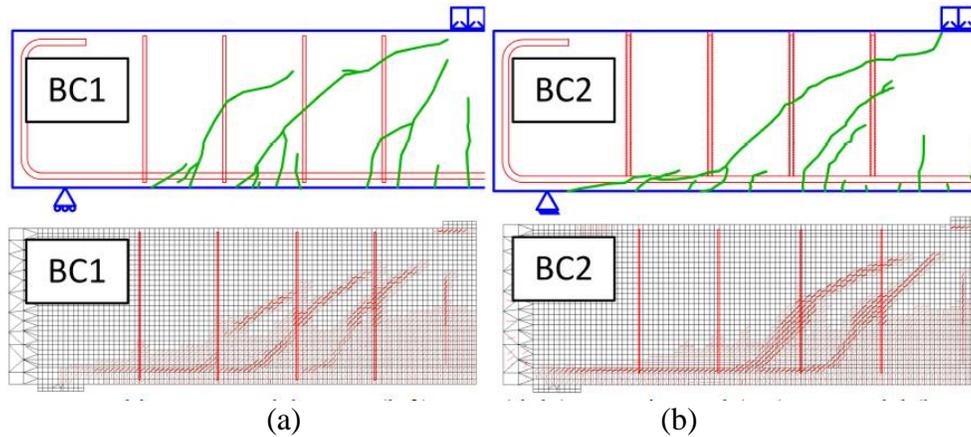


Figure 2-24. Comparaison des patrons de fissuration obtenus expérimentalement (haut) et numériquement (bas) pour des dalles tirées de Cusson (2012) : (a) Dalle armée d'étriers coulés en place et (b) dalle renforcée avec barres enduites d'adhésif époxydique. (Fiset et coll., 2014)

Parallèlement, il a été démontré dans Fiset et coll. (2016) que l'efficacité des renforcements adhérents dépend largement du positionnement de la fissure principale de cisaillement. En effet, si la fissure intercepte le bout de la barre de renforcement à l'intérieur de sa longueur de développement l_d , le renforcement rompt par arrachement de l'ancrage plutôt que par plastification de l'acier (Fiset et coll., 2016). Comme le montre la Figure 2-25, l'acier atteint alors une contrainte f_{sv} inférieure à sa limite élastique f_y . Néanmoins, lorsque la fissure intercepte l'acier dans sa longueur pleinement efficace l_y , la plastification peut être atteinte ($f_{sv} = f_y$) et le renforcement se comporte de façon similaire à un étrier. Il est possible de calculer la longueur de développement l_d d'un renforcement selon l'équation (2-12).

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4\tau_{b0}} \quad (2-12)$$

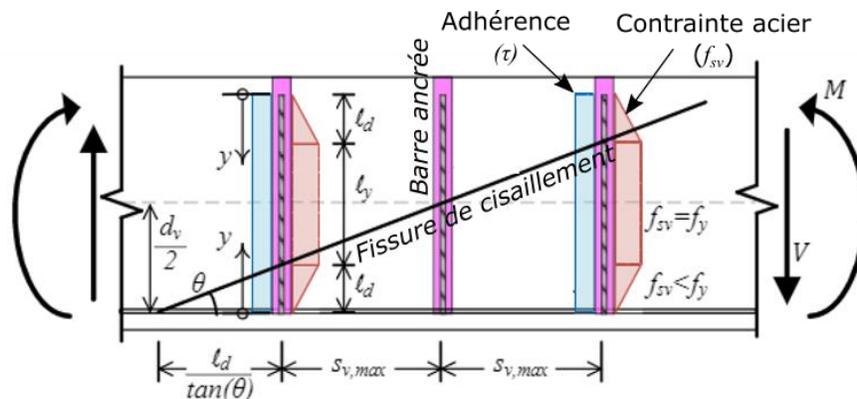


Figure 2-25. Longueur de développement (l_d), longueur pleinement efficace (l_y) et limite de résistance en traction (f_{sv}) pouvant être développée dans la barre selon la localisation de la fissure principale de cisaillement. Tiré de (Fiset et coll., 2016)

À la lumière de cette constatation, Fiset et coll. (2016) proposent d'apporter une nuance aux normes de CSA S6-14, CSA 23.3-14 et AASHTO (2012) quant à la détermination de l'espacement maximal de l'armature transversale post-installée adhérente. L'espacement maximal de l'armature transversale est défini tel que toute ligne inclinée d'angle θ intercepte au moins deux étriers dans leur zone pleinement efficace (f_y est développée). La longueur pleinement efficace pour les étriers correspond à la profondeur d_v . Toutefois, dans le cas des barres ancrées, il est souhaité que la fissure intercepte les barres dans leur longueur pleinement efficace l_y qui est généralement plus petite que la profondeur d_v allouée pour des étriers. Dans ce cas, l'espacement longitudinal maximal $s_{v,max}$ entre barres adhérentes est plus court que pour des armatures équivalentes coulées en place. Il est proposé par Fiset et coll. (2016) de calculer l'espacement maximal $s_{v,max}$ entre barres transversales ancrées à l'époxy selon l'équation (2-13) suivante :

$$s_{v,max} = k_{v,max}l_y \leq k_{v,max}d_v \quad (2-13)$$

où $k_{v,max}$ est le rapport s_v/d_v maximal proposé par la norme de conception. À ce titre, 0,75 est la valeur proposée par la norme CAN/CSA S6-14.

2.6. Modélisation numérique pour le renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses

Dans les travaux sur le renforcement à l'effort tranchant dans les dalles épaisses de Fiset et coll. (2014, 2016) présentés à la section 2.5.4, le logiciel VecTor (Wong et coll., 2013) a été utilisé pour effectuer l'analyse numérique de dalles épaisses renforcées à l'effort tranchant avec barres ancrées à l'aide d'adhésif époxydique. Ce logiciel se base, entre autres, sur une vaste gamme d'études réalisées à l'Université de Toronto sur des spécimens de béton armé soumis à des efforts de cisaillement.

VecTor est un logiciel d'analyse non-linéaire par éléments finis basé sur la théorie du champ de compression modifiée (*MCFT*) (Vecchio et Collins, 1986) ainsi que sur la *Disturbed Stress Field Model (DSFM)* (Vecchio, 2000), afin d'analyser des éléments de béton armé soumis tant au cisaillement qu'à des efforts axiaux. La fissuration dans les éléments de béton est simulée de façon diffuse par des éléments de fissuration libres en

rotation, c'est-à-dire qui s'orientent en fonction de la direction des contraintes principales au sein de l'élément de béton. De plus, l'adoucissement en compression, le raidissement et l'adoucissement en traction ainsi que le confinement, sont pris en compte lors de l'analyse. Une vaste gamme de modèles de calcul permet de représenter chacun de ces comportements. Pour plus d'informations sur la programmation et le fonctionnement du logiciel, le lecteur peut se référer à Wong et coll. (2013).

Le logiciel VecTor a été employé dans diverses études dans le passé, y compris dans les travaux de Vecchio (2000) et Mitchell et coll. (2010) ainsi que dans les travaux sur le renforcement à l'effort tranchant de Fiset et coll. (2014, 2016). Les résultats numériques obtenus ont permis de bien représenter les essais expérimentaux effectués.

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

Outre le programme d'étude sur le renforcement à l'effort tranchant dans les dalles épaisses présenté à la section 2.5, plusieurs études sur le renforcement à l'effort tranchant employant diverses techniques peuvent être relevées dans la littérature. Un survol de ces investigations est présenté à la sous-section 2.7.1.

Néanmoins, la plupart de ces études ont été menées sur des spécimens sans sollicitations au moment du renforcement. Ainsi, l'influence des conditions de chargement de la structure lors de la mise en place des renforcements est relativement peu étudiée. Ces conditions provoquent des déformations et de l'endommagement pouvant potentiellement nuire à la performance des renforcements. Toutefois, certains travaux ont permis de mieux comprendre le potentiel de perte d'efficacité des renforcements, selon les conditions *in-situ* de mise en place. Ces études sont relevées dans les sous-sections 2.7.2 à 2.7.5.

2.7.1. Avancement de la recherche sur le renforcement à l'effort tranchant des éléments de béton armé

Le Tableau 2-4 résume quelques études se retrouvant dans la littérature concernant la mise en place de l'armature transversale. Toutes ces recherches permettent de mieux comprendre l'interaction entre le cisaillement dans le béton armé et les renforcements.

Tableau 2-4. Résumé de l'avancement de la recherche sur le renforcement à l'effort tranchant et le cisaillement dans le béton armé

Auteur	Année	Spécimens ($L \times l \times h$) [mm]	Renforcement à l'effort tranchant	Conclusions
Frosch	2000	2 poutres rect. 5486 x 457 x 914	Étriers coulés en place	<ul style="list-style-type: none"> • Méthode de calcul pour V_s avec angle fissure variable ; • Longueur d'ancrage dictée par la position de fissure de cisaillement ; • Longueur d'ancrage influence la résistance à l'effort tranchant V_r.
Lorenzis	2001	8 poutres en T 3048 x 381 x 406	Barres polymères collées aux faces latérales avec époxy	<ul style="list-style-type: none"> • Gain de résistance V_r ; • Rupture par décollement de l'époxy contrôle le gain de résistance ; • Efficacité accrue avec augmentation de longueur d'ancrage ou en réduisant l'espacement des barres.
Adhikary	2005	11 poutres rect. 3500 x 300 x 300	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Plaques latérales boulonnées ▪ Bandes d'acier collées ▪ Étriers externes 	<ul style="list-style-type: none"> • Gain de résistance V_r pour les 3 méthodes ; • Rupture des poutres avec époxy par désolidarisation du renfort ; • Rupture des poutres avec étriers externes par éclatement du béton.
Lubell	2009	7 poutres rect. 4880 x 1170 x 590	Étriers coulés en place	<ul style="list-style-type: none"> • Espacement transversal de l'armature transversale a un effet important sur : <ul style="list-style-type: none"> ○ La résistance V_r ; ○ L'ouverture des fissures ; ○ La ductilité de la rupture ; • Recommandation de limiter l'espacement transversal à d ou 600 mm.
Varney	2011	4 poutres rect. 3700 x 330 x 610	Étriers coulés en place	<ul style="list-style-type: none"> • Certains défauts de mise en place des étriers verticaux n'ont pas d'effet notable sur la résistance V_r. Défauts testés : <ul style="list-style-type: none"> ○ Mauvais ancrage des barres verticales centrales ; ○ Absence de supports longitudinaux aux coins.

2.7.2. Renforcement post-rupture avec injection de résine et autres techniques, Collins et Ropper (1990)

Le but de cette étude est d'examiner l'influence d'un niveau de chargement après ouverture d'une fissure de cisaillement, au moment du renforcement sur le gain de capacité à l'effort tranchant de poutres renforcées. Des essais en flexion 4-points sur appuis simples ont été

réalisés sur 20 poutres en béton armé de petite échelle (1800 mm x 75 mm x 150 mm) et 5 poutres de dimension plus importante (4000 mm x 191 mm x 351 mm). Tous les spécimens ont été confectionnés sans armature transversale. Les poutres ont été chargées jusqu'à l'apparition d'une fissure diagonale majeure sur chaque portée en cisaillement. Cette charge de fissuration, notée W_v , était par la suite réduite jusqu'à une fraction de W_v , à laquelle les spécimens étaient renforcés. Ces spécimens renforcés étaient par la suite chargés jusqu'à la rupture, notée W_f . Pour le renforcement, 4 méthodes ont été employées :

- Précontrainte par post-tension externe ;
- Barres adhérentes collées sur les parois des poutres ;
- Brochage (*stitching*) ;
- Injection d'époxy dans la fissure principale.

À la conclusion des essais, il a été relevé que toutes les méthodes de post-renforcement employées apportent un gain de résistance à l'effort tranchant, peu importe le niveau de charge en place au moment du renforcement. Cependant, le gain de résistance diminue à mesure que cette charge augmente, comme le montre la Figure 2-26 pour des réparations avec injection d'époxy. En effet, le ratio entre la charge ultime W_f et la charge de fissuration W_v diminue en fonction du pourcentage de la charge W_v en place lors du renforcement. Toutefois, la diminution de gain de résistance semble plus marquée pour les spécimens de petite échelle (Figure 2-26[a]) que pour ceux de plus grande dimension (Figure 2-26[b]).

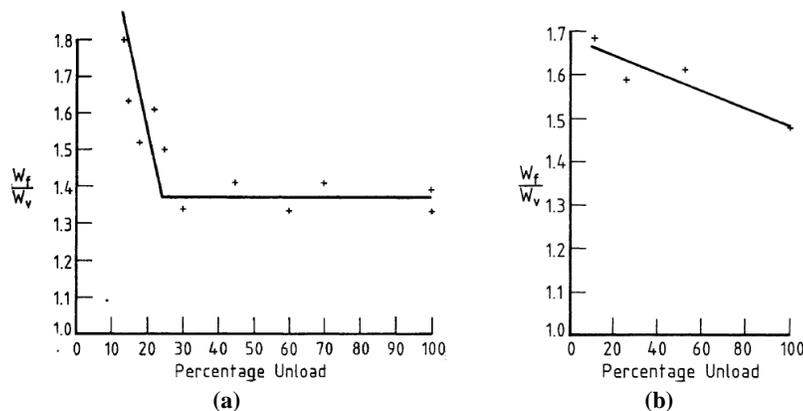


Figure 2-26. Gain de résistance des poutres réparées avec injection d'époxy en fonction du pourcentage de la charge d'apparition de fissure diagonale sans renforcement ($\%W_v$) en place lors du renforcement pour (a) les poutres de petite échelle et (b) les poutres de taille réaliste. (Tiré de Collins et Ropper, 1990)

Par ailleurs, il a été observé que, pour les spécimens présentés à la Figure 2-26(a), le plan de fissuration menant à la rupture à la charge W_f est le même que celui qui a été initié à W_v , lorsque le renforcement est mis en place à une charge supérieure à 30% de W_v . Par contre, lorsque le niveau de charge au renforcement est plus faible, un nouveau plan de fissuration se développe à la rupture avec renforcement. Les auteurs expliquent que pour une charge élevée, l'ouverture importante de la fissure initiale diminue la qualité du renforcement et la résistance dépend alors en grande partie de l'enchevêtrement des granulats dans cette fissure.

2.7.3. Adhérence d'ancrages avec résine époxydique dans le béton fissuré, Eligehausen et coll. (2006a)

Eligehausen et coll. (2006a) présentent une étude exhaustive sur les ancrages dans le béton, dont les ancrages post-installés avec adhésif chimique. Le comportement desdits ancrages a été étudié tant dans le béton sain que dans le béton fissuré. Comme le renforcement du béton armé en conditions de service implique généralement que ce dernier soit fissuré au moment de l'installation, l'étude du comportement des ancrages dans le béton fissuré s'avère pertinent dans le contexte de ce mémoire.

La qualité de l'adhérence entre l'adhésif et le béton est en grande partie attribuable à la géométrie de la surface de béton, où le micro-enchevêtrement se développe. Dans un béton fissuré, il est difficile de prédire avec certitude le comportement des ancrages dû au caractère aléatoire du développement des fissures qui déforment la surface de béton au droit de l'ancrage, comme le montrent les résultats d'essais de traction menés par Dieterle et Opitz (1988) et Meszaros (1999) à la Figure 2-27(a) et (b) respectivement. Dans l'étude de Meszaros (1999), les essais de traction ont été réalisés sur des ancrages installés dans une fissure qui a, par la suite, été ouverte à la largeur désirée. Ainsi, cette fissure est donc parallèle à l'axe de l'ancrage adhésif.

Comme il est possible d'observer à la Figure 2-27(b), l'ouverture de fissures après l'installation d'ancrages adhésifs mène généralement à une réduction de la capacité ultime en traction de ce dernier. Eligehausen et coll. (2006a) expliquent cette perte de capacité par le décollement d'une partie de l'interface béton-adhésif lors de l'ouverture de la fissure,

comme le montre la Figure 2-27(c). En effet, la résistance à la traction de l'adhésif étant plus grande que celle du béton, la fissure qui se propage dans le béton contourne l'ancrage de façon à le détacher de la surface de béton. Cette perte de surface de contact représente une perte d'adhérence de l'ordre de 50% en moyenne.

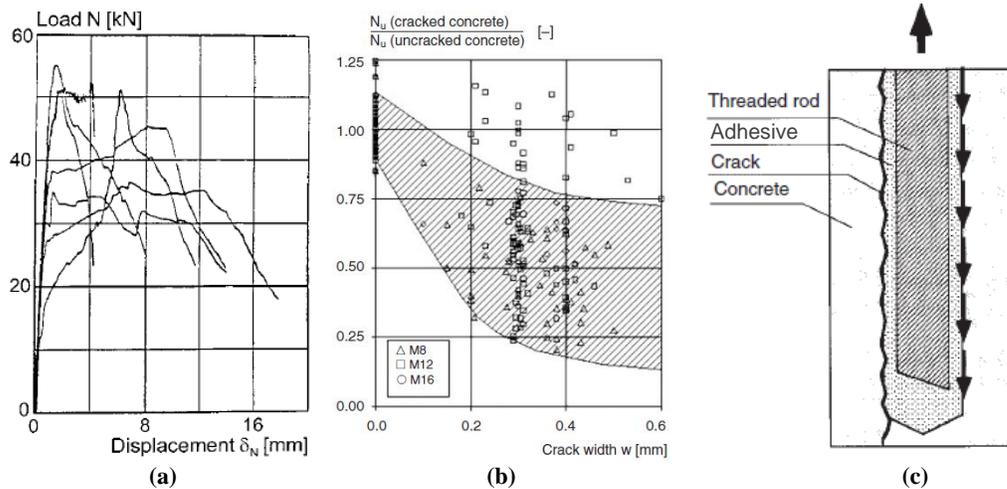


Figure 2-27. (a) Courbes charge-déplacement pour des essais d'arrachement sur ancrages de type capsule dans du béton fissuré ($l_d = 110$ mm, $f_c = 25$ MPa, $\Delta w = 0,4$ mm) (Dieterle et Optiz, 1988) ; (b) Influence de l'ouverture de fissure sur la charge de traction ultime N_u d'ancrages adhésifs (Meszaros, 1999) ; (c) Dérangement de l'adhérence béton-adhésif par une fissure (Eligehausen et coll, 2006a).

2.7.4. Renforcement de dalles contre le poinçonnement en cisaillement au moyen de renforcements adhésifs post-installés, Fernández Ruiz et coll. (2010)

Cette étude présente le renforcement contre le poinçonnement des dalles structurales au moyen de barres d'acier insérées à angle et ancrées avec un adhésif époxydique haute-performance. La méthode présentée est similaire à celle étudiée dans la présente étude. Une série d'essais de poinçonnement sur 12 dalles carrées de 3,0 m de côté par 0,25 m d'épaisseur a été réalisée. La méthode proposée consiste à insérer des barres de renforcement depuis la face inférieure de la dalle jusqu'au lit d'armature longitudinale supérieur, comme le montre la Figure 2-28(a). Le détail de disposition des renforcements à l'intérieur de la dalle et autour de la charge est montré à la Figure 2-28(b). Les résultats des essais ont par la suite été comparés à un modèle de calcul basé sur la théorie de la fissure critique (CSCT).

À la lumière des essais, le renforcement avec adhésif époxydique permet d'augmenter significativement la résistance et la déflexion ultimes de dalles face au poinçonnement. Les modes de ruptures à l'effort tranchant observés surviennent soit par rupture de la bielle en compression, soit par poinçonnement à l'intérieur ou à l'extérieur de la zone renforcée. Il est possible d'obtenir une certaine réserve de capacité post-rupture avec un taux de renforcement suffisant.

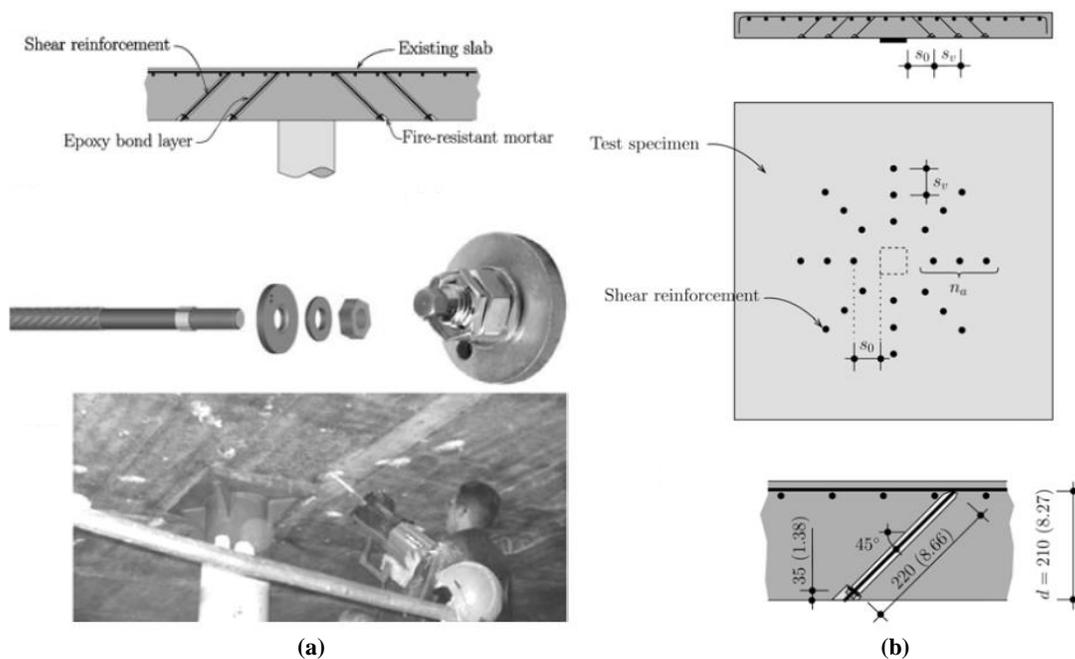


Figure 2-28. (a) Méthode de renforcement avec adhésif époxydique ; (b) Disposition des renforcements au sein de la dalle. (Fernández Ruiz et coll., 2010)

Complémentairement, les auteurs proposent d'adapter la *CSCT*, déjà éprouvée pour de l'armature coulée en place, pour de l'armature post-installée. Cette méthode se réfère à l'angle de rotation de la dalle ψ pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant, tel que présenté à la Figure 2-29(a). Il est possible d'observer sur cette figure que la rupture de la dalle survient à l'intersection des courbes de chargement-déflexion et de critère de rupture. La Figure 2-29(b) illustre bien le gain de résistance à l'effort tranchant obtenu par l'insertion d'armature transversale (passage de V_{RAB} à $V_{R,B}$). Dans leur phase d'activation, la traction développée dans les armatures dépend de l'ouverture de la fissure de cisaillement dans le béton. Cette ouverture augmente avec la déformation de la dalle ψ .

Fernández Ruiz et coll. (2010) soulèvent cependant que, pour des renforcements post-installés, l'activation des armatures n'est pas nécessairement complète à la rupture. En effet, lorsqu'une fissure est déjà initiée, seule l'ouverture supplémentaire de cette fissure permet de développer de la traction dans les armatures. Or, comme le montre la Figure 2-29(c), il est possible qu'avec une déformation importante au renforcement de la dalle (ψ_{SLS}), la fissure soit déjà suffisamment ouverte pour causer la ruine de la dalle avant l'activation complète des armatures. La réduction potentielle du gain de résistance résultant de renforcements post-installés partiellement activés n'est pas, à la connaissance des auteurs, prise en compte dans les codes de conception.

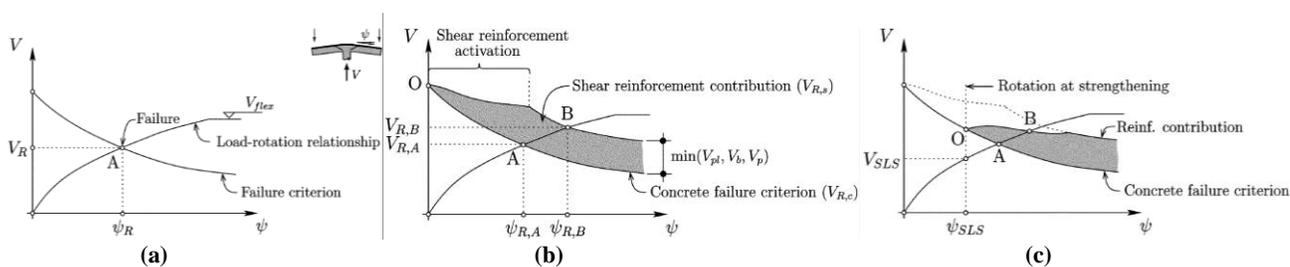


Figure 2-29. Calcul de la rupture selon la théorie de la fissure de cisaillement critique : (a) dalle sans renforcement à l'effort tranchant ; (b) contribution du renforcement à l'effort tranchant à la résistance au poinçonnement (renforcement d'une dalle non-chargé) ; (c) renforcement d'une dalle sujette à un chargement donné. (Fernández Ruiz et coll., 2010)

2.7.5. Renforcement externe par post-tension, réparation en présence d'une fissure de cisaillement, Suntharavadivel (2010)

Cette étude a permis d'évaluer la performance structurale de poutres de béton armé renforcées à l'effort tranchant en présence d'une fissure de cisaillement. Un total de huit (8) spécimens de 300 mm x 150 mm x 2500 mm avec une portée de cisaillement de 750 mm ont été fabriqués. Un spécimen sans renforcement a servi de témoin. Les sept (7) autres ont été renforcés avec des barres non-adhérentes précontraintes en post-tension externe installées verticalement ou inclinées à un angle de 45°. Pour trois (3) de ces spécimens, la fissure de cisaillement a été injectée d'époxy, tel que montré à la Figure 2-30(a). Les spécimens ont été soumis à un essai de flexion 4 points. La poutre témoin et un spécimen renforcé ont été chargés jusqu'à la rupture (respectivement BEAM1 et BEAM4 sur la Figure 2-30(b)). Pour les six (6) autres spécimens, la procédure d'essai se détaille comme suit :

- Chargement des spécimens non-renforcés jusqu'à environ 90% de leur capacité ultime V_c (suffisamment pour faire apparaître une fissure de cisaillement) ;
- Déchargement ;
- Renforcement ;
- Rechargement jusqu'à l'ultime.

À la lumière des résultats présentés à la Figure 2-30(b), les auteurs concluent que la présence d'une fissure de cisaillement au moment du renforcement réduit la capacité à l'effort tranchant par rapport au renforcement dans un béton sain. Toutefois, le renforcement par post-tension en présence d'une fissure de cisaillement permet d'augmenter la capacité de l'élément de béton en ralentissant la réouverture de la fissure. De plus, l'injection d'époxy dans la fissure permet d'obtenir un comportement similaire à celui d'un élément non-endommagé, et ce, pour des ouvertures de fissure allant jusqu'à six (6) mm. Les auteurs stipulent également que la post-tension verticale est préférable à la post-tension inclinée, du fait qu'elle ne génère pas de concentration de contraintes dans la zone comprimée de la poutre près de la charge.

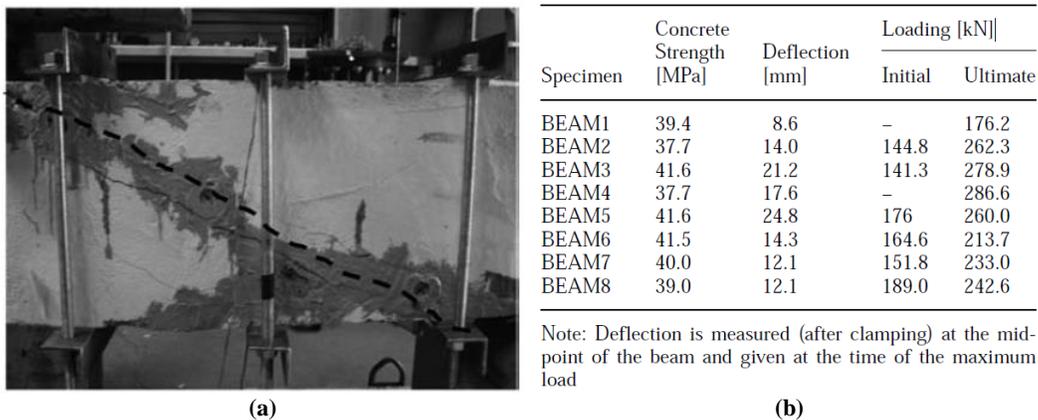


Figure 2-30. (a) Rupture d'un spécimen renforcé par précontrainte verticale et injection d'époxy (BEAM3) (Fissure initiale en trait discontinu) ; (b) Résultats expérimentaux de Suntharavadivel (2010).

2.8. Objectif général de la présente étude

La présente étude a pour but de faire progresser les connaissances en matière de renforcement à l'effort tranchant dans les dalles de béton armé. Les essais sur dalles épais réalisés jusqu'à présent à l'Université Laval ont été effectués sur des dalles dépourvues de chargement au moment de la mise en place du renforcement. Lors de ces

essais, les renforcements travaillent de concert avec la dalle et développent des contraintes tout au long de la procédure de chargement de la dalle. D'après les études relevées à la section précédente, il semble que la déformation initiale de la dalle de même que la présence de fissures, ont le potentiel de réduire considérablement la part de résistance à l'effort tranchant qu'apportent les renforcements post-installés.

Pour un ouvrage existant, le renforcement à l'effort tranchant est typiquement installé alors que l'ouvrage est chargé (poids propre et historique de chargement). Le béton présente alors des déformations et des fissures au moment du renforcement. En effet, un niveau de chargement dans la dalle est présent alors que les barres de renforcement n'ont développé aucune contrainte et ne s'activent qu'à un niveau de chargement supérieur. Pour un niveau de chargement initial suffisamment élevé, il est possible alors que la ruine de l'élément survienne avant que les renforcements n'aient contribué pleinement à la résistance à l'effort tranchant.

Ce projet permet donc de reprendre les essais de résistance à l'effort tranchant sur dalles épaisses, afin d'induire une charge dans la dalle avant de renforcer cette dernière. En renforçant à divers niveaux de charge, il sera possible d'apprécier l'incidence de cette charge sur la performance de la dalle post-renforcée. De plus, comme les modèles numériques semblent prédire adéquatement le comportement des dalles épaisses renforcées à l'effort tranchant, il sera intéressant de les mettre à l'épreuve avec l'activation post-chargement des renforcements adhérents.

3. Méthodologie expérimentale

Cette étude comporte deux volets principaux soit un volet expérimental et un volet numérique. Le présent chapitre s'intéresse à la méthodologie employée pour l'étude expérimentale. Cinq spécimens de dalle épaisse en béton armé de dimensions réalistes ont été fabriqués en laboratoire pour être testés sous chargement de flexion. La conception des spécimens s'appuie essentiellement sur celle faite dans des études antérieures. Les essais servent à examiner expérimentalement la performance structurale d'une dalle épaisse post-renforcée sous chargement de même qu'à générer des données expérimentales qui permettent de valider et calibrer le modèle numérique.

3.1. Conception des spécimens

3.1.1. Dalles sans armature transversale

Les spécimens représentent un segment longitudinal de dalle épaisse ne contenant pas d'armature transversale. Ainsi, cinq (5) tranches de dalles non-renforcées à l'effort tranchant ont été conçues selon les dimensions présentées au Tableau 3-1.

Tableau 3-1. Dimension des spécimens

Épaisseur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)	Portée (mm)
750	610	5000	4500

L'épaisseur et la largeur des spécimens sont les même que celles des spécimens testés par Provencher (2011) et Cusson (2012). Cependant, la portée libre entre appuis a été augmentée de 500 mm afin d'atteindre 4500 mm (Tableau 3-1), permettant ainsi d'atténuer l'effet d'arche (chapitre 2, section 2.1.4.). Ainsi, le rapport entre la portée de cisaillement et la profondeur d'armature (a/d) des spécimens testés dans ce projet est de 3,30 (élément élané).

La quantité d'armature longitudinale doit être suffisante pour favoriser une rupture à l'effort tranchant plutôt qu'une rupture en flexion. Suite aux calculs présentés à l'annexe A, l'armature longitudinale se compose d'un rang de 10 barres 30M surmonté d'un rang de 3

barres 25M. Une vue longitudinale et transversale des spécimens non-renforcés sont présentées respectivement à la Figure 3-1(a) et (b).

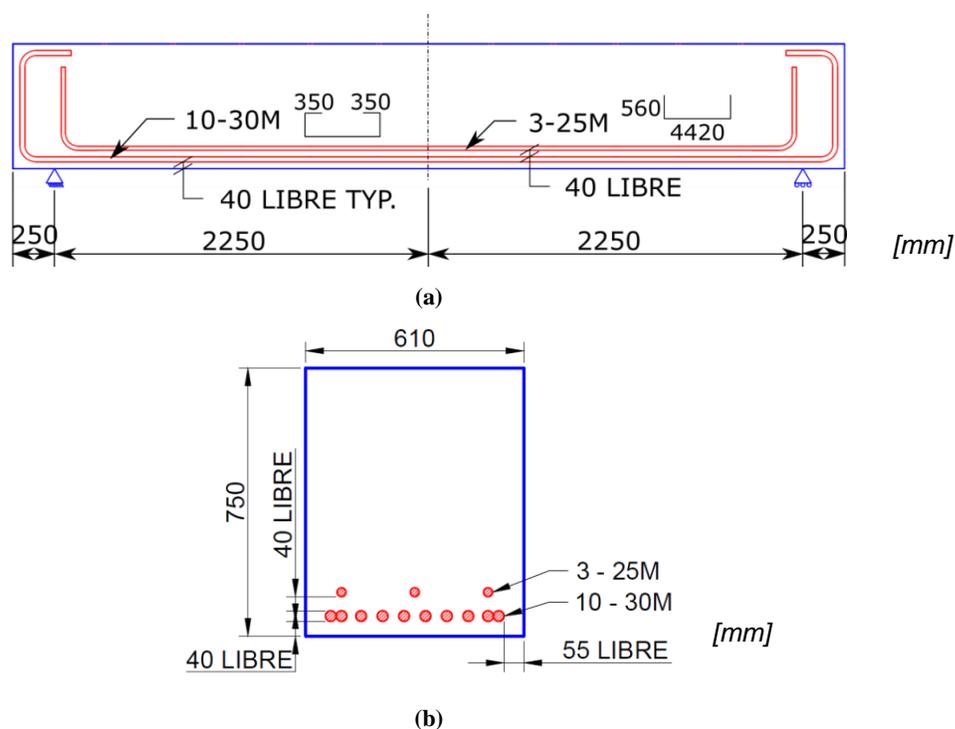


Figure 3-1. (a) Vue en élévation des spécimens non-renforcés ; (b) Coupe transversale des spécimens non-renforcés

3.1.2. Dalles post-renforcées

Un seul des spécimens de dalle sollicité jusqu'à la rupture ne contient pas d'armature transversale. Les quatre (4) autres spécimens sont renforcées à l'effort tranchant par insertion de barres d'armature ancrées avec un adhésif époxydique.

Les barres de renforcement sont disposées transversalement sur deux rangs (Figure 3-2[a]) et longitudinalement selon les deux espacements (s_v) montrés au Tableau 3-2 suivant.

Tableau 3-2. Espacements longitudinaux des renforcements

Esp. long. s_v (mm)	s_v/d_v	Commentaires
375	0,60	Même rapport s_v/d_v utilisé par Cusson (2012). Étude faite sur des dalles renforcées sans chargement
413	0,67	Rapport s_v/d_v maximal selon les recommandations de Fiset et coll. (2015) pour renforcement partiellement adhérent

Pour chaque dalle renforcée, les barres de renforcements transversales sont disposées selon deux espacements longitudinaux s_v , soit un propre à chacune des deux portées de cisaillement, comme le montre la Figure 3-2(b). Il a été montré lors d'études précédentes (Cusson (2012), Pissot (2015)) qu'un même spécimen peut atteindre deux ruptures en cisaillement si la fissure de la première rupture est refermée au moyen d'étriers externes (voir section 3.5.3). Pour chaque portée de dalle, les cinq (5) rangs transversaux de renforcement sont identifiés de R1 (près de l'appui) à R5 (près du centre), tel que montré à la Figure 3-2(b). Les renforcements transversaux sont insérés dans la dalle jusqu'au-dessus du rang inférieur des barres longitudinales (30M), tel que montré la Figure 3-2(c).

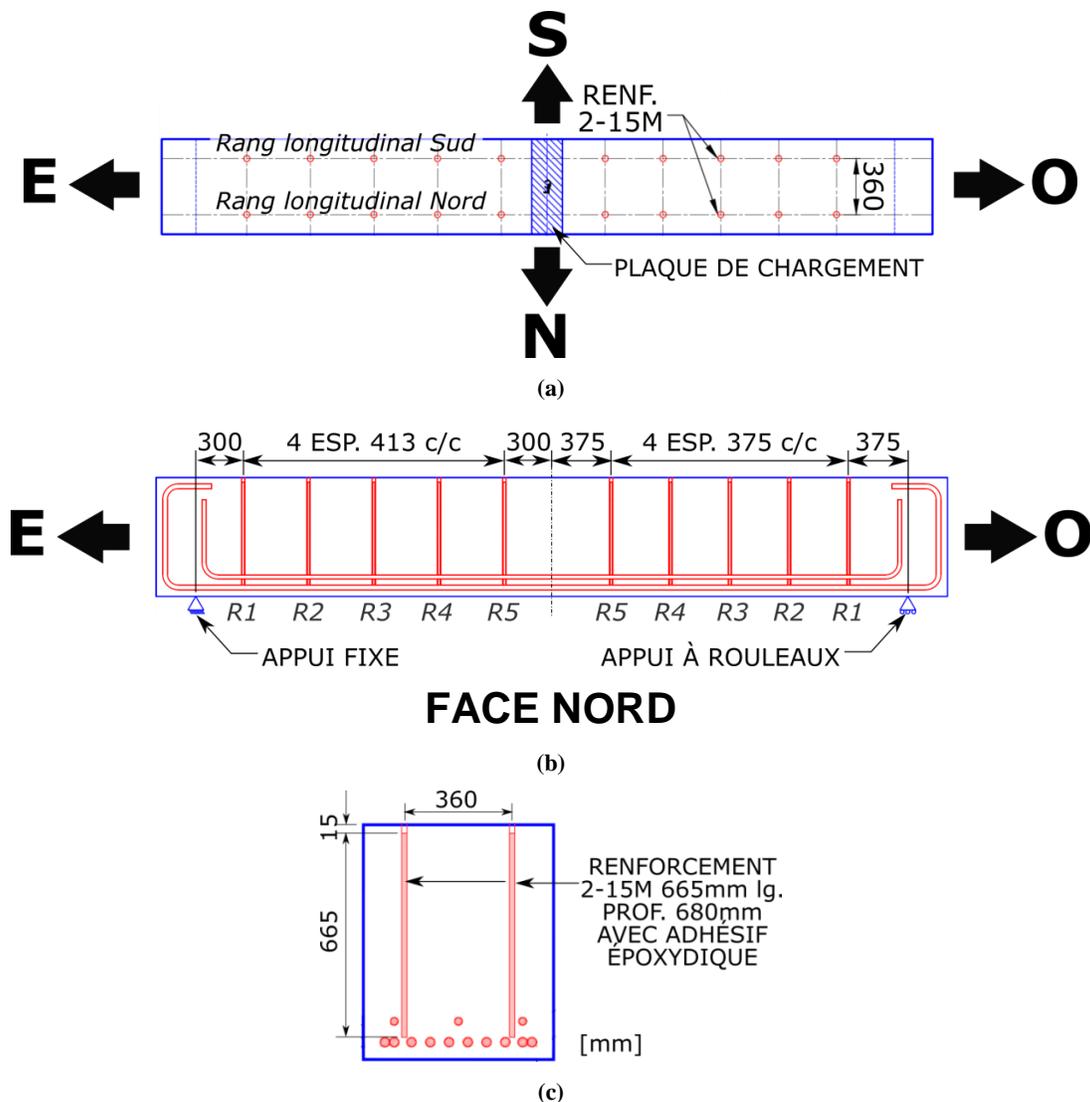


Figure 3-2. (a) Disposition des renforcements transversaux (Vue de dessus de la dalle) ; (b) Vue longitudinale (face nord) d'une dalle post-renforcée et identification des rangs transversaux de renforcements ; (c) Coupe transversale d'un spécimen renforcé à l'effort tranchant

3.2. Propriétés des matériaux

3.2.1. Propriétés du béton

Les spécifications pour le béton commandé lors de la fabrication des spécimens sont présentées au Tableau 3-3.

Tableau 3-3. Spécifications du béton commandé pour la fabrication des spécimens

Rés. Comp. f^c_{28j} (MPa)	Type de ciment	Affaissement (mm)	Taille granulat (mm)	Teneur air (%)
30	GU	140	5 - 14	5 - 8

Le béton a été fabriqué et livré par camion par l'entreprise *Demix Béton* située à Québec. Deux coulées ont eu lieu. Pour la première, datant du 13 juillet 2016, 6,0 m³ de béton ont été livrés dans un seul camion alors que pour la deuxième, datant du 24 août 2016, 9,0 m³ ont été livrés dans deux camions.

Étant donné la densité élevée d'armature de flexion, un granulat de diamètre maximal de 14 mm et un affaissement de 140 mm sont spécifiés. Le mélange contient également un superplastifiant pour assurer sa fluidité. La formule pour chaque gâchée est présentée à l'annexe B.

3.2.2. Propriétés de l'acier

Les barres d'armature longitudinale 30M ainsi que les barres de renforcement 15M sont de nuance 400W conformes à la norme CAN/CSA-G30-18 (2007). L'analyse chimique pour chaque diamètre de barre est présentée à l'Annexe C. L'armature longitudinale 25M est de nuance 400R. L'entièreté de l'armature provient d'un même lot.

3.2.3. Adhésif époxydique *Hilti RE-500-V3*

L'adhésif époxydique RE-500-V3 de l'entreprise *Hilti*¹ est utilisé pour coller les barres de renforcement transversales au béton des dalles renforcées à l'effort tranchant. Il s'agit d'un adhésif haute-résistance injectable à deux composantes qui se mélangent à la sortie de la

¹ Hilti Canada. Lien : www.hilti.ca

buse d'injection. L'adhérence atteinte à 2 jours de cure selon la norme ASTM C882-91 est de 10,8 MPa. La résistance à la traction selon la norme ASTM D638-14 est de 49,3 MPa. La fiche technique est présentée à l'Annexe D. La ligne de produit RE-500 d'*Hilti* a également été utilisée dans les travaux de Provencher (2011), Cusson (2012) et Villemure et coll. (2015, 2016).

3.3. Fabrication des dalles

Les spécimens ont été fabriqués au Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) à l'Université Laval, à Québec (Canada). De la formation et de la documentation ont été fournies par du personnel formateur en certification d'installation d'ancrages chimiques ACI-CRSI.

3.3.1. Modification des coffrages

Les coffrages ayant servis aux travaux de Pissot (2015) et dont la conception est tirée de Cusson (2012) ont été récupérés pour le présent projet. Une section de 500 mm a été ajoutée au centre des coffrages afin d'être en mesure de fabriquer les spécimens de la longueur désirée (5000 mm). Deux longerons servant à soutenir les panneaux latéraux ont été ajoutés dans cette nouvelle section. Les joints entre les panneaux latéraux entre les sections nouvelles et existantes ont été fermés avec des contreplaqués de 100 mm de large placés à l'extérieur du coffrage. Le plan des coffrages est présenté à l'Annexe E.

3.3.2. Construction des coffrages

L'ensemble des éléments de coffrage récupérés des projets antérieurs ont été nettoyés et inspectés afin de vérifier leur intégrité. L'assemblage d'un coffrage complet a été réalisé à titre d'essai pour vérifier la compatibilité des composantes. Les pièces existantes s'agençant correctement avec une identification appropriée, les panneaux de contreplaqué et longerons supplémentaires nécessaires à la nouvelle section centrale ont été taillés. Chaque coffrage a été assemblé en demi-longueur afin d'en faciliter le transport vers l'emplacement de la coulée de béton (extérieur du bâtiment), comme le montre la Figure 3-3. Huit (8) ouvertures de 5 mm ont été pratiquées sur une face latérale de chaque coffrage afin de permettre le passage des fils des jauges installées sur les barres de flexion (voir section 3.4.1).

Les demi-sections de coffrages déplacées à l'extérieur du laboratoire ont été assemblées, alignées et mises à niveau. Les joints ont été scellés avec du silicone. Un des coffrages assemblés est montré à la Figure 3-3(b). L'intérieur des coffrages a été huilé avant d'accueillir les cages d'armature.



Figure 3-3. (a) Demi-longueurs de coffrages préassemblées en laboratoire ; (b) Coffrage assemblé à l'extérieur

3.3.3. Assemblage des cages d'armature

Les armatures de flexion ont été assemblées en laboratoire. Le rang inférieur de 10 barres 30M a d'abord été assemblé et deux barres d'attache 15M à chaque extrémité ont été ajoutées afin de rendre la cage autoportante. Des guides en bois ont permis de disposer les barres adéquatement sur le sens transversal. Des chaises transversales de 40 mm de haut ont été utilisées comme support pour l'armature. Le rang de 3 barres 25M a ensuite été placé au-dessus du rang inférieur sur des chaises transversales de 40 mm. L'assemblage complet est montré à la Figure 3-4(a).

Les cages ont par la suite été transportées par deux chariots élévateurs et insérées dans les coffrages, comme le présente la Figure 3-4(b). Les cages d'armature ont été alignées en vérifiant les mesures de recouvrement entre l'armature et le coffrage lors de l'insertion. Une fois les fils de jauges sortis des coffrages, enveloppés et scellés contre l'humidité, le coffrage était recouvert d'une bâche étanche pour protéger l'intérieur de la pluie et de débris potentiels jusqu'au moment de la coulée du béton.



Figure 3-4. (a) Cage d'armature longitudinale préassemblée en laboratoire ; (b) Insertion des cages d'armature dans les coffrages par des chariots élévateurs

3.3.4. Coulée du béton

Tel que mentionné à la section 3.2.1, deux coulées de béton, entreprises les 13 juillet et 24 août 2016, ont permis de fabriquer les spécimens. Au total, trois gâchées de béton identifiées selon la nomenclature présentée au Tableau 3-4 ont été requises afin de fabriquer tous les spécimens. Ce tableau contient aussi des informations sur les conditions de coulée. Les coulées ont eu lieu le matin et dans une zone ombragée afin d'assurer une température la plus tempérée possible.

Tableau 3-4. Nomenclature des gâchées de béton et conditions de coulée

Gâchée de béton (Camion)	Date	Volume livré (m^3)	Début de coulée			Fin de coulée		
			Heure	Temp. ambiante ($^{\circ}C$)	HR air (%)	Heure	Temp. ambiante ($^{\circ}C$)	HR air (%)
A	13/07/2016	6,0	8h30	23,5	68	9h30	25,0	63
B	24/08/2016	3,0	9h30	22,1	75	10h00	22,7	72
C	24/08/2016	6,0	9h00	21,5	78	10h00	22,7	72

Le béton a été mis en place dans les coffrages en trois couches de 250 mm de hauteur. La mise en place de chacune de ces couches était suivie d'une séquence complète de vibration. Lors de chacune des coulées, des essais standards d'affaissement, de teneur en air et de masse volumique ont été réalisés. Des cylindres de béton de 100 mm (diamètre) x 200 mm (hauteur) ont été confectionnés afin de caractériser ultérieurement les propriétés mécaniques du béton. Les résultats de ces essais sont présentés au chapitre 4 (section 4.1.4). Une fois la coulée terminée, le béton frais dans les coffrages a été arasé puis recouvert d'une bâche pour prévenir l'évaporation de l'eau. Les échantillons cylindriques ont été placés dans des bacs près des coffrages.

3.3.5. Cure du béton

Dès la prise initiale du béton, la surface de béton de chaque spécimen a été recouverte de jutes humides sur lesquelles reposait un boyau de jardinage perforé, le tout recouvert d'une toile de type *UltraCure*. Des bâches ont par la suite été installées autour des coffrages pour protéger le système de cure. La cure humide a été maintenue pendant 7 jours, après quoi les coffrages ont été retirés. L'ensemble des opérations de cure et de décoffrage est illustré à la Figure 3-5.

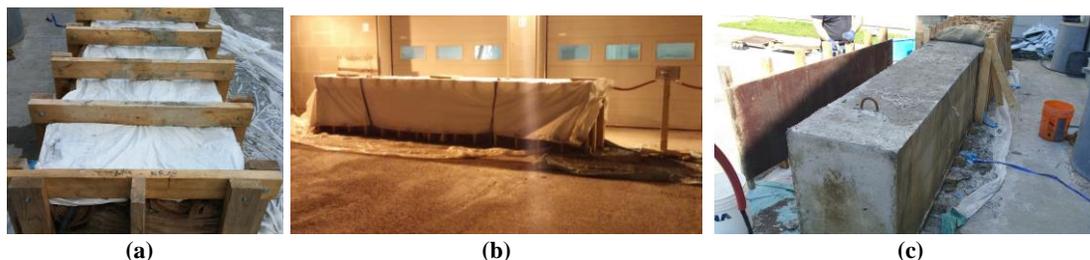


Figure 3-5. (a) Boyau d'arrosage perforé installé sur jutes et recouvert d'une toile *UltraCure* ; (b) Bâche sur un coffrage ; (c) Enlèvement des coffrages à la fin de la cure

3.3.6. Perçage des dalles

Comme le renforcement à l'effort tranchant est pratiqué sous charge (voir section 3.5), c'est-à-dire que la dalle se trouve sous une presse hydraulique au moment de la mise en place du renfort à l'effort tranchant, il a été décidé de percer les ouvertures destinées à l'insertion des barres de renforcement avant la mise sous essai et immédiatement après la cure. Puisque la production de poussières et de boues pendant le perçage sont nuisibles à l'équipement de laboratoire, il a été ainsi choisi d'exécuter le perçage à l'extérieur du laboratoire. Étant donné la profondeur considérable de 680 mm des ouvertures verticales, deux techniques de perçage ont été combinées dans la séquence décrite au Tableau 3-5 et illustrée aux Figure 3-6(a) et (b). Le diamètre des ouvertures est de 19 mm, tel que recommandé par le fabricant de l'adhésif pour des barres 15M. Le perçage s'est fait à partir de la surface supérieure des dalles.

Tableau 3-5. Séquence de perçage et équipement utilisé

Méthode	Profondeur (mm)	Appareil moteur	Dimensions couronne / mèche	Type de perçage
Couronne au diamant	0 - 300	Carotteuse <i>Hilti</i> DD-130	19 mm ϕ x 320 mm	Humide
Mèche au carbure	300 - 680	Perforateur-burineur <i>Hilti</i> TE 50	19 mm ϕ x 914 mm	À sec

La première partie de perçage au diamant (Figure 3-6[a]) avec carotteuse sur colonne a permis d'assurer une verticalité précise de l'ouverture. La poursuite du perçage avec une mèche au carbure (Figure 3-6[b]) a permis d'atteindre la profondeur d'ouverture désirée en plus de rendre rugueuse la surface percée au diamant. Tout au long du perçage, des mesures de profondeur et d'axialité ont été prises afin d'assurer la verticalité des ouvertures. Une fois le perçage terminé, les séquences de nettoyage à l'eau, à la brosse d'acier et à l'air comprimé ont été réalisées pour chaque ouverture, tel qu'illustré à la Figure 3-6(c), selon les recommandations du fabricant d'adhésif *Hilti*. Étant donné la profondeur importante des ouvertures, des séquences additionnelles de nettoyage ont été réalisées jusqu'à l'élimination des résidus de perçage. Les ouvertures étaient par la suite scellées avec du ruban adhésif et recouvertes d'une bâche. Le transport des dalles en laboratoire a été assuré par un camion semi-remorque, tel que montré à la Figure 3-6(d). Une dernière séquence de nettoyage avec air et brosse a été réalisée dans le laboratoire à l'approche des essais.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3-6. (a) Première partie de perçage avec couronne au diamant ; (b) Perçage complet des ouvertures avec mèche au carbure ; (c) Nettoyage des ouvertures avec air et brosse ; (d) Transport des dalles sur semi-remorque vers le laboratoire

3.4. Instrumentation de l'armature et des spécimens

3.4.1. Jauges de déformation sur l'armature

Des jauges de déformation ont été installées sur les barres d'armature longitudinale. Pour chacune des dalles, une barre longitudinale 30M et une autre 25M située à demi-largeur ont été instrumentées. Au total, 8 jauges ont été installées sur ces deux barres le long de la dalle à un espacement longitudinal de 750 mm. Le plan d'installation des jauges est montré à la Figure 3-7(a).

Toutes les barres transversales de renforcement ont également été instrumentées par des jauges de déformation. Les barres des deux rangs transversaux situés de part et d'autre du centre du centre de la dalle ont été instrumentés avec deux (2) jauges, une dans le haut et une dans le bas de la barre (200 mm de l'extrémité de la barre, haut et bas), tel que montré à la Figure 3-7(b). Pour les autres barres, la jauge était située dans le bas. Un total de 28 jauges de déformation a été installé sur les barres de renforcement de chaque dalle post-renforcée.

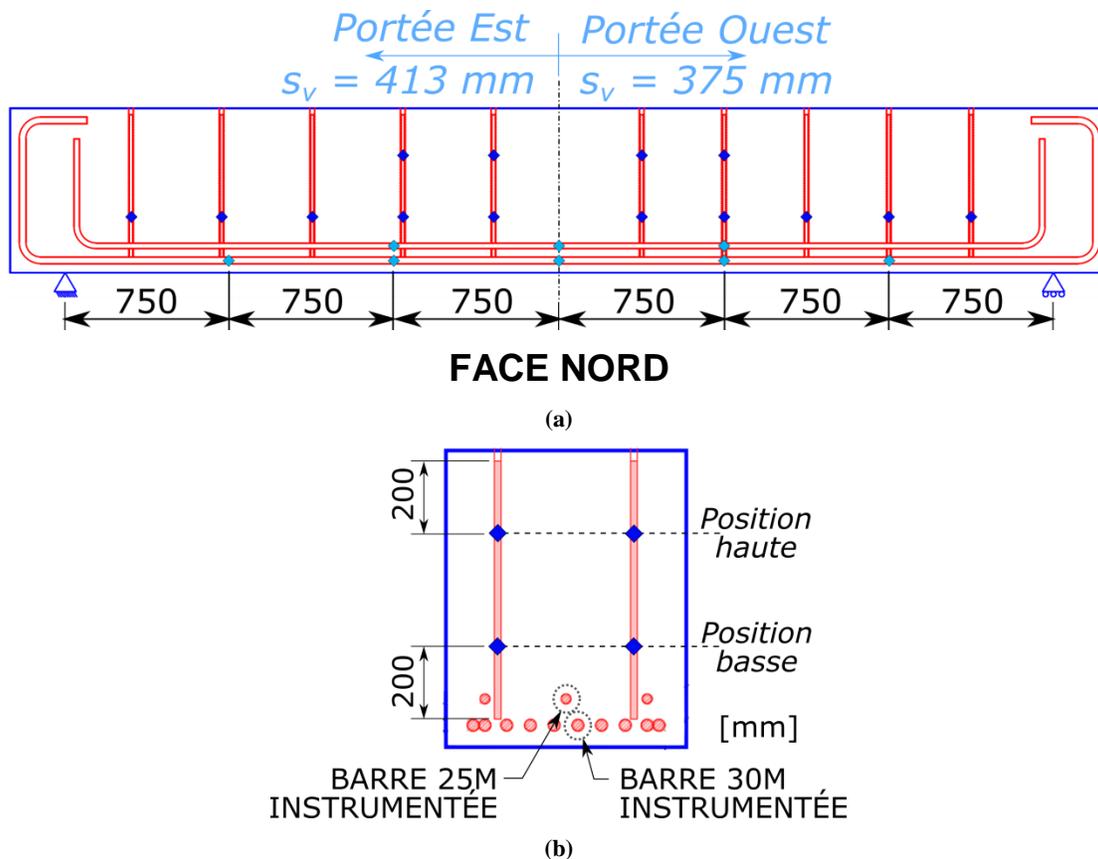


Figure 3-7. Schéma de disposition des jauges de déformation sur les barres d'armature longitudinales et de renforcement (a) en vue longitudinale et (b) en coupe transversale

Toutes les jauges utilisées sont des KFG-5-350-C1-11L5M3R de la marque *Kyowa*. La procédure d'installation est illustrée à la Figure 3-8 et se détaille comme suit :

1. Ponçage, marquage et nettoyage de la barre avec acide et base (Figure 3-8[a]) ;
2. Collage de la jauge sur la barre avec pression constante pendant 60 secondes (Figure 3-8[b]) ;
3. Protection du fil avec ruban adhésif et attache du fil à la barre avec élastique ;
4. Application d'enduit époxy sur la jauge pour protection (Figure 3-8[c]) ;
5. Test d'isolation et de fonctionnement de la jauge (pont 4-point) (Figure 3-8[d]) ;
6. *Pour l'armature longitudinale : application d'une gaine *shrink tube* autour du fil pour protéger le fil noyé dans le béton (Figure 3-8[e]).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figure 3-8. Étapes d'installation des jauges de déformation : (a) Ponçage et marquage, (b) Collage de la jauge, (c) Application d'enduit protecteur époxy, (d) Test de fonctionnement et (e) Application d'une gaine *shrink tube* sur les fils de barres d'armature longitudinale

3.4.2. LVDT sur les spécimens

Avant de débiter les essais, des LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) ont été installés aux parois des dalles afin de mesurer l'ouverture totale des fissures. Un total de 14

LVDT ont été installés par dalle. Le détail de disposition des instruments est présenté à la Figure 3-9. Parmi ceux-ci, 10 LVDT verticaux ont été installés vis-à-vis les rangs de renforcements transversaux. Ces LVDT mesurent le déplacement vertical entre le haut et le bas de la dalle. Ce déplacement correspond à la somme de la composante verticale d'ouverture des fissures et comprend aussi la déformation du béton. Lorsqu'une fissure diagonale croise les LVDT verticaux, ceux-ci permettent d'évaluer le déplacement vertical de fissure activant les barres de renforcement transversales. Quatre (4) LVDT horizontaux ont également été installés à la mi-hauteur de la dalle. La longueur sur laquelle ces LVDT mesurent les déplacements est de 1500 mm. Comme pour les LVDT verticaux, les LVDT horizontaux permettent d'évaluer le déplacement horizontal des fissures de cisaillement les traversant. Pour tous les LVDT, la précision des appareils est de 0,01 mm. L'ensemble des LVDT installés sur la face Nord des dalles est montré à la Figure 3-10(a).

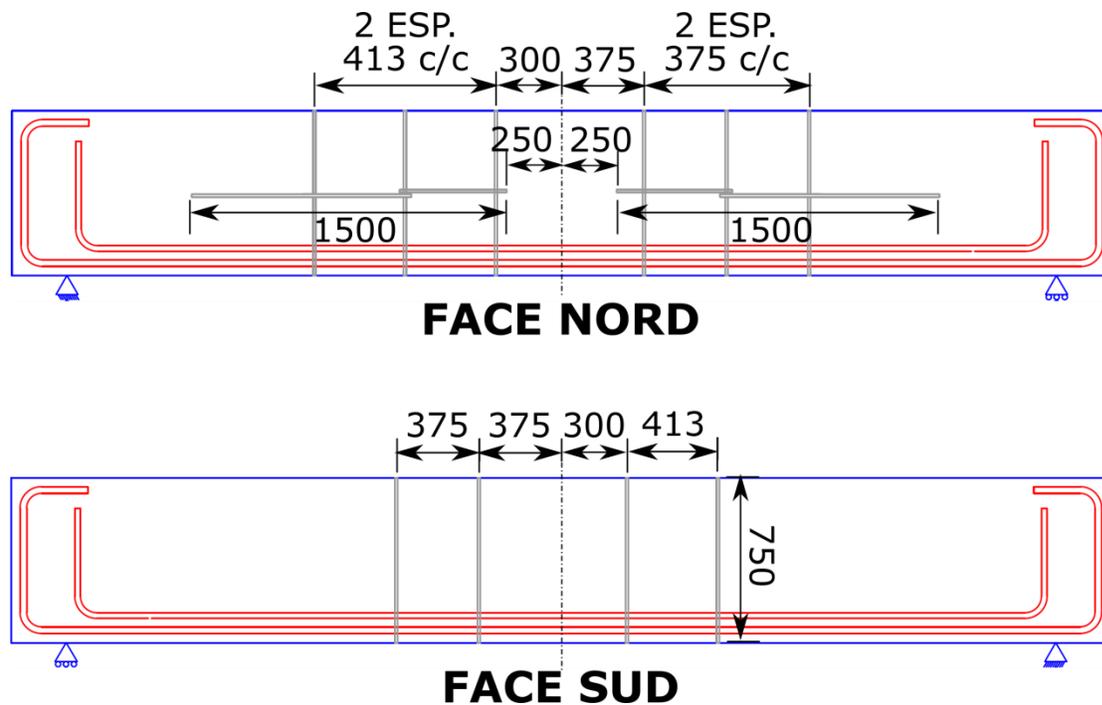


Figure 3-9. Schéma de dimension et disposition des LVDT aux parois nord et sud des spécimens

Un système de mesure de flèche, montré à la Figure 3-10(b), est installé sous la dalle, directement sous le point d'application de la charge. Ce système comporte une mesure de la flèche avec lecteur optique jusqu'à une déflexion de 5 mm (précision 0,01 mm). Au-delà

de cette mesure, un système à corde mesure les déflexions additionnelles (précision 0,1 mm).

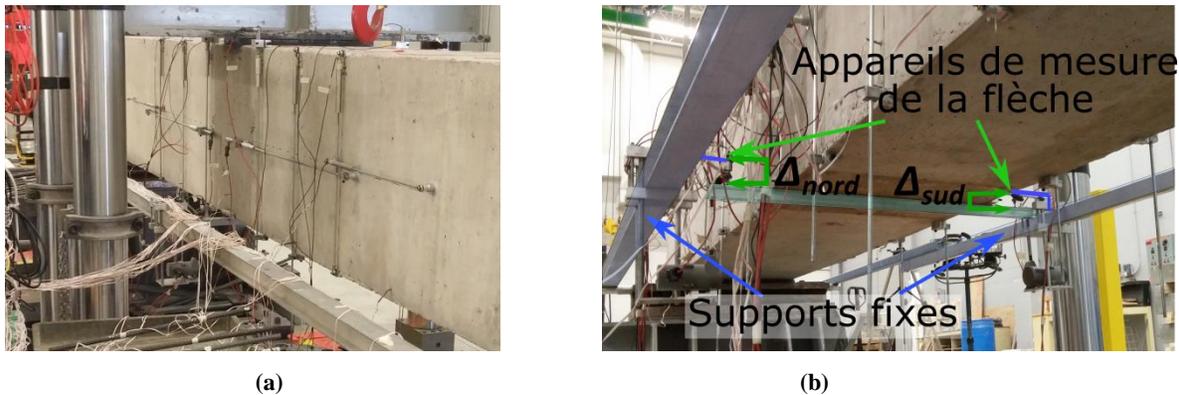


Figure 3-10. (a) LVDT installés sur la face nord d’une dalle ; (b) Système de mesure de la flèche installé au bas de la dalle, sous la charge (Vue de dessous).

3.4.3. Positionnement et nomenclature

Pour faciliter le repérage des jauges et des LVDT, un système de codification a été établi pour chaque dalle. L’identification des instruments de mesure est présentée à la Figure 3-11(a) pour l’armature longitudinale, à la Figure 3-11(b) pour les barres de renforcement et aux Figure 3-11(c) et (d) pour les LVDT. Les jauges sur l’armature longitudinale sont identifiées sous la forme S_{xx-yyy} où « xx » indique le lit d’armature et « yyy » indique la position longitudinale (Espacement s_v dans la demi-longueur de dalle ou «C» pour centre). Les jauges sur les barres de renforcement sont identifiées sous la forme $R_{ab-yyyc}$ où « a » indique le numéro de rang transversal de renforcement (Figure 3-2), « b » le rang longitudinal (nord [N] ou sud [S]) et « c » la position verticale sur la barre (haut [H] ou bas [B]). Enfin, les LVDT sont identifiés sous la nomenclature $W_{deb-yyy}$ où « d » indique l’orientation verticale (V) ou horizontale (H), « e » le numéro de rang transversal de renforcement pour les LVDT verticaux ou la position près de l’appui (X) ou près du centre (C) pour les LVDT horizontaux, et « b » la paroi de la dalle (nord [N] ou sud [S]).

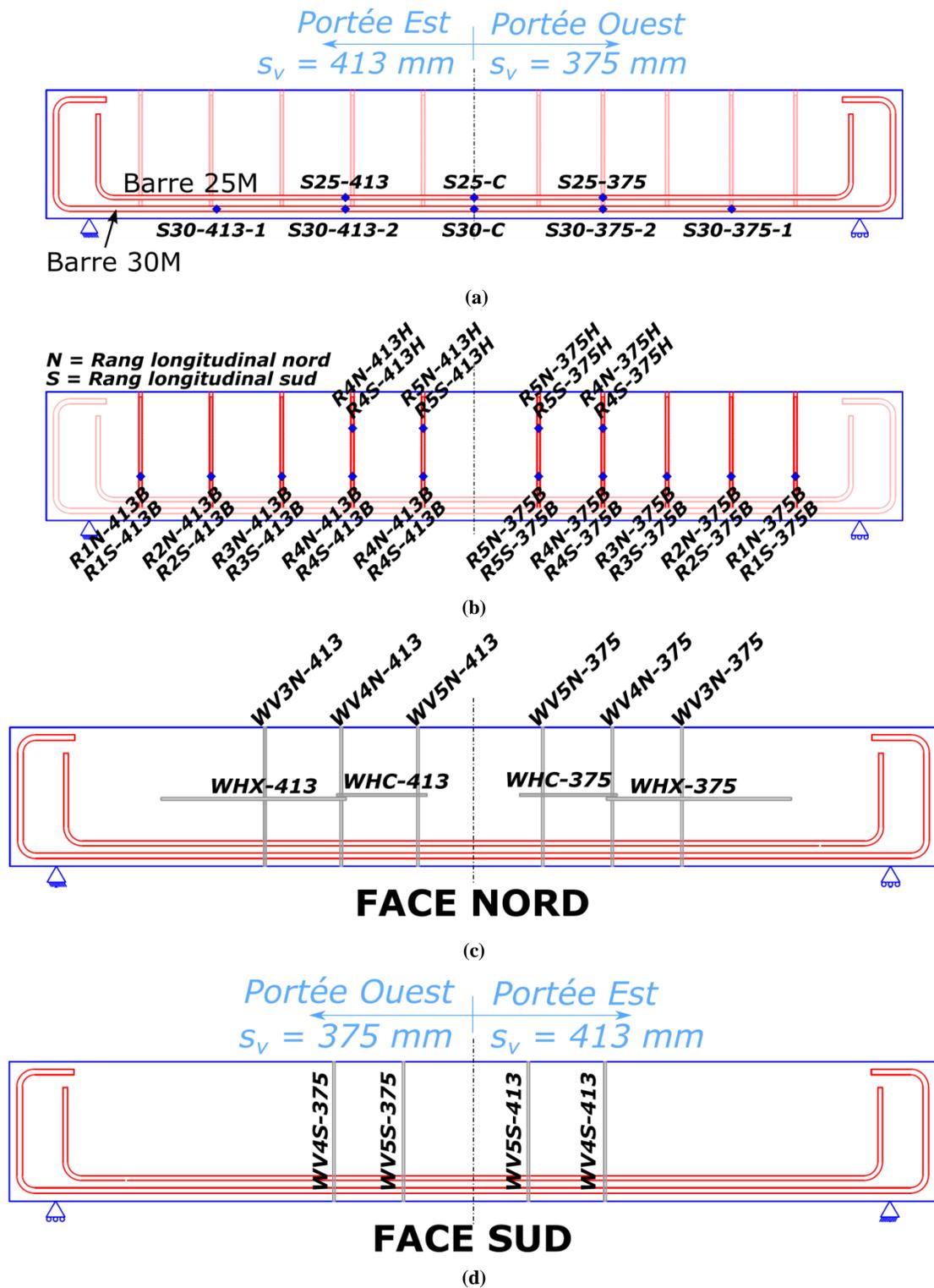


Figure 3-11. Localisation et nomenclature (a) des jauges sur barres de renforcement, (b) des jauges sur barres d'armature longitudinale et (c) des LVDT sur la face nord et (d) LVDT sur la face sud

3.4.4. Acquisition des données

Les lectures de toutes les jauges de déformation étaient transférées à un système d'acquisition 7000 de Vishay (Figure 3-12[a]) et traitées via le logiciel Strain Smart. Le système central de la presse MTS 311 (Figure 3-12[b]) recueillait les données des LVDT, du système de mesure de flèche ainsi que la force et le déplacement de la tête de presse. Ces deux dernières mesures étaient relayées au système d'acquisition pour permettre la synchronisation des données de jauges et de presse (charge et déplacement).

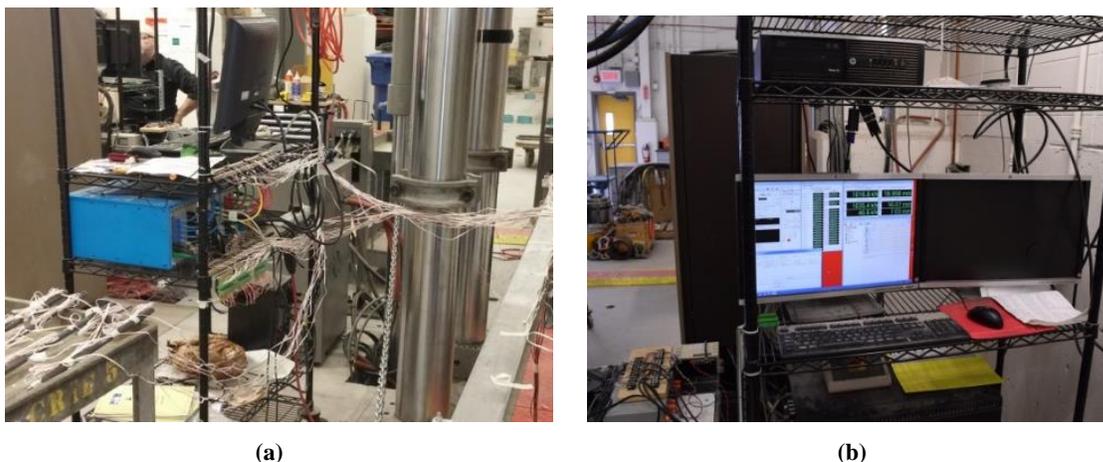


Figure 3-12. (a) Système d'acquisition 7000 et branchement des multiples fils de jauge ; (b) Poste de contrôle du système central de la presse MTS 311

3.5. Procédure d'essai

Les dalles ont été testées en laboratoire par un essai de flexion 3-points permettant de générer de l'effort tranchant au sein des dalles. Une rupture en cisaillement était attendue étant donné le dimensionnement en conséquence des spécimens. Deux ruptures ont pu être obtenues par spécimen (une dans chaque portée en cisaillement) avec l'utilisation d'étriers externes. Tout d'abord, une dalle témoin non-renforcée a été chargée à l'ultime afin de connaître la résistance à l'effort tranchant offerte uniquement par le béton (V_c). Cette valeur de résistance a permis déterminer le niveau d'effort tranchant au renforcement (V_{renf}) appliqué aux trois (3) spécimens de dalle à renforcer selon la procédure indiquée à la Figure 3-13. Pour y arriver, une précharge a été appliquée avant de procéder à la mise en place des barres de renforcement transversales. Une fois la cure de l'adhésif terminée, le chargement s'est poursuivi jusqu'à la rupture. Enfin, pour une quatrième dalle, une demi-longueur de dalle a été renforcée suite à l'apparition d'une fissure critique en cisaillement (post-pic) et

l'autre demi-longueur renforcée à un niveau de V_{renf} prédéterminé selon la séquence montrée à la Figure 3-14. Une fois l'adhésif ayant atteint sa pleine capacité, chacune des demi-longueurs a ensuite été menée à la rupture.

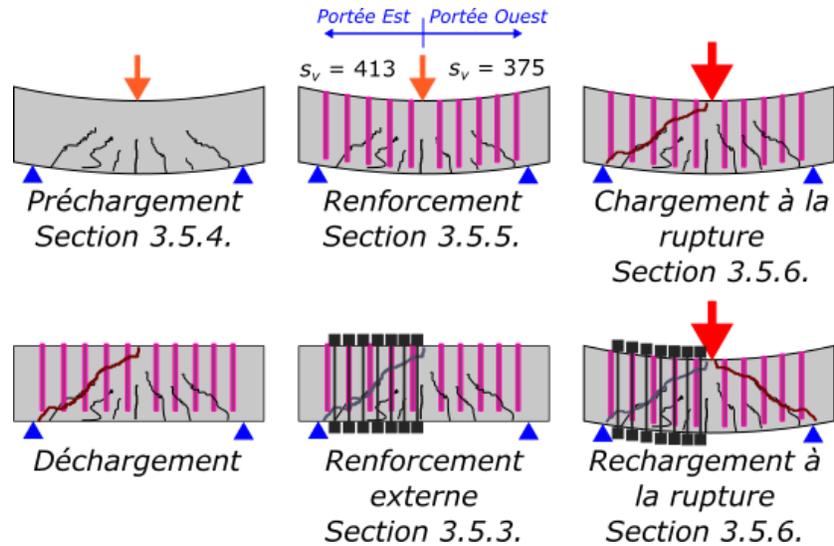


Figure 3-13. Procédure d'essai pour les trois (3) dalles post-renforcées selon une fraction prédéterminée de la capacité V_c déterminée à la section 3.5.2.

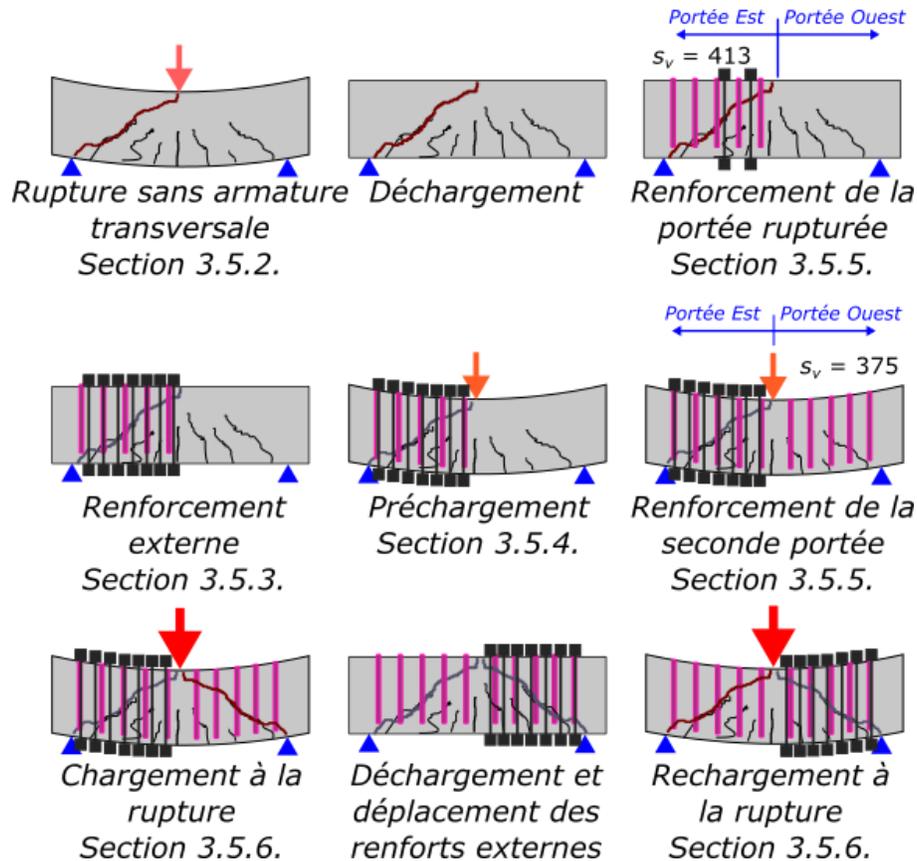


Figure 3-14. Procédure d'essai pour la dalle avec renforcement post-pic

3.5.1. Préparation des spécimens

En préparation aux essais de chargement, le marquage, l'alignement au laser et la mise au niveau de la dalle sur les appuis a été réalisé, tel que montré à la Figure 3-15(a). Une couche d'époxy *Sikadur 31 Hi-Mod Gel* était ensuite appliquée sur les plaques d'appuis (sous la dalle, aux extrémités) et sous la plaque de charge (sur la dalle, au centre). Ces plaques étaient d'une épaisseur de 75 mm et la dimension des surfaces adoptée est présentée au Tableau 3-6. La surface d'appui a été validée avec la norme CSA S16-14 dont les détails de calcul sont présentés à l'Annexe F. Enfin, les instruments de mesure décrits à la section 3.4 étaient mis en place, branchés et calibrés, comme le montre la Figure 3-15(b). Le montage final d'une dalle prête pour essai de flexion sous la presse MTS 311 est montré à la Figure 3-16.



Figure 3-15. (a) Alignement et mise à niveau d'une dalle sur les appuis de la presse ; (b) Instrumentation d'une dalle avant le début des essais

Tableau 3-6. Dimension des plaques d'appuis et de charge ; comparatif entre les projets de renforcement à l'effort tranchant

	Présente étude (mm x mm)	Provencher (2011) Cusson (2012) (mm x mm)
Plaques d'appui	610 x 100	610 x 220
Plaque de charge	610 x 200	610 x 318

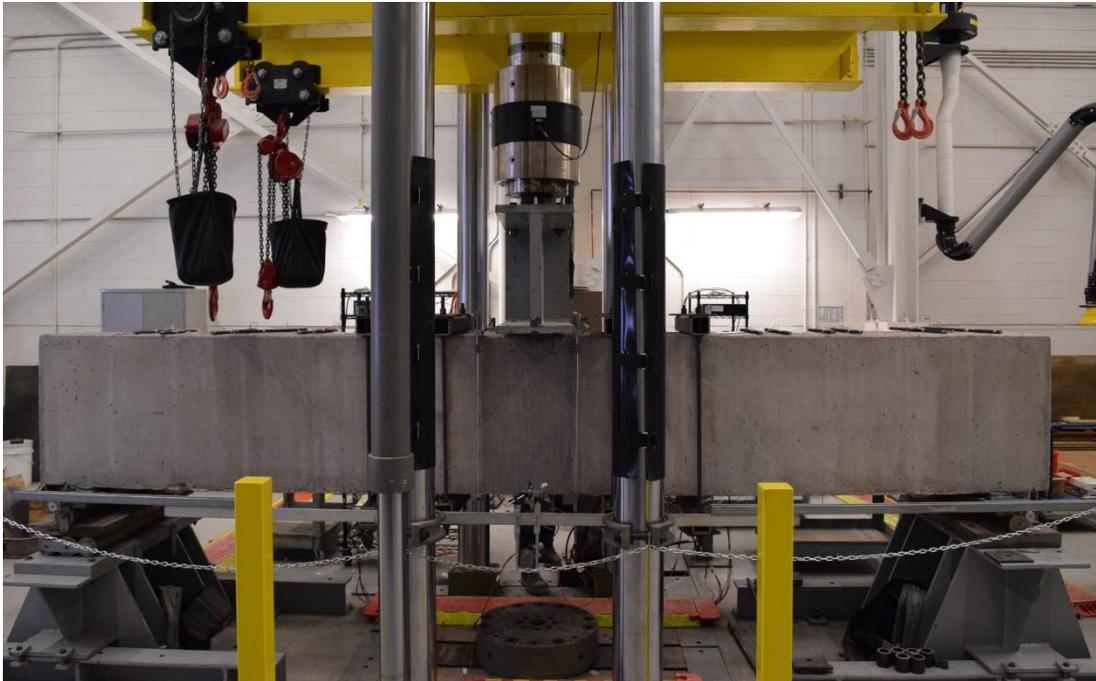


Figure 3-16. Montage d'une dalle pour essais de flexion sous la presse MTS 311 (Vue face Sud)

3.5.2. Détermination de la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c

Une dalle témoin sans armature transversale a été testée jusqu'à la rupture afin de connaître la capacité seule du béton à l'effort tranchant ($V_r = V_c$). Le déplacement vertical de la tête de presse est fixé à 10 mm/h et la lecture des instruments (jauges et LVDT) était réglée à 2 lectures par seconde. Le déplacement a été temporairement maintenu à certaines reprises pour noter le patron de fissuration sur les parois de la dalle à l'aide de marqueurs, mesurer les ouvertures de fissure à l'aide d'un comparateur de fissure et prendre quelques photos.

La procédure d'essai pour la dalle témoin a été réalisée selon la séquence montrée à la Figure 3-17. D'abord, la dalle témoin a été chargée jusqu'à la rupture en cisaillement. Après que cette rupture soit survenue dans l'une des deux portées de cisaillement de la dalle, celle-ci a été déchargée. Dans le but d'optimiser l'utilisation du spécimen, la portée ayant subi la rupture a été renforcée à l'aide d'étriers externes vissés, tel que détaillé à la section 3.5.3, dans le but d'obtenir une rupture dans la seconde portée de la dalle. Un deuxième chargement (rechargement) a permis de mener cette seconde portée de cisaillement à la rupture. La résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c est

déterminée par la moyenne des deux valeurs de résistance à l'effort tranchant obtenues. Cette résistance V_c sert à déterminer le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} pour les autres dalles à renforcer.

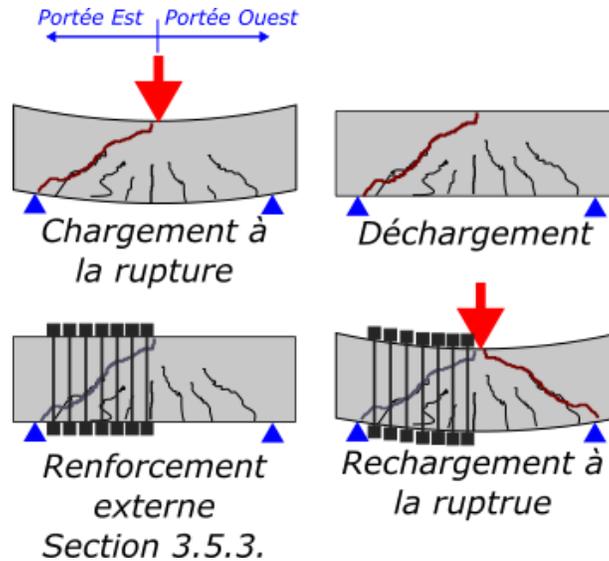


Figure 3-17. Procédure d'essai de la dalle témoin, sans armature transversale

Pour la dalle renforcée post-pic, une portée de cisaillement de cette dalle a aussi été menée à la rupture sans armature transversale pour être ensuite renforcée en présence de la fissure de cisaillement.

3.5.3. Renforcement externe post-rupture

Dans le but d'optimiser l'utilisation des spécimens, deux ruptures ont été provoquées, soit une rupture dans chaque portée de cisaillement. Lorsqu'une première rupture à l'effort tranchant survient, la fissuration diagonale de cisaillement est fermée à l'aide d'étriers externes, comme le montre la Figure 3-18. Ces étriers externes offrent suffisamment de résistance à l'effort tranchant le long de la portée ayant atteint la première rupture pour que la capacité maximale de la seconde portée soit atteinte lors du rechargement de la dalle. Au total, neuf (9) rangs de barres filetées Dywidag #6 se sont avérés nécessaires pour reprendre la totalité de l'effort tranchant dans la portée ayant subi la première rupture. Le détail de dimensionnement des étriers externes est présenté à l'Annexe G.

Parmi ces étriers externes, trois (3) ont été installés sur une longueur de 600 mm à proximité de la charge sur une plaque d'acier de 75 mm d'épaisseur et couvrant la largeur

de la dalle (610 mm). Cette procédure était employée dans le but de prévenir l'éclatement du béton dans la partie supérieure comprimée de la dalle lors du rechargement de la dalle. Les étriers externes étaient vissés à l'aide de clés dont le manche a été allongé avec une tige d'acier afin d'augmenter le bras de levier et d'amplifier le couple de serrage comme le montre la Figure 3-18(b).



Figure 3-18. (a) Étriers externes installés sur une portée de dalle le long de la fissure de rupture ; (b) Serrage des étriers à l'aide de clés et de bras de levier

3.5.4. Préchargement des dalles post-renforcées

Chacune des dalles destinées au post-renforcement sont d'abord préchargées sans armature transversale jusqu'à une fraction de la capacité sans armature transversale V_c déterminée à la section 3.5.2 précédente. Toutefois, pour évaluer cette capacité avec plus de précision pour chaque spécimen, V_c est modulé en fonction des propriétés mécaniques obtenues sur échantillons de béton. La méthode d'ajustement de V_c est montrée au chapitre 4 (section 4.4). Au cours du chargement, le patron de fissuration et la déflexion de la dalle testée sont comparés à ceux de la dalle témoin afin de s'assurer que l'endommagement évolue de façon similaire pour une même charge.

Lors du préchargement, le déplacement vertical de la tête de presse est fixé à 10 mm/h. Une fois le chargement désiré atteint, la position de la tête de presse est maintenue. À partir de ce moment, l'acquisition des données des LVDT et des jauges est réglée à une lecture par 2 minutes. Une période d'attente d'environ 1h est allouée pour permettre aux déformations issues du fluage de se stabiliser. Avant de procéder au renforcement, deux rangs d'étriers externes sont installés sur chaque portée de dalle pour sécuriser le lieu de travail et prévenir

toute ouverture soudaine de fissures. Les étriers sont serrés à la main sans confiner la dalle pour éviter de refermer les fissures en place.

3.5.5. Renforcement

Afin de respecter les spécifications du fabricant de l'adhésif, la procédure d'installation des barres de renforcement transversales collées est décrite dans la présente sous-section. Tout d'abord, un tube d'adhésif époxydique est inséré dans le fusil d'injection et 3 coups de gâchette sont donnés pour évacuer et rejeter une partie de l'époxy, tel que montré à la Figure 3-19(a). Ensuite, la buse du fusil, montée d'une extension d'une longueur de 750 mm, est introduite jusqu'au fond de l'ouverture verticale préalablement forée dans la dalle (section 3.3.6). L'époxy est injecté et la buse d'injection remonte alors vers la surface sous la pression de l'époxy. Cette procédure assure un remplissage complet de l'espace dédiée à l'époxy dans l'ouverture. Chacune des ouvertures est remplie d'adhésif jusqu'à mi-hauteur. Cette quantité est suffisante pour assurer l'enrobage de la barre de renforcement inséré ultérieurement. Une marque visuelle est faite sur l'extension de buse pour guider l'opérateur sur la hauteur de remplissage.

Immédiatement après l'injection de l'époxy, la barre d'armature de renforcement est introduite dans l'ouverture en effectuant un mouvement de rotation pour assurer un bon enrobage de la barre avec l'époxy et pour éviter la formation de bulles d'air. La barre est alors insérée jusqu'au fond de l'ouverture. L'espace entre le dessus de la barre et la surface de la dalle était comblé par de l'adhésif. La Figure 3-19 montre la séquence de renforcement typique des dalles.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 3-19. Procédure de renforcement : (a) Préparation du fusil à injection ; (b) Injection de l'adhésif époxydique dans les ouvertures préalablement forés dans la dalle ; (c) Insertion d'une barre de renforcement avec mouvement rotatif; (d) Finition de surface avec truelle

Une fois les 20 renforcements insérés dans la dalle, une cure minimale de 16h est assurée à l'époxy (de 17h à 9h le lendemain) à une température de 22°C. Pour une cure complète, le fabricant de l'adhésif époxydique recommande une durée minimale de 6,5h à une température de 22°C et 16h à 16°C. La température et l'humidité relative du laboratoire sont relevées en temps réel à l'aide d'un thermomètre électronique installé sur la presse.

Pour la dalle avec renforcement post-pic (Figure 3-14), l'insertion des barres de renforcement dans la portée ayant subi une rupture a été effectuée sans chargement et en présence de cinq (5) étriers externes vissés. Ces étriers permettaient de sécuriser la dalle et de réduire l'ouverture de la fissure de cisaillement à une largeur prédéterminée. Une fois le

renforcement post-pic réalisé, l'ensemble des neuf (9) étriers externes (section 3.5.3) ont été installés sur la portée renforcée post-pic et le préchargement a été mis en place en vue du renforcement de la seconde portée n'ayant pas atteint la rupture.

3.5.6. Chargement à la rupture des dalles post-renforcées

Avant de poursuivre le chargement des spécimens jusqu'à la rupture, les mesures de températures prises lors de la cure de l'époxy sont vérifiées afin de s'assurer que le temps de cure permet un plein développement de la résistance de l'adhésif selon les spécifications du fabricant (plus de 6,5h à 22°C) Les faces latérales des dalles sont examinées, toute progression de la fissuration est notée et de nouvelles photos sont prises. Les déformations lues par les jauges de déformation sur les barres de renforcement transversales sont mises à zéro et le taux d'acquisition de tous les appareils de mesure est remis à 2 acquisitions par secondes.

Par la suite, le chargement de la dalle reprend avec un déplacement de tête de presse de 10 mm/h. À quelques reprises, le chargement est interrompu (déplacement nul, position fixe) afin de noter le patron de fissures et prendre des photos. L'essai se termine lorsqu'il y a rupture de la dalle renforcée.

La dalle est par la suite déchargée et la fissure de rupture est fermée par une série de neuf (9) étriers externes vissés (section 3.5.3). Une fois les étriers externes en place, le rechargement débute dans le but de causer une deuxième rupture, cette fois dans l'autre portée de la dalle. Ce rechargement s'exécute initialement à une vitesse de déplacement de 40 mm/h jusqu'à une charge correspondant à 90% de la charge maximale associée à la première rupture. Par la suite, la vitesse de déplacement est réduite à 10 mm/h jusqu'à la rupture à l'effort tranchant de la seconde portée de dalle.

3.6. Autopsie des barres transversales

Une fois les essais complétés, le béton recouvrant les barres transversales de renforcement a été enlevé afin d'examiner l'état physique des barres et de l'époxy (fissuration, glissement, endommagement), et de comparer la trajectoire des fissures à l'intérieur de la dalle avec la fissuration relevée en surface. Pour ce faire, des fenêtres ont été pratiquées dans le béton

autour des barres de renforcement au droit de la fissure principale de cisaillement le long de la plus courte des longueurs d'ancrage.

Un marteau-piqueur TE-50 de marque *Hilti* et une perceuse à percussion avec mèche au carbure de 12 mm ont servi d'instruments de démolition. La démolition à proximité des barres a été pratiquée au pistolet à air comprimé. La Figure 3-20 présente la procédure de démolition conduisant à l'autopsie des barres.

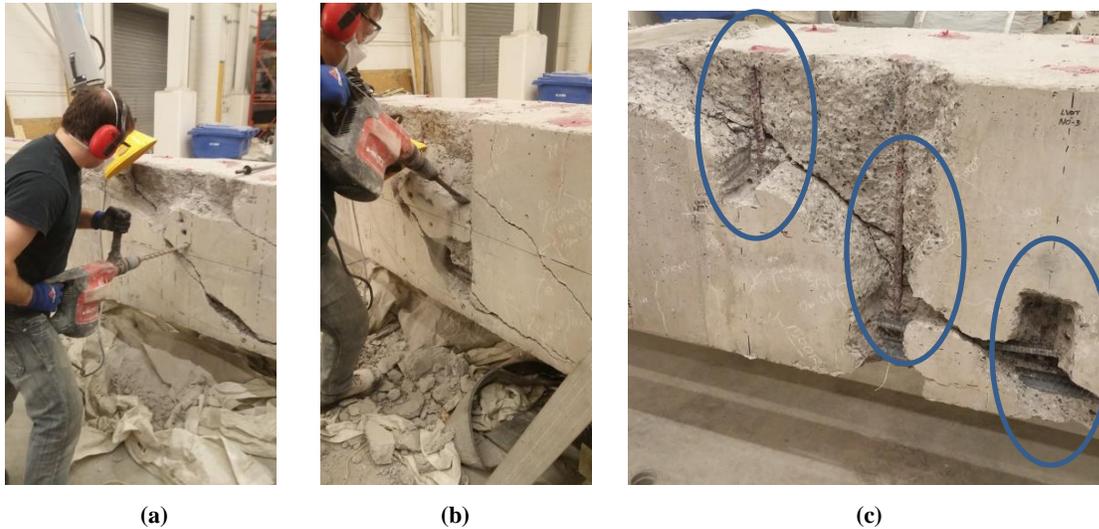


Figure 3-20. (a) Perçage des parois de la dalle avec mèche au carbure ; (b) Démolition du béton avec marteau-piqueur ; (c) Fenêtres d'ouverture autour des renforcements

4. Résultats expérimentaux

Cette section présente les résultats issus des essais décrits à la section précédente. D'abord, les propriétés des matériaux qui constituent les spécimens de dalles testées sont examinées à la suite de quoi les niveaux de chargement sélectionnés pour le renforcement sont montrés. Ensuite, les résultats des essais de chargement sur dalle témoin sont présentés dans le but de déterminer la capacité sans armature transversale V_c . Les résultats des essais sur dalles post-renforcées sont présentés incluant les courbes d'effort tranchant-déflexion, les patrons de fissuration et les déformations mesurées par les jauges de déformation, puis ces résultats sont divisés en deux sections, selon l'espacement longitudinal entre rangs de renforcement s_v testé. Étant donné le volume important de données cumulées dans l'ensemble des essais, les courbes de déformations dans les barres d'armature longitudinales et de renforcement, de même que l'ouverture totale de fissures associée à deux spécimens, dit représentatifs, sont présentés et discutés dans ce chapitre. L'ensemble des résultats pour tous les essais sont toutefois inclus dans les Annexes I à L. Enfin, une analyse des résultats présentés dans ce chapitre est exposée.

4.1. Propriétés des matériaux

4.1.1. Nomenclature des dalles selon la gâchée de béton

Les cinq (5) dalles ont été identifiées d'abord par la gâchée de béton avec laquelle elles ont été fabriquées. En effet, le béton ayant servi à la fabrication des dalles provient de trois camions différents, chacun identifié par les lettres A à C. Des essais sur béton durci ont permis d'identifier les propriétés mécaniques propres à chaque gâchée de béton. Le Tableau 4-1 montre la nomenclature employée pour identifier les cinq (5) spécimens en mettant en relation la gâchée de béton ayant servi à leur fabrication.

Tableau 4-1. Nomenclature employée des spécimens selon la gâchée de béton employée

Gâchée	Identification
A	PA1
	PA2
B	PB
C	PC1
	PC2

4.1.2. Propriétés du béton frais

Le Tableau 4-2 présente les propriétés du béton frais livré lors des coulées de béton pour la fabrication des dalles. À noter que chaque gâchée représente le béton provenant d'un des trois camions ayant livré le béton.

Tableau 4-2. Propriétés du béton frais pour chaque gâchée

Gâchée	Date	Quantité (m^3)	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m^3)	Température ($^{\circ}C$)
A	13/07/2016	6,0	140	6,0	2320	24
B	24/08/2016	3,0	202	5,0	2375	22
C	24/08/2016	6,0	198	4,8	2375	22

4.1.3. Propriétés du béton durci

Le Tableau 4-3 présente l'ensemble des propriétés mécaniques évaluées pour chacune des gâchées de béton. Des échantillons cylindriques 100 mm x 200 mm ont été prélevés pour chaque gâchée de béton. Pour chacune, neuf (9) échantillons démoulés à un (1) jour, et conservés dans une chambre humide à 23°C et à 100% HR, ont été utilisés pour les essais à 7 et 28 jours. Les autres échantillons ont été conservés dans les mêmes conditions environnementales que les dalles, et ont été testés à 7 jours, 28 jours et au jour de l'essai en laboratoire de la dalle correspondante. La Figure 4-1(a) montre les échantillons pour la gâchée A au moment de la cure humide des dalles PA1 et PA2. Cette figure montre aussi les essais de compression et de fendage (ASTM C39 et C496 respectivement).

Dans le Tableau 4-3, les propriétés présentées à 7 et 28 jours sont celles des échantillons conservés en chambre humide, tandis que celles au jour d'essai de chargement sont issues des échantillons mûris dans les mêmes conditions que les corps d'épreuve. Il est à noter que pour la dalle PB, les essais sur cylindre ont été menés plusieurs jours avant l'essai de

chargement du spécimen en raison de délais hors du contrôle de l'auteur et du laboratoire. Pour cette dalle, puisque le béton possède un âge avancé, soit plus de 170 jours, il est légitime de supposer que les propriétés du béton sont demeurées constantes entre le moment des essais mécaniques sur cylindres et le moment de l'essai de chargement de la dalle.

Tableau 4-3. Propriétés mécaniques du béton durci

Gâchée	Dalle	Résistance à la compression (ASTM - C39)			Résistance en traction (ASTM - C496)			Module élastique (ASTM - C469)	Date de l'essai	Âge à l'essai
		7 jours	28 jours	Jour de l'essai	7 jours	28 jours	Jour du chargement			
		(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)			(jours)
A	PA1	24,8	30,0	37,5	2,19	2,45	2,84	29200	22/12/2016	162
	PA2	"	"	38,6	"	"	2,59	30000	20/01/2017	191
B	PB	26,6	31,2	36,3	-	3,11	3,09	28000	11/02/2017*	171*
C	PC1	25,2	30,9	42,3	2,47	3,18	3,07	29200	11/01/2017	140
	PC2	"	"	42,4	"	"	3,19	27000	27/01/2017	156

*Délai de 54 jours entre les essais mécaniques et les essais de chargement de la dalle PB

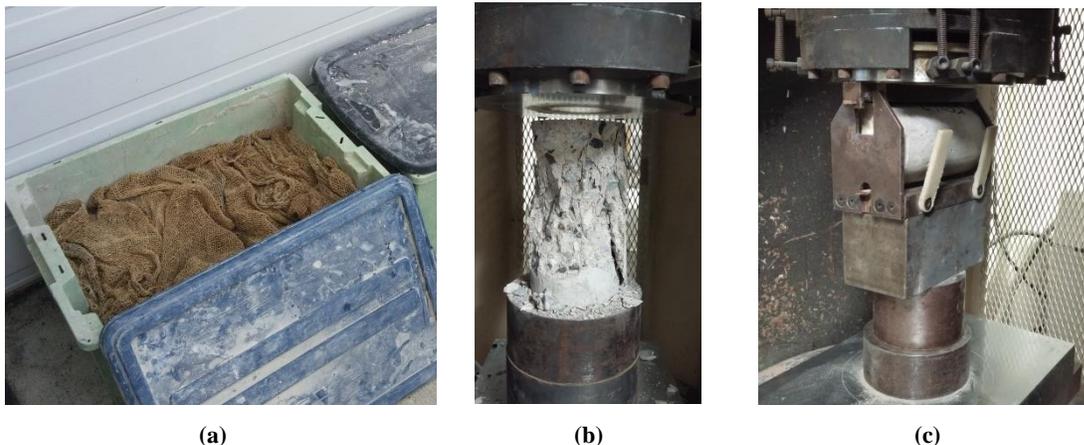


Figure 4-1. (a) Cure humide des échantillons conservés dans les mêmes conditions que les corps d'épreuve ; (b) Essai en compression (ASTM C39) ; (c) Essai de fendage (ASTM C496)

4.1.4. Propriétés de l'acier

Trois diamètres de barres ont été utilisés. Chaque ensemble de barres d'un même diamètre provient d'un même lot d'armature. Les barres d'armature longitudinale 30M ainsi que les barres de renforcement 15M sont de nuance G30 18M 400W, alors que les barres

d'armature longitudinale 25M sont de nuance G30 18M 400R. Les barres 30M et 15M proviennent de l'entreprise *Ferrailleurs du Québec inc*².

Pour connaître précisément les propriétés mécaniques des barres de renforcement 15M, trois (3) éprouvettes de celles-ci ont été testés en traction et les résultats sont présentés au Tableau 4-4. Les courbes de chargement sont montrées à l'Annexe H.

Tableau 4-4. Propriétés mécaniques de l'acier des barres de renforcement

Numéro échantillon 15M	Module élastique E (GPa)	Limite élastique f_y (MPa)	Limite ultime f_u (MPa)
1	194	400	603
2	209	405	605
3	205	400	603
Moyenne	203	403	604

4.2. Niveau de chargement lors du renforcement à l'effort tranchant

4.2.1. Sélection des cas de renforcement

Avant le renforcement d'une dalle usuelle, l'effort tranchant généré par les charges de service peut représenter une proportion de l'ordre de 40% à 60% de la capacité. De plus, durant la vie utile d'une structure, des charges exceptionnelles peuvent générer un effort tranchant supplémentaire faisant en sorte que près de 80% de la capacité est momentanément atteinte. Des sollicitations de cette amplitude génèrent des déformations et des fissures susceptibles de réduire l'efficacité des renforcements post-installés. De tels efforts tranchants ont été générés sur les spécimens de dalle testés en laboratoire.

En effet, les dalles sans armature transversale ont été renforcées en présence d'effort tranchant. Lors des essais, l'effort tranchant au moment du renforcement V_{renf} a été déterminé comme une fraction de la capacité maximale sans armature transversale où V_r , la résistance ultime à l'effort tranchant de la dalle, équivaut à résistance à l'effort tranchant développée uniquement par le matériau béton V_c ($V_r = V_c$). Comme V_{renf} est inférieur à V_c , il n'y a pas apparition de fissure de cisaillement. Toutefois, des déformations dans le matériau

² Saint-Augustin-de-Desmaures, QC, Canada. Lien : <http://www.armature-trepanier.com/>

béton et des fissures de flexion peuvent être observées. Afin de représenter des cas réalistes, mais potentiellement défavorables au développement de la résistance avec un renforcement adhérent post-installé, il a été choisi de renforcer les dalles aux efforts tranchants V_{renf} montrés au Tableau 4-5. Dans ce tableau, la demi-dalle (0,5 dalle) correspond au spécimen comportant une portée de cisaillement renforcée à $V_{renf} = 0,80 V_c$ et une autre renforcée post-pic (après apparition de la fissure de cisaillement), voir Figure 3-14, chapitre 3.

Tableau 4-5. Effort tranchant au renforcement V_{renf} sélectionné pour les dalles à renforcer

Effort tranchant au renforcement V_{renf}	Nombre de dalles
0,60 V_c	2
0,80 V_c	1,5

4.2.2. Nomenclature des dalles selon les niveaux de chargement lors du renforcement à l'effort tranchant

Les dalles ont été identifiées par cas de renforcement. Une dalle témoin a été chargée jusqu'à la rupture sans renforcement (PA1-NR) afin de déterminer la résistance à l'effort tranchant d'une dalle sans armature transversale V_c . Les quatre (4) autres dalles (PA2, PB, PC1 et PC2) à renforcer sont identifiées par les niveaux de chargement lors du renforcement (V_{renf}), et tel que présenté à la section 4.2.1. Chacune des dalles est renforcée à l'effort tranchant V_{renf} déterminé, à l'exception de la dalle PC2. En effet, la dalle PC2 contient une portée de cisaillement renforcée à $0,80 V_c$ et l'autre portée renforcée suite à l'atteinte du post-pic de la courbe charge-déflexion, c'est-à-dire en présence d'une fissure de cisaillement. Ce renforcement post-pic a permis d'apprécier la capacité structurale d'un post-renforcement adhérent pour une situation exceptionnelle après rupture. Le Tableau 4-6 montre la nomenclature employée pour identifier les corps d'épreuve en mettant en relation la gâchée de béton ayant servi à la fabrication des dalles et le cas de renforcement testé en laboratoire pour chaque portée de cisaillement. À noter que chaque dalle est renforcée avec deux espacements longitudinaux s_v distincts, soit un espacement par portée de cisaillement (Figure 3-2, Chapitre 3).

Tableau 4-6. Nomenclature des spécimens selon la gâchée de béton employée

Gâchée	Identification partielle	Cas de renforcement		Identification complète
		Portée Est $s_v = 413 \text{ mm}$	Portée Ouest $s_v = 375 \text{ mm}$	
A	PA1	Non renforcée	Non renforcée	PA1-NR
	PA2	$V_{renf} = 0,60 V_c$	$V_{renf} = 0,60 V_c$	PA2-R60
B	PB	$V_{renf} = 0,60 V_c$	$V_{renf} = 0,60 V_c$	PB-R60
C	PC1	$V_{renf} = 0,80 V_c$	$V_{renf} = 0,80 V_c$	PC1-R80
	PC2	Post-pic	$V_{renf} = 0,80 V_c$	PC2-R80/w

4.3. Comportement de la dalle non renforcée PA1-NR

4.3.1. Courbes de chargement et résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c

Afin d'évaluer la capacité ultime sans armature transversale V_c des corps d'épreuve, une dalle témoin sans armature transversale a été chargée jusqu'à l'atteinte de la rupture en cisaillement.

Les courbes de chargement pour chacune des portées sont présentées à la Figure 4-2. L'axe des ordonnées de gauche représente l'effort tranchant au sein de la dalle, celui de droite représente la charge au centre de la dalle et celui des abscisses représente la flèche mesurée à la demi-longueur de la dalle (depuis la surface inférieure de la dalle). Tel qu'expliqué à la section 3.5.2 (chapitre 3), deux ruptures sont générées dans la dalle grâce à l'emploi d'étriers externes dans le but d'optimiser les spécimens à tester. Cette méthode a permis de bien saisir la valeur de résistance V_c .

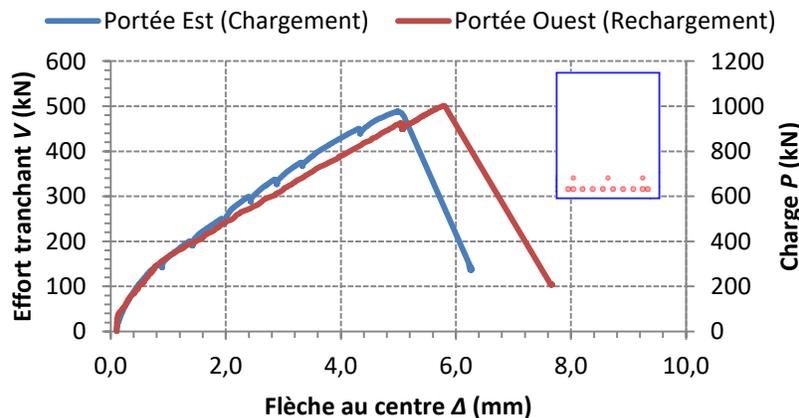


Figure 4-2. Courbes effort tranchant-flèche et chargement-flèche pour la dalle témoin PA1-NR

L'écart entre les efforts tranchants ultimes de 488 kN et de 501 kN est de 2,6%. Avec ce faible écart, il semble juste d'évaluer la capacité de la dalle sans renforcement V_c par la valeur moyenne de 495 kN. Le Tableau 4-7 présente la résistance à l'effort tranchant V_c et les charges ultimes P obtenus pour les deux chargements ainsi que la valeur moyenne de V_c pour la dalle PA1-NR. Par ailleurs, la flèche à la charge ultime Δ_{ult} pour le rechargement Ouest de 5,8 mm est de 16% supérieure à celle du chargement Est, qui est de 5,0 mm. Cette variation est attribuable à la présence de la première fissure de cisaillement du côté Est. Les flèches obtenues lors des deux chargements sont présentées au Tableau 4-7.

Tableau 4-7. Sommaire des résultats expérimentaux pour essai sur la dalle non-renforcée PA1-NR et moyenne des résultats

	Résistance à l'effort tranchant V_c (kN)	Charge maximale P (kN)	Flèche à l'ultime Δ_{ult} (mm)
Portée Est (Chargement)	489	977	5,0
Portée Ouest (Rechargement)	501	1002	5,8
Moyenne	495	990	5,4

4.3.2. Fissuration et mode de rupture

La progression de la fissuration ayant été suivie tout au long des essais, le patron de fissuration final pour chaque chargement/rechargement, c'est-à-dire après la rupture, est présenté à la Figure 4-3. L'ensemble des patrons de fissuration à différents niveaux d'effort tranchant est présenté à l'Annexe I. À la fin des essais, l'angle de fissuration θ à mi-hauteur de la dalle a été mesuré pour chacune des deux fissures critiques de cisaillement et est présenté au Tableau 4-9. Il est possible d'observer sur la Figure 4-3 que la fissure principale sur la portée Est est plus fortement inclinée que celle de la portée Ouest, d'où la différence d'angle θ entre les deux essais. Cela semble s'expliquer par la position de la fissure principale au sein de la dalle, celle-ci était plus éloignée de la charge pour la portée Ouest et donc moins inclinée.

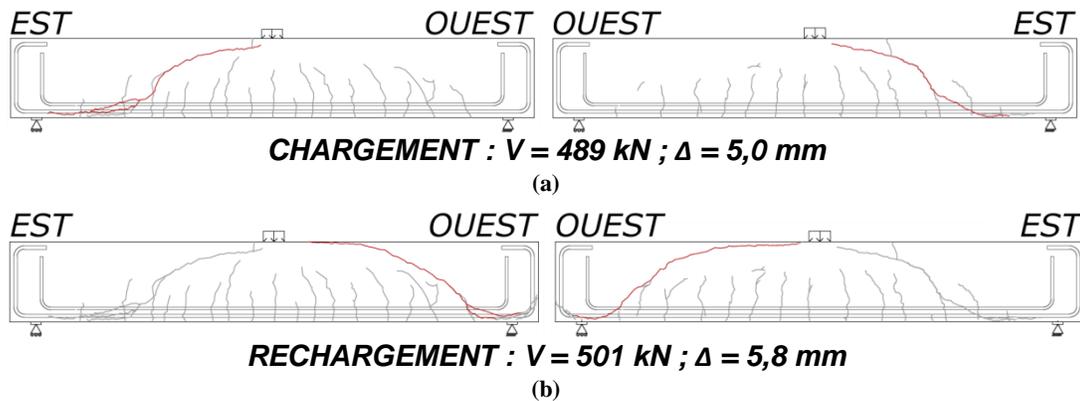


Figure 4-3. Patterns de fissuration après rupture pour le chargement (a) et le rechargement (b) de la dalle PA1-NR. La fissure de cisaillement principale est montrée en rouge.

Tableau 4-8. Angles de fissuration de la fissure de cisaillement mesurés à mi-hauteur pour les essais sur la dalle PA1-NR

	Portée Est (Chargement)	Portée Ouest (Rechargement)	Moyenne
Angle de fissuration			
θ	52,1	33,0	42,5
($^{\circ}$)			

Le mode de rupture dominant pour la portée Est s'apparente à une rupture par ouverture de la fissure de cisaillement. En effet, même si la rupture est apparue de façon soudaine, il a été possible d'observer visuellement la fissure s'ouvrir et la charge diminuer 1 à 2 secondes avant la rupture. Toutefois, pour la portée Ouest, la rupture semble davantage issue de la rupture de la bielle de compression directe entre la charge et les appuis. La rupture soudaine était accompagnée d'un relâchement d'énergie plus important que pour la portée Est. En effet, un bruit fort était perceptible lors de la rupture de la portée Ouest. Par ailleurs, aux instants avant l'atteinte de la rupture, l'ouverture de la fissure était imperceptible visuellement et la charge était en croissance relativement constante de même que la flèche, ne laissant pas de signes avant-coureurs de la rupture éminente de la portée Ouest.

4.3.3. Calcul de la résistance offerte par le béton seul (V_c) par la méthode CSA S6-14

L'évaluation de la résistance V_c selon la méthode générale de la norme CSA S6-14, dont le détail de calcul est présenté à l'Annexe A, est présentée au Tableau 4-9 de même que l'angle de fissuration, θ , à mi-hauteur du corps d'épreuve. La résistance V_c de 495 kN

évaluée expérimentalement est 1,20 fois supérieure à celle de 412 kN calculée en utilisant la norme CSA S6-14.

Tableau 4-9. Sommaire des résultats pour essai sur la dalle non renforcée PA1-NR et comparaison avec les calculs basés sur la norme CSA S6-14

	Résistance à l'effort tranchant V_c (kN)	Angle de fissuration θ (degrés)	Rapport des résistances $V_{c.EXP} / V_{c.S6-14}$
Essai expérimental sur dalle PA1-NR	495	42,5	1,20
Calcul norme CSA S6-14	412	37,8	

Propriétés des matériaux : $f_c = 37,5 \text{ MPa}$; $a_g = 14 \text{ mm}$; $f_y = 450 \text{ MPa}$; $A_s = 8500 \text{ mm}^2$

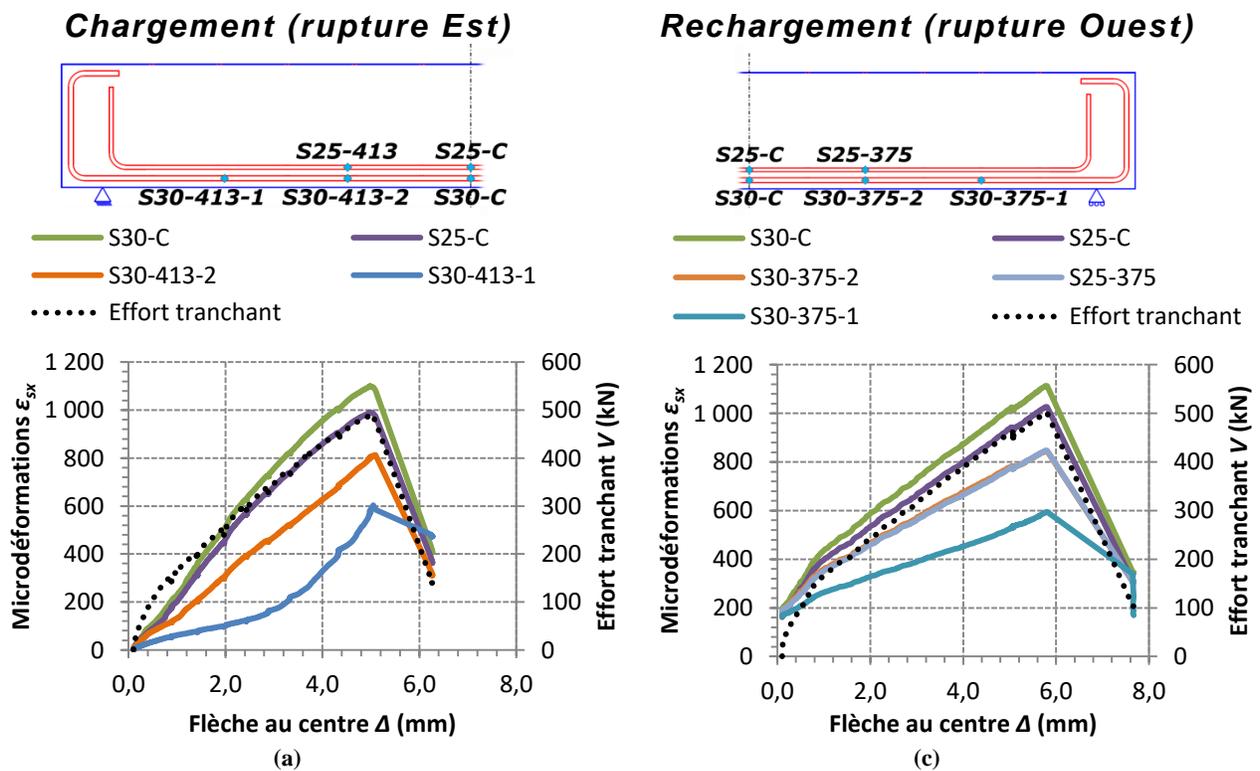
4.3.4. Déformation des barres d'armature longitudinale et ouverture verticale totale des fissures

Lors des essais, des jauges de déformations placées sur les barres d'armature longitudinales ont permis de mesurer l'évolution des déformations notées ϵ_{sx} au cours du chargement de la dalle (Figure 3-7, chapitre 3). Aussi, des LVDT verticaux placés sur les parois de la dalle ont permis de mesurer le déplacement vertical total entre le haut et le bas de la dalle (Figure 3-9, chapitre 3). Ce déplacement correspond à la somme de la composante verticale d'ouverture des fissures et de déformation du béton au sein de la dalle au droit du LVDT. Cette ouverture verticale totale est dénotée w_{2y} .

Les Figure 4-4(a) et (c) montrent respectivement les courbes de déformation des barres d'armature longitudinales ϵ_{sx} et d'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} en fonction de flèche Δ mesurée au centre de la dalle PA1-NR, lors du chargement de la portée Est. Sur chacun de ces graphiques est superposée la courbe d'effort tranchant V – flèche Δ pour ce même chargement. Des courbes similaires sont montrées aux Figure 4-4(b) et (d) pour le rechargement de la dalle à la rupture de la portée Ouest.

Il est possible d'observer aux Figure 4-4(a) et (c) que la forme des courbes de déformations ϵ_{sx} pour pratiquement tous les points de mesure suit celle de l'effort tranchant V . Toutefois, lors du chargement Est, la déformation à la jauge S30-413-1 s'accélère à partir d'une flèche Δ d'environ 2,8 mm. Cette accélération de la déformation n'est pas observée sur la portée

Ouest à la jauge S30-375-1. Or, la fissure principale de cisaillement croise le rang de barres 30M au niveau de la jauge S30-413-1 dans la portée Est, alors que pour la portée Ouest, le croisement de la fissure avec les barres 30M se fait près de l'appui, loin de la jauge S30-375-1. Il est alors possible de croire que l'accélération de la déformation au niveau de la jauge S30-413-1 survient par le développement de la fissure de cisaillement, au niveau des barres longitudinales. Ceci génère localement de la traction dans les barres, en plus de celle générée par le moment de flexion. Par ailleurs, la Figure 4-4(c) montre l'ouverture relativement progressive de la fissure principale de cisaillement de la portée Est peu avant la rupture, ce que corroborent les observations décrites à la section 4.3.2.



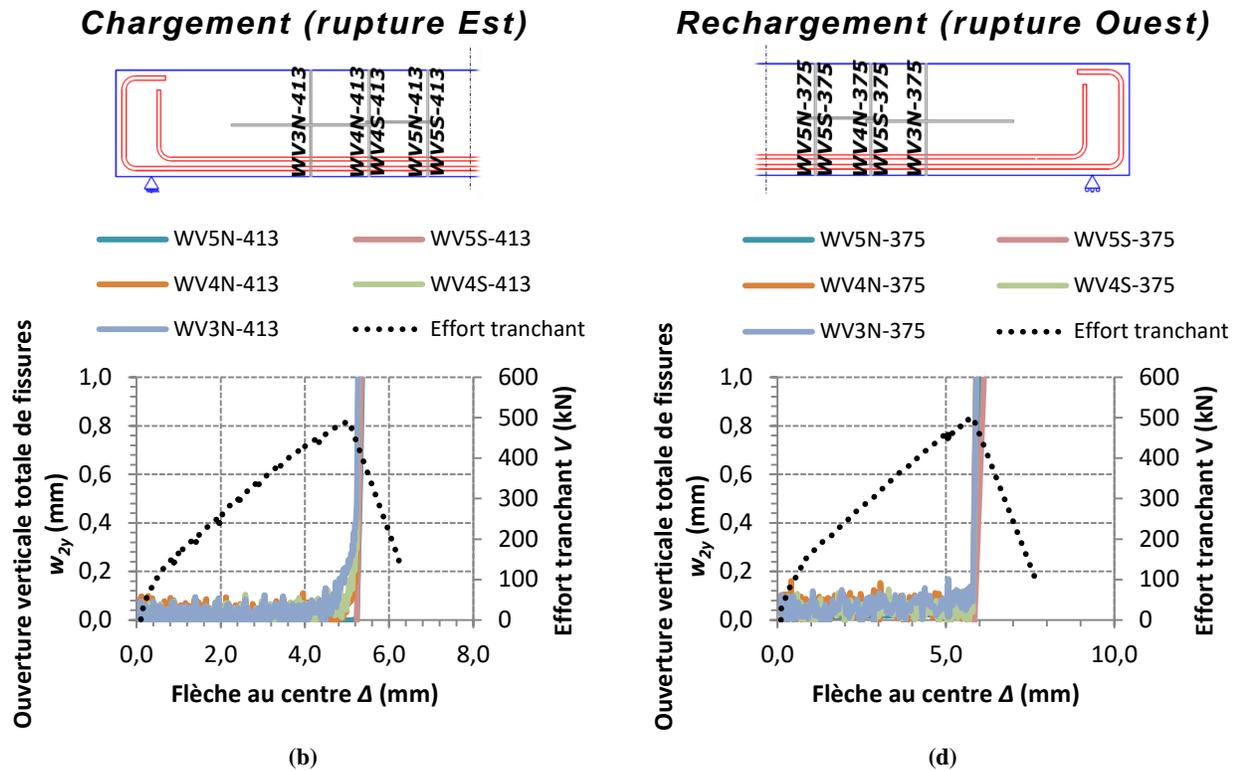


Figure 4-4. Déformations ϵ_{xx} dans les barres d'armature longitudinale lors du chargement à la rupture de la portée de cisaillement (a) Est et (c) Ouest, et ouverture totale de fissures w_{2y} lors du chargement à la rupture de la portée de cisaillement (b) Est et (d) Ouest de la dalle PA1-NR

4.4. Calcul de l'effort tranchant au renforcement V_{renf}

Les essais de chargement sur la dalle témoin PA1-NR ont permis de déterminer la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c pour les corps d'épreuve. Cette valeur permet le calcul de l'effort tranchant à générer au moment du renforcement V_{renf} dans les quatre (4) autres spécimens à renforcer. Toutefois, pour tenir compte de la faible variation de la résistance en compression du béton f_c d'un corps d'épreuve à l'autre, la résistance V_c a été ajustée telle que montrée au Tableau 4-10. À cet effet, la résistance V_c a été calculée selon la méthode générale de la norme CSA S6-14, en fonction de la résistance à la compression f_c de chacun des corps d'épreuve. Le différentiel entre le calcul de résistance V_c des dalles à renforcer et celui de la dalle témoin PA1-NR a été noté. En supposant que la résistance mesurée expérimentalement est représentative de tous les spécimens, ce différentiel a été multiplié à la résistance V_c expérimentale pour estimer leur résistance V_c réelle. Toutefois, dans le cas de la dalle PC2-R80, puisque la dalle sans renforcement a été conduite à la rupture sur une portée de cisaillement, l'effort tranchant ultime issu de ce chargement est considéré comme la résistance réelle V_c de la dalle.

Tableau 4-10. Ajustement de la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c obtenue expérimentalement en fonction de la résistance en compression du béton f_c des dalles à renforcer

	Résistance expérimentale $V_{c.EXP}$ (kN)	Résistance du béton au jour des essais f_c (MPa)	Résistance calculée selon la norme S6-14 $V_{c.S6-14}$ (kN)	Différentiel avec dalle témoin (%)	Résistance estimée V_c (kN)
PA1-NR	495	37,5	412		
PA2-R60	-	38,6	416	1.0%	500
PB-R60	-	36,3	407	-1.2%	489
PC1-R80	-	42,3	430	4.2%	516
PC2-w	428	42,4	430		
PC2-R80	-	42,4	430	-	428

Au moment des essais, les dalles ont été chargées avant renforcement jusqu'à générer l'effort tranchant V_{renf} montré au Tableau 4-11. Avant le début des essais, l'effort tranchant V_{renf} visé est calculé comme une fraction (0,60 ou 0,80) de la résistance sans armature transversale V_c de la dalle. Une fois l'effort tranchant visé atteint, la tête de presse est maintenue en position et les renforcements sont mis en place dans la dalle chargée. Toutefois, outre l'effort tranchant, la flèche au centre de la dalle était observée au cours du chargement avant renforcement, afin de s'assurer que la dalle testée se comporte similairement à la dalle témoin, soit PA1-NR pour les dalles PA2-R60, PB-R60 et PC1-R80, et à la portée Est (identifiée PC2-w) de la dalle PC2 pour le cas de la portée Ouest (identifiée PC2-R80) de cette même dalle. La flèche au renforcement Δ_{renf} à atteindre a été estimée à partir de la courbe effort tranchant – flèche de cette même dalle témoin. Comme le montre le Tableau 4-11, la flèche Δ_{renf} au renforcement, mesurée lors des essais pour chacune des dalles, est assez près de la valeur visée (entre 0% et 11% d'écart). Cela démontre que toutes les dalles avant renforcement se comportaient de façon similaire à la dalle témoin.

Tableau 4-11. Effort tranchant au renforcement V_{renf} et flèche au renforcement Δ_{renf} pour chaque dalle renforcée et comparaison avec les valeurs estimées

	Résistance sans renforcement estimée	V_{renf} / V_c estimé	Effort tranchant au renforcement expérimental	V_{renf} / V_c exp.	Flèche au renforcement estimé	Flèche au renforcement exp.	$\Delta_{renf} / \Delta_{renf,estm}$
	V_c (kN)		V_{renf} (kN)		$\Delta_{renf,estm}$ (mm)	Δ_{renf} (mm)	
PA2-R60	500	0,60	300	0,60	2,5	2,3	0,92
PB-R60	489	0,60	275	0,56	2,5	2,5	1,00
PC1-R80	516	0,80	400	0,78	3,7	3,7	1,00
PC2-R80	428	0,80	340	0,80	2,8	3,1	1,11

Avant de procéder au renforcement des quatre (4) dalles, le patron de fissuration a été noté aux parois des dalles lorsque l'effort tranchant V_{renf} était atteint, et que la tête de chargement de la presse était maintenue immobile. Ces patrons de fissuration au moment du renforcement sont illustrés pour chacune des dalles à la Figure 4-5.

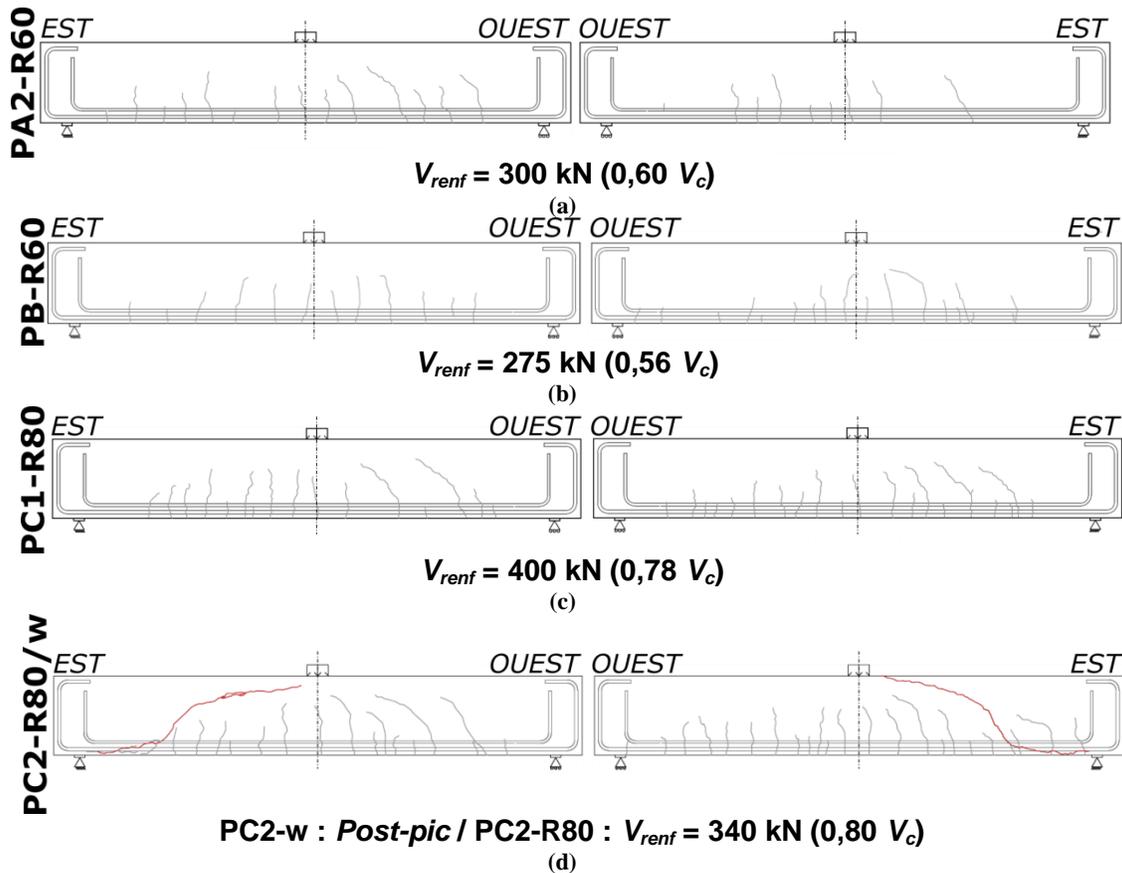


Figure 4-5. Patrons de fissuration au moment du renforcement des dalles (a) PA2-R60, (b) PB-R60, (c) PC1-R80 et (d) PC2-R80/w

Comme il a été précédemment mentionné, la portion Est de la dalle PC2 a été conduite à la rupture avant renforcement, d'où la fissure de cisaillement illustrée en rouge à la Figure 4-5(d). Il est possible de remarquer aux Figure 4-5(a) et (b) que pour les dalles renforcées à $V_{renf} \approx 0,60V_c$, la densité de fissuration est moindre que pour les dalles renforcées à un effort tranchant plus élevé, tel que présenté aux Figure 4-6(c) et (d) ($V_{renf} \approx 0,80V_c$). De plus, l'inclinaison des fissures est beaucoup moins prononcée pour les dalles PA2-R60 et PB-R60 que pour les deux autres dalles, faisant en sorte qu'il est difficile à ce stade ($V_{renf} \approx 0,60V_c$) de distinguer les fissures de flexion des fissures de cisaillement.

4.5. Comportement des dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm

Comme mentionné précédemment, les quatre (4) dalles à renforcer ont été post-renforcées selon deux espacements longitudinaux s_v différents (413 mm et 375 mm), soit un par portée de cisaillement (voir Figure 3-2, chapitre 3). Comme il est possible de mener chaque portée à la rupture lors des essais de chargement, la résistance à l'effort tranchant de la dalle post-renforcée selon chaque espacement s_v a pu être évaluée. La présente section expose les résultats des essais pour un renforcement espacé longitudinalement (s_v) de 413 mm. Les résultats pour un renforcement avec espacement s_v de 375 mm sont présentés à la section 4.6.

4.5.1. Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement

La Figure 4-6 présente les courbes de chargement des dalles PA2-R60, PC-R60, PB1-R80, PB2-w, où la portée de dalle renforcée avec une espace longitudinal s_v de 413 mm est conduite à la rupture. Sur cette figure, la courbe des dalles renforcées à $0,60V_c$ est identifiée en bleu, celle de la dalle renforcée à $0,80V_c$ en rouge et celle de la dalle renforcée post-pic en vert. Les courbes de chargement des dalles non renforcées PA1-NR et PC2-w avant renforcement sont montrées et indiquées en teintes de gris. Les courbes sont identifiées PA1-NR-E et PA1-NR-O pour le chargement des portées Est et Ouest de la dalle PA1-NR respectivement. La courbe identifiée PC2-w-NR permet de distinguer le chargement de la dalle PC2-w avant renforcement. Le Tableau 4-12 résume les résistances ultimes atteintes

pour chacune des dalles ainsi que la flèche obtenue. Il est à noter que le renforcement de la dalle PB2-w a été effectué sans charge ($V = 0$ kN) à une ouverture totale verticale de fissure w_{2y} de 2,5 mm mesurée à la position du rang de renforcement R4 (713 mm du centre de la dalle).

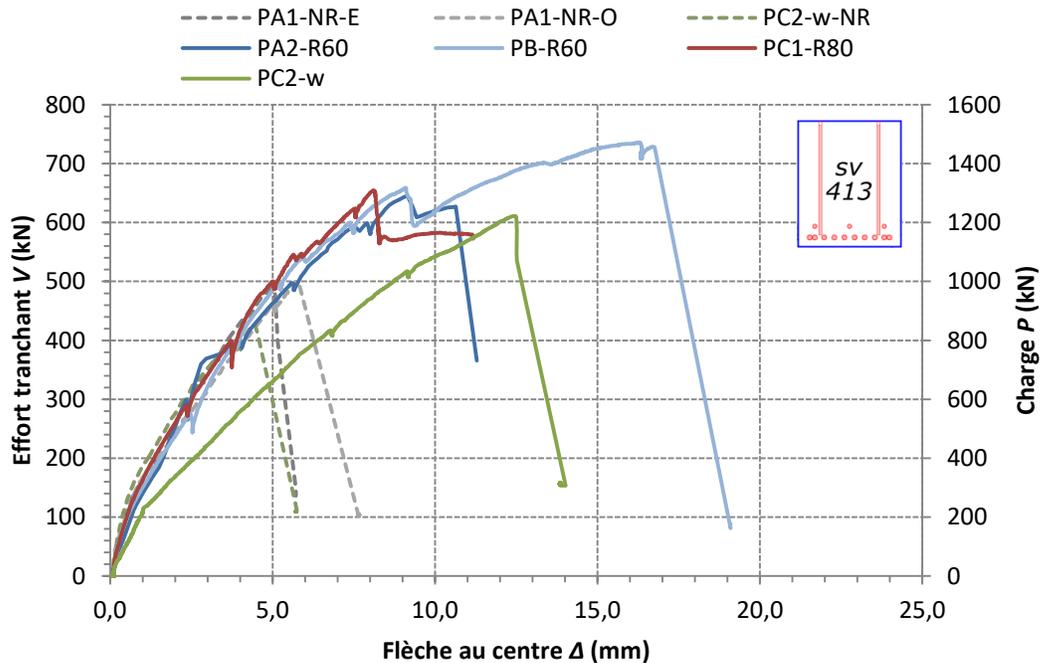


Figure 4-6. Courbes chargement-flèche pour essais sur dalles renforcées avec espacement $s_v = 413$ mm

Les dalles PA2-R60 et PC1-R80 renforcées à un effort tranchant V_{renf} , équivalant à respectivement $0,60V_c$ et $0,80V_c$ développent une résistance très semblable de 646 kN et 655 kN respectivement, soit un écart de 1,4 %. Il semble que l'augmentation de l'effort tranchant dans la dalle au moment du renforcement, de $0,60V_c$ à $0,80V_c$, n'ait pas eu d'effet sur la résistance avec renforcement dans ces cas-ci. Aussi, les flèches à l'ultime Δ_{ult} sont plutôt similaires, soit de 8,1 à 9,1 mm. Toutefois, la dalle PB-R60 montre la plus grande résistance des quatre (4) dalles testées avec 736 kN, soit une résistance environ 13% supérieure à celle des dalles PA2-R60 et PC1-R80. Le comportement la dalle PB-R60 semble néanmoins similaire aux deux autres, dans la mesure où la courbe de chargement évolue de façon similaire jusqu'à un effort tranchant de 650 kN (flèche $\Delta \approx 9$ mm), suivi d'une baisse d'effort tranchant d'environ 50 kN. Cette perte de charge survient lors de la progression rapide de la fissure de cisaillement principale le long des barres d'armature longitudinales. Alors que la rupture des dalles PA2-R60 et PC1-R80 survient peu après cet

événement, un mécanisme de résistance supplémentaire semble s'être développé dans la dalle PB-R60, c'est-à-dire une bielle de compression directe (effet d'arche) entre la charge et l'appui. La flèche à la rupture Δ_{ult} de 16,3 mm est alors considérablement supérieure à celle des deux autres dalles, soit près du double (entre 80 % et 101 % plus élevée).

La dalle renforcée post-pic PC2-w affiche un comportement distinct des autres dalles. En effet, la courbe de chargement peu pentue montre la plus grande flexibilité de la dalle à cause de la présence de la fissure de cisaillement. D'après les travaux de Suntharavadivel (2010), cette flexibilité post-renforcement est attendue d'un spécimen dont la fissure de cisaillement s'est complètement développée avant renforcement. De cette manière, la flèche à la rupture Δ_{ult} de 12,4 mm est environ 45% supérieure à celle des dalles PA2-R60 et PC1-R80. Cependant, un effort tranchant ultime de 611 kN a été atteint, soit seulement 6% en deçà de la capacité ultime des dalles PA2-R60 et PC1-R80. Il semble donc avoir un gain significatif de résistance à l'effort tranchant avec un post-renforcement adhérent, même en présence d'une fissure de cisaillement au moment du renforcement. Il faut cependant signaler que l'injection de l'époxy est hasardeuse, puisqu'une quantité significative d'agent adhésif s'est répandue à travers la fissure de cisaillement. Somme toute, la résistance à l'effort tranchant V_r de toutes les dalles post-renforcées est augmentée par rapport à la résistance sans armature transversale V_c . Les résistances obtenues, le gain de résistance avec renforcement et les flèches au centre de la dalle à la rupture sont présentés au Tableau 4-12.

Tableau 4-12. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance et flèche à la rupture Δ_{ult} pour les dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm

	V_{renf}/V_c	Résistance sans renforcement V_c (kN)	Résistance ultime avec renforcement V_r (kN)	V_r/V_c	Flèche à la rupture Δ_{ult} (mm)
PA2-R60	0,60	500	646	1,29	9,1
PB-R60	0,56	489	736	1,51	16,7
PC1-R80	0,78	516	655	1,27	8,1
PC2-w	<i>Post-pic</i>	428	611	1,43	12,4

4.5.2. Fissuration et mode de rupture

L'évolution du patron de fissuration à différents niveaux d'effort tranchant pour la dalle PC1-R80 est présentée à la Figure 4-7. Sur cette figure, les rangs transversaux de barres de renforcement sont identifiés de R1 à R5. Les ouvertures de fissures, mesurées avec un comparateur de fissure lors des essais, sont indiquées au point où la mesure a été prise par les pastilles de couleur présentées cette même figure. L'évolution de la fissuration pour les autres dalles post-renforcées est présentée à l'Annexe I. Toutefois, le patron de fissuration après rupture pour chaque dalle post-renforcée est présenté à la Figure 4-8, où la fissure principale de cisaillement est indiquée en rouge.

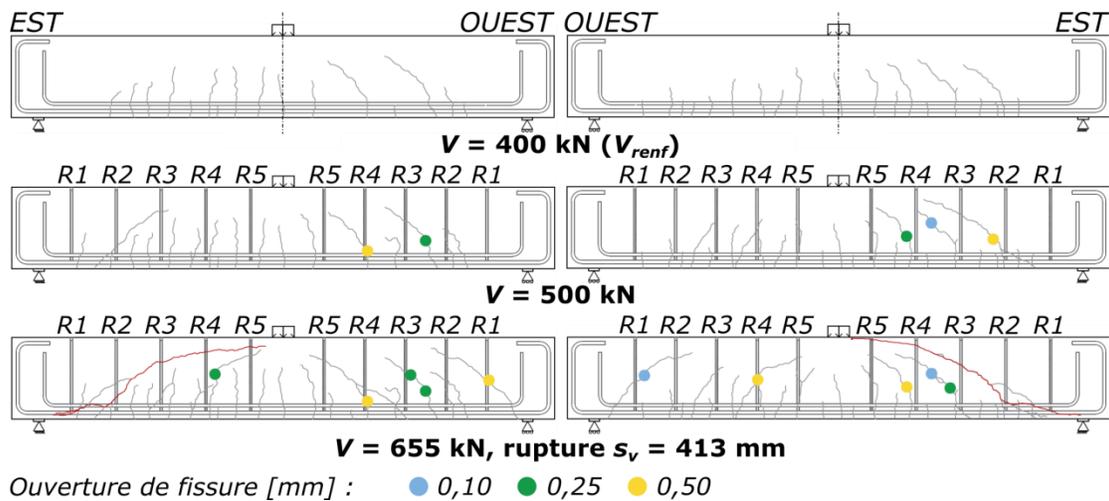
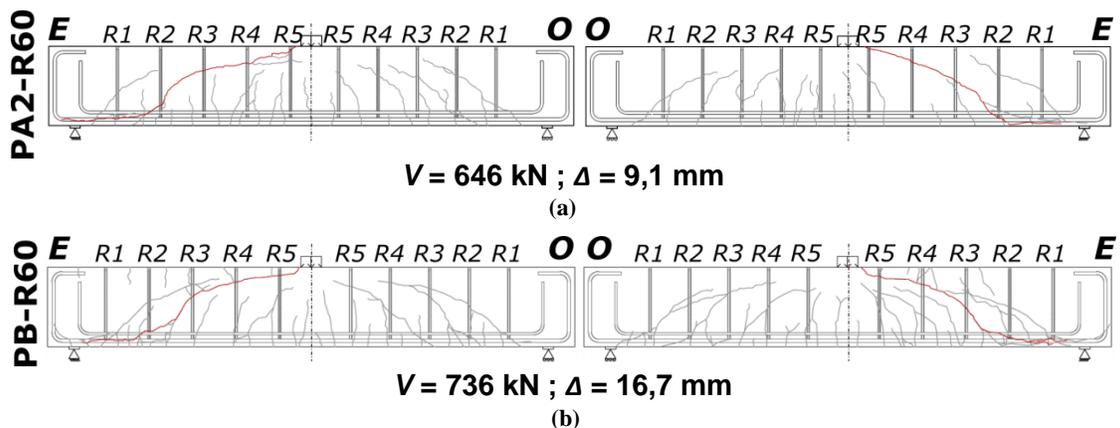


Figure 4-7. Évolution du patron de fissuration selon l'effort tranchant V lors du chargement à la rupture de la portée Est de la dalle PC1-R80. Fissure critique de cisaillement indiquée en rouge.



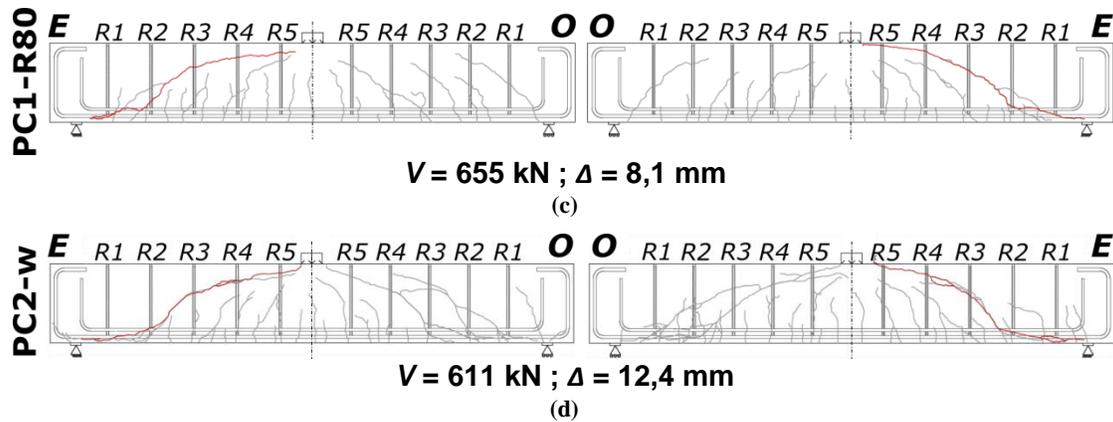


Figure 4-8. Patrons de fissuration à la rupture pour les dalles (a) PA2-R60, (b) PB-R60, (c) PC1-R80 et (d) PC2-w pour la portée Est post-renforcée à un espacement longitudinal s , de 413 mm

Il est possible d'observer sur la Figure 4-8 que, pour toutes les dalles, la fissure principale s'étend du bas de la dalle au croisement de l'armature longitudinale et du rang de renforcement R2 jusqu'au haut de la dalle près du rang de renforcement R5. Il peut être constaté que la fissure de cisaillement croise quatre (4) rangs de renforcements, soit les rangs R2 à R5. Il est aussi possible de remarquer le plus grand nombre de fissures secondaires (indiquées en gris sur la Figure 4-8) au moment de la rupture pour les quatre (4) dalles post-renforcées, par rapport à la dalle non-renforcée PA1-NR. À noter que le nombre de fissures est plus important pour la dalle PB-R60. Par ailleurs, pour la dalle renforcée post-pic PC2-w, la fissure principale, après renforcement suit sensiblement la même trajectoire que la fissure principale avant renforcement.

Avant d'atteindre la rupture, il a été possible d'observer une large fissure se former dans toutes les dalles post-renforcées. La fissure principale de la dalle PC1-R80 s'est ouverte de façon progressive et la rupture de la dalle a été déclarée après qu'aucune charge supplémentaire n'ait pu être appliquée, malgré un déplacement de la tête de presse d'environ 4 mm. La rupture de la dalle PB-R60 semble être celle ayant libéré le plus d'énergie, puisqu'elle survenue de façon soudaine et bruyante, tout en éjectant quelques éclats de béton sur les côtés de la dalle depuis la portion haute de la dalle près de la charge. Par opposition, la rupture des dalles PA2-R60 et PC2-w est survenue de façon tout aussi soudaine, mais avec un relâchement d'énergie moindre. Cela s'explique probablement par la position de la fissure principale près de la charge.

En effet, il est possible de remarquer une portion de béton plus grande au-dessus de la fissure principale au droit du rang de renforcement R5 pour la dalle PB-R60, par rapport aux autres dalles. Cette zone de béton en compression pourrait avoir favorisé le développement d'une bielle de compression entre la charge et l'appui, ce qui expliquerait le gain de résistance après délaminage des barres d'armature longitudinales (pour une flèche $\Delta > 9,3$ mm à la Figure 4-6). Par opposition, la fissure principale des autres dalles ayant pratiquement atteint le haut de la dalle avant la rupture, il est possible de supposer que la zone de béton en compression n'ait pas été suffisante pour assurer le développement d'une bielle de compression, d'où une rupture en cisaillement du béton dans cette zone et la rupture de la dalle peu après la progression de la fissure de cisaillement à travers l'armature longitudinale de la dalle.

4.5.3. Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r selon la méthode CSA S6-14

L'évaluation de la résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r , selon la méthode générale de la norme CSA S6-14, est présentée au Tableau 4-13. La résistance V_r pour chaque dalle armée transversalement est calculée selon la résistance en compression du béton f_c mesurée lors des essais mécaniques aux jours des essais des dalles (le détail du calcul de résistance à l'effort tranchant est présenté à l'Annexe A). Il est à noter que le calcul normatif considère des armatures transversales coulées en place, c'est-à-dire installées, avant la coulée du béton, plutôt qu'un post-renforcement adhérent telles que testées.

Tableau 4-13. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r calculé selon la norme CSA S6-14 et selon les essais expérimentaux pour chaque dalle renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm.

	Résistance expérimentale $V_{r,EXP}$ (kN)	Résistance du béton au jour des essais f_c (MPa)	Résistance selon CSA S6-14 $V_{r,S6-14}$ (kN)	$V_{r,EXP}/V_{r,S6-14}$	$V_{r,EXP}/V_{r,S6-14}$ moyen par cas de renforcement
PA2-R60	646	38,6	766	0.84	0.91
PB-R60	736	36,3	757	0.97	
PC1-R80	655	42,3	780	0.84	0.84
PC2-w	611	42,4	781	0.78	0.78

Il est possible de remarquer à partir du Tableau 4-13 que pour toutes les dalles, la résistance développée expérimentalement avec renforcements adhérents $V_{r,EXP}$ est inférieure à celle calculée selon la norme CSA S6-14. La prédiction de la norme pour la résistance de la dalle PB-R60 est toutefois particulièrement près de celle obtenue expérimentalement (écart de 3%, $|1 - V_{r,EXP}/V_{r,S6-14}|$). L'écart le plus significatif de 22% étant avec la dalle renforcée post-pic PC2-w. En regroupant par cas de renforcement et en excluant le cas post-pic, on observe que l'écart entre les résistances V_r expérimentales avec post-renforcement adhérent et le calcul normatif varie entre 16% et 9%.

4.5.4. Déformation des barres d'armature longitudinale et des barres transversales de renforcement et ouverture verticale totale des fissures

En plus des jauges de déformation mesurant la déformation ϵ_{sx} des barres d'armature longitudinales et des LVDT mesurant l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} aux parois des corps d'épreuve, des jauges de déformation étaient présentes sur les barres de renforcement afin de suivre l'évolution des déformations ϵ_{sv} lors du chargement de la dalle renforcée. Étant donné le volume significatif de données, seuls les résultats détaillés issus du chargement des dalles PB-R60 et PC1-R80 seront présentés dans cette section. Ces deux dalles ont été renforcées à des niveaux d'effort tranchant au renforcement différents (Tableau 4-5). L'effet d'arche qui s'est développé de façon importante dans la dalle PB-R60, a fait en sorte que la résistance ultime V_r de cette dalle soit supérieure aux autres (Tableau 4-12). Cependant, le comportement de la dalle avoisinant la propagation de la fissure critique de cisaillement est similaire aux autres dalles et demeure intéressant pour la modélisation numérique du chapitre 5. Les résultats de déformation des barres longitudinales pour toutes les dalles sont présentés à l'Annexe J. Les déformations des barres transversales et d'ouverture totale de fissures pour toutes les dalles sont présentées à l'Annexe K.

La Figure 4-9 présente la déformation ϵ_{sx} de l'armature longitudinale en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. La courbe d'effort tranchant-flèche y est superposée. Il est possible de remarquer pour les jauges S30-C, S25-C et S25-413 que la

déformation de l'acier suit sensiblement la courbe d'effort tranchant, ce qui est attendu pour une dalle en flexion. Cependant, à la jauge S30-413-1, l'armature 30M se déforme de façon soudaine au moment de la baisse de l'effort tranchant. Ceci, à l'image de ce qui a été observé dans la portée Est de la dalle PA1-NR (section 0), semble être causé par la fissure de cisaillement qui s'est propagée le long du rang d'armature 30M, ayant initié son délaminage. La jauge S30-413-2 semble avoir été défectueuse.

Les Figure 4-10(a) à (f) présentent la déformation ϵ_{sv} de chaque rang de renforcements adhérents, mesurée par les jauges de déformation, en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. Pour les Figure 4-10(a) à (c) la courbe effort-tranchant – flèche y est superposée. Aux Figure 4-10(d) à (f), les mêmes déformations ϵ_{sv} des renforcements y sont présentées en les superposant à l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} , mesurée à la position du rang de renforcement correspondant.

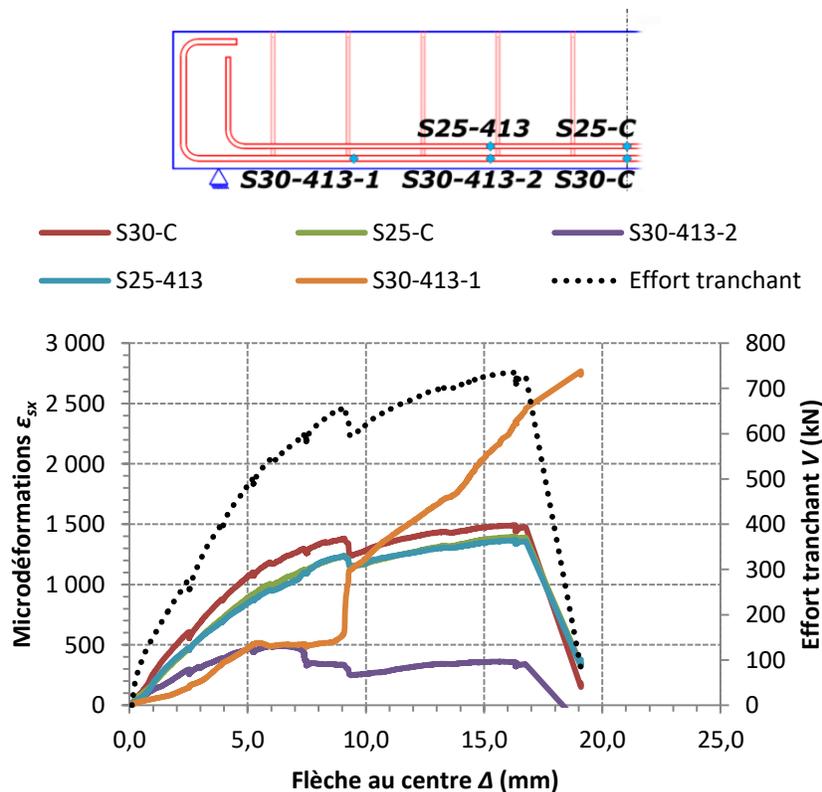
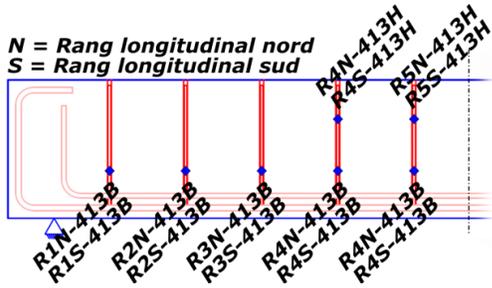
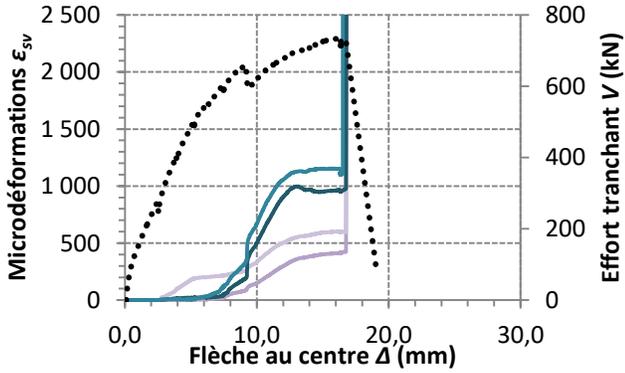


Figure 4-9. Déformation de l'armature longitudinale ϵ_{sx} lors du chargement de la dalle PB-R60 à la rupture de la dalle renforcée à l'effort tranchant selon un espacement s_v de 413 mm

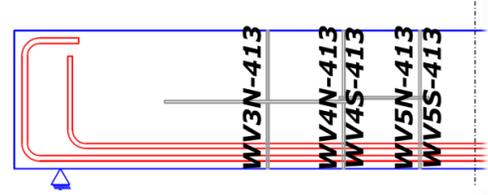


- R5N-413B
- R5N-413H
- R5S-413B
- R5S-413H

..... Effort tranchant



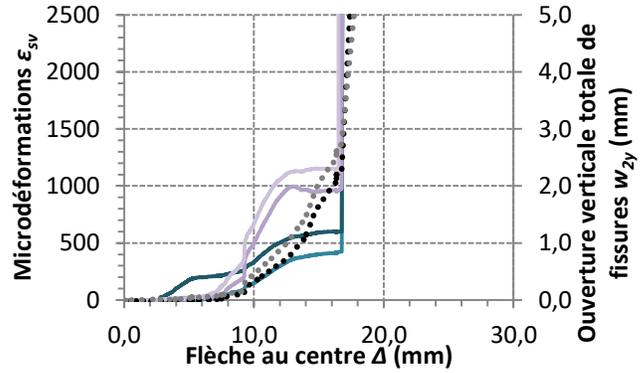
(a)



- R5N-413B
- R5N-413H
- R5S-413B
- R5S-413H

..... WV5N-413

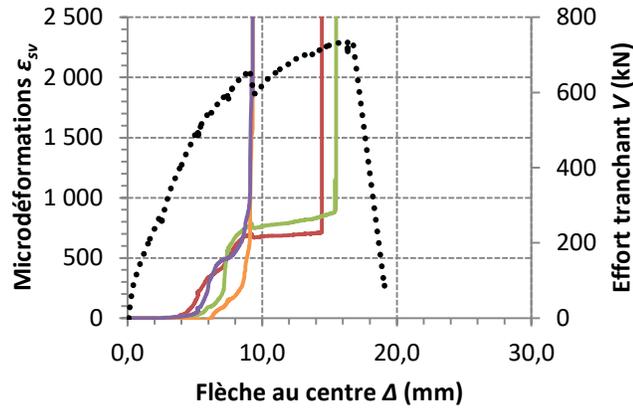
..... WV5S-413



(b)

- R4N-413B
- R4N-413H
- R4S-413B
- R4S-413H

..... Effort tranchant

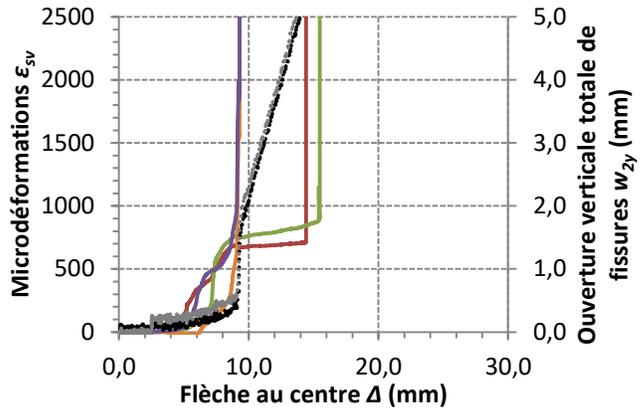


(c)

- R4N-413B
- R4N-413H
- R4S-413B
- R4S-413H

..... WV4N-413

..... WV4S-413



(d)

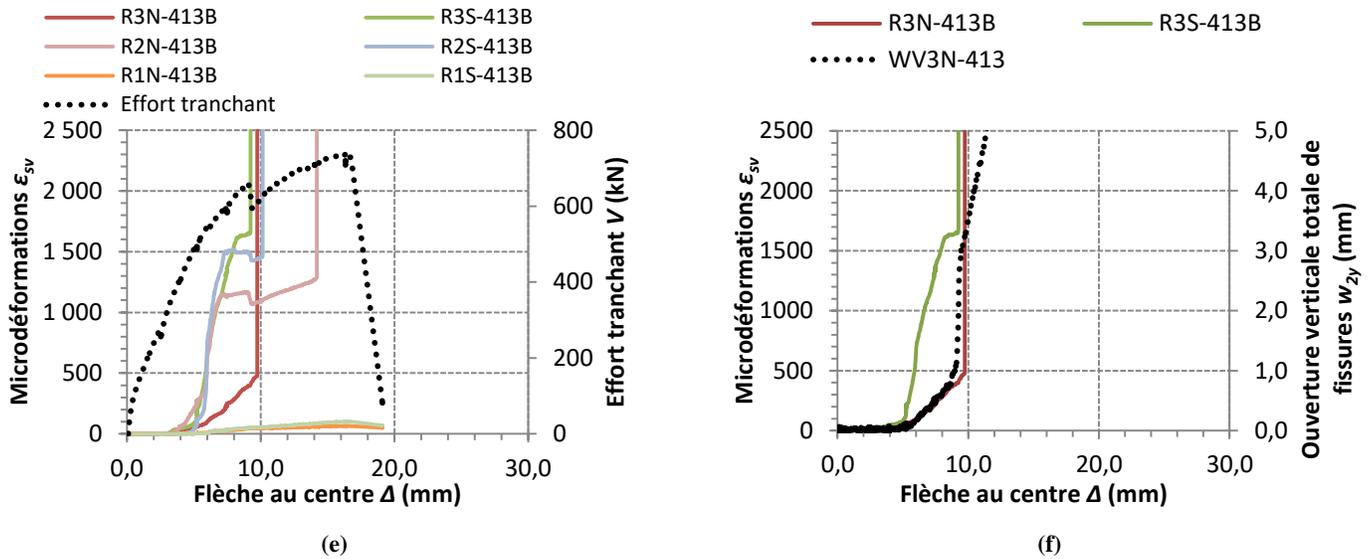
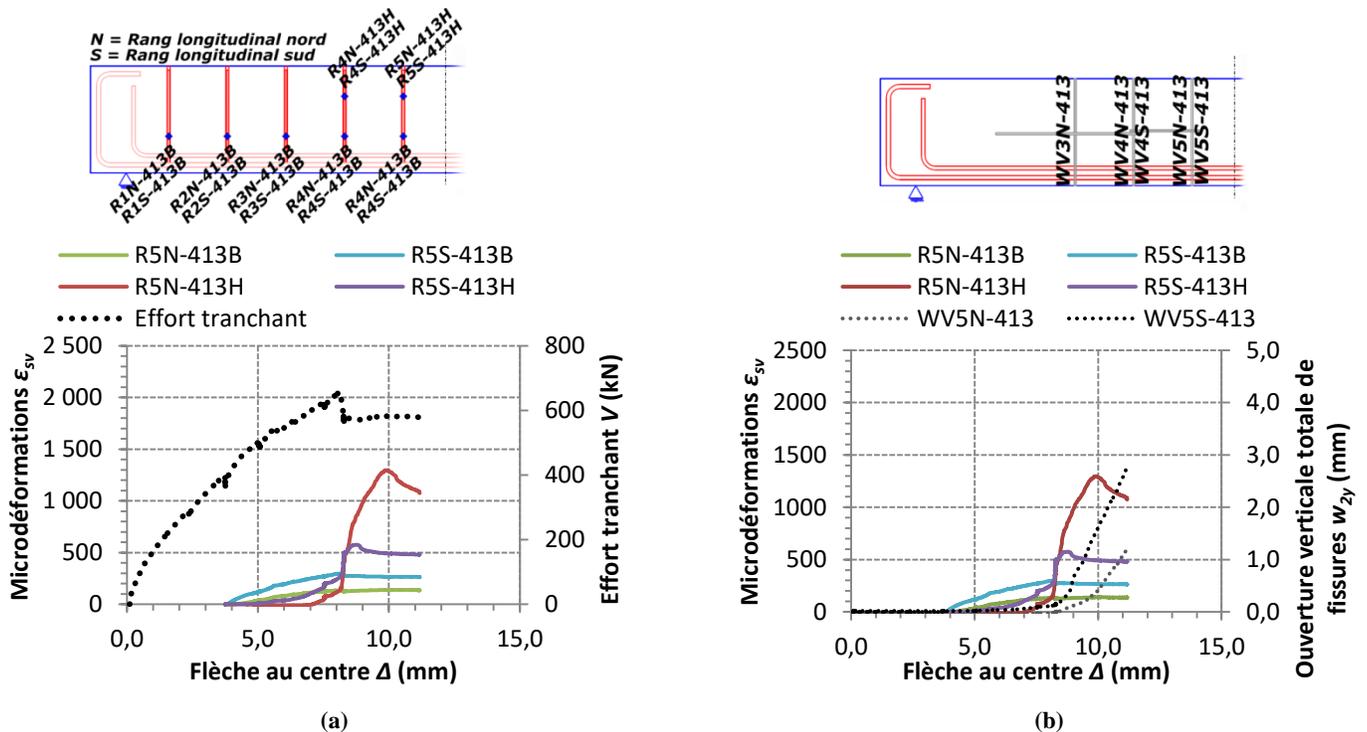


Figure 4-10. Déformation ε_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} .

Il est attendu que les déformations de renforcement les plus importantes soient mesurées par les jauges situées le plus près de la fissure principale montrée à la Figure 4-8(b). À ce sujet, il est possible de remarquer que la fissure de cisaillement croise les rangs de renforcement R2 à R5. Il est d'abord possible d'observer sur les Figure 4-10(c) et (d), que les jauges R4N-413H et R4S-413H (haut des barres du rang R4), indiquent la plastification de l'acier ($\varepsilon_s > 1985$ microdéformations = $\varepsilon_y = f_y / E$) à une flèche $\Delta \approx 9,1$ mm. Ceci montre que l'ancrage de ce rang de renforcement a été pleinement efficace, puisque toute la capacité déformationnelle élastique de l'acier a été exploitée. Après la plastification des barres R4N et R4S, leur grande déformation plastique a causé l'ouverture importante, puis la propagation de la fissure critique de cisaillement à travers la dalle. Par ailleurs, en observant la position de la fissure critique au droit des renforcements à la Figure 4-8(b), l'ancrage du rang de renforcement R3 a vraisemblablement lui aussi été pleinement efficace puisque la fissure de cisaillement croise les barres à mi-hauteur de ces dernières. À cet effet, il est possible de remarquer à la Figure 4-10(e) que la barre R3S se déforme rapidement avec l'augmentation de l'effort tranchant. Il est possible de voir l'élongation tout aussi rapide mesurée par les jauges R2S-413B et R2N-413B (rang R2) à la Figure 4-10(c) qui croisent le bas de la fissure selon la Figure 4-8(b). Cependant, à une flèche $\Delta \approx 9,1$ mm, lorsque la fissure de cisaillement se propage et que s'entame le délaminage des barres d'armature longitudinales, ces deux barres perdent de leur élongation ε_{sv} . Étant

donné la proximité de la fissure avec le bout des barres (longueur d’ancrage l_d d’environ 50 mm, Annexe M), il est possible de croire que l’ancrage ait glissé ce qui a limité l’efficacité des barres R2N et R2S. Pour ce qui est des barres R3N et R3S, à la même flèche ($\Delta \approx 9,1$ mm), il est possible de remarquer à la Figure 4-10(f) que l’ouverture totale de fissure w_{2y} augmente rapidement à ce stade et que les lectures des jauges de déformation sont perdues. Il est possible de croire que les barres R3N et R3S ont alors développé brusquement de grandes déformations. Les barres du rang R5 ne développent de déformations significatives (ϵ_s entre 1000 et 1200 microdéformations à R5N-413H et R5S-413H) qu’à partir de la propagation de la fissure vers l’atteinte d’une flèche $\Delta = 9,1$ mm. Il est possible que les barres du rang R5 n’aient pas atteint la plastification étant donnée la position d’environ 40 mm de la fissure de cisaillement près de l’extrémité de la barre (Figure 4-8(b)) ce qui pourrait avoir réduit l’efficacité de l’ancrage ($l_d = 50$ mm).

La Figure 4-11 présente, de la même manière que la Figure 4-10, la déformation ϵ_{sv} de chaque rang de renforcements adhérents mesurée par les jauges de déformation, en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PC1-R80. Ces résultats sont sommairement présentés afin de comparer le comportement des barres de renforcement entre cette dalle et la dalle PB-R60.



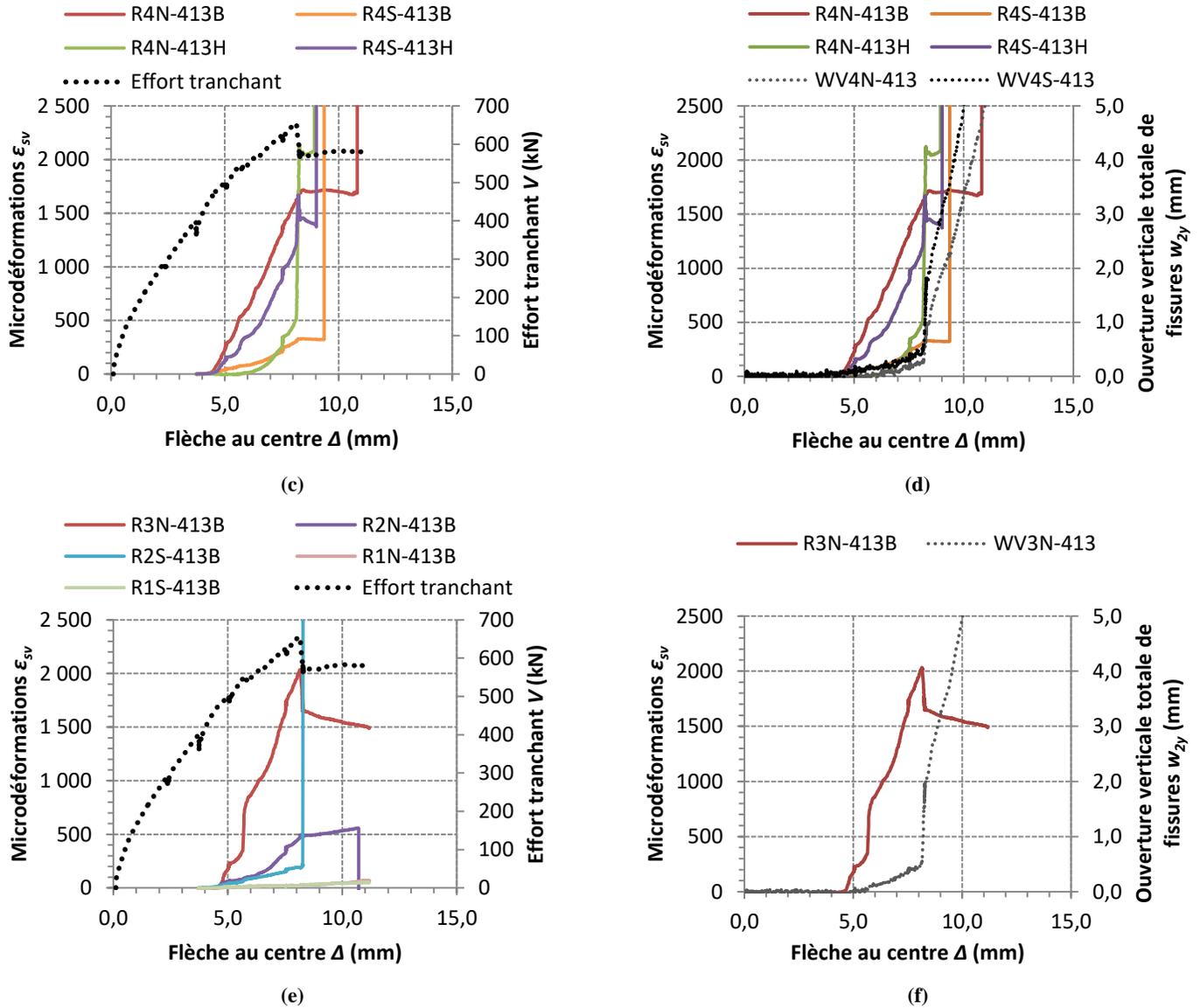


Figure 4-11. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PC1-R80. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} .

Des observations similaires à celles présentées pour la dalle PB-R60 (Figure 4-10) peuvent être faites avec les résultats issus de la dalle PC1-R80 à la Figure 4-11. À noter que la fissure de cisaillement critique pour cette dalle passe aussi par les rangs de renforcements R2 à R5 (Figure 4-8[c]).

- La jauge R4N-413H montre la plastification de la barre R4N ($\epsilon_{sv} > \epsilon_{sy} = 1985$, Figure 4-11[c] et [d]) dès la propagation de la fissure critique de cisaillement à une flèche $\Delta = 8,2$ mm. L'augmentation de $\epsilon_{sv} = 500$ à 2100 est presque instantanée à $\Delta = 8,2$ mm.

- La barre R3N atteint aussi la plastification dès la propagation de la fissure critique à $\Delta = 8,2$ mm (Figure 4-11[e] et [f]). Or, les déformations augmentent graduellement à partir d'une flèche $\Delta = 5,0$ mm.
- Les jauges R5N-375H et R5S-375H ne mesurent des déformations $\epsilon_{sv} > 500$ qu'après la propagation de la fissure critique ($\Delta > 8,2$ mm, Figure 4-11[a] et [b]) et qui demeurent dans le domaine élastique ($\epsilon_{sv} < \epsilon_{sy}$). La déformation maximale enregistrée à la jauge R5N-413H est de 1250 microdéformations. Avec la fissure critique qui passe près de l'extrémité de la barre (Figure 4-8[c]), l'efficacité de l'ancrage des barres R5N et R5S a été réduite.
- Les jauges R2N-375B et R2S-375B mesurent des déformations $\epsilon_{sv} < 550$. À l'image des barres du rang R5, le passage de la fissure critique à l'extrémité des barres du rang R2 semble avoir réduit l'efficacité de l'ancrage.

4.5.5. Autopsie des barres transversales

Suite aux essais, l'état physique des barres transversales de renforcement et de l'époxy à l'intérieur des dalles a été inspecté lors d'une autopsie. Des ouvertures ont été pratiquées dans le béton afin d'observer certaines sections critiques à l'extrémité des barres et au croisement de la fissure de cisaillement. Le niveau visible d'endommagement des barres de renforcement (fissuration, glissement, endommagement) a été relevé et rapporté sur les schémas de l'Annexe L. Le schéma d'autopsie de la dalle PB-R60 dans sa portée renforcée à un espacement s_v de 413 mm (face Nord) est montré à la Figure 4-12.

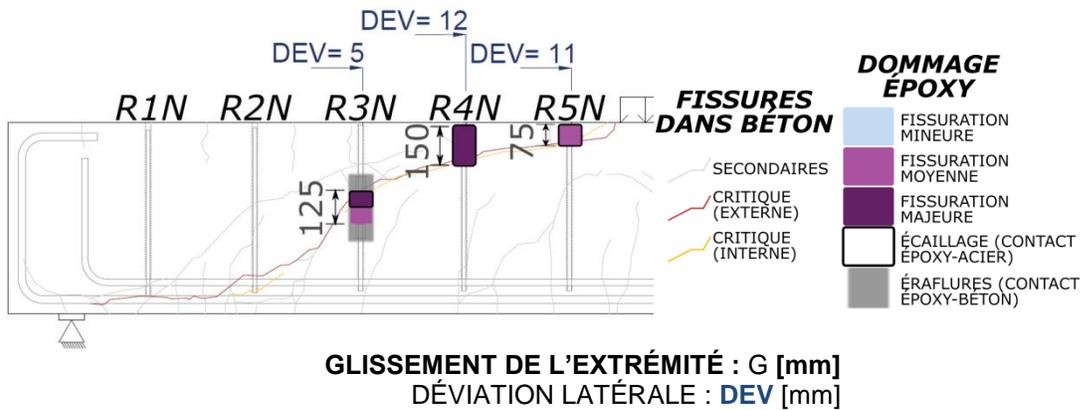


Figure 4-12. Schéma des observations faites suite à l'autopsie de la face Nord de la dalle PB-R60 pour la portée post-renforcée selon un espacement longitudinal s_v de 413 mm

À la lumière des observations faites à la section 4.5.4 précédente, un endommagement important de l'époxy a été observé sur les barres R3N et R4N, identifiées comme plastifiées (section 4.5.4), témoigne de la déformation importante de l'acier et du bon contact époxy-béton. Il semble que la déformation de l'acier résulte en l'écaillage et l'endommagement de l'époxy montrés aux Figure 4-13(b) et (c). Un niveau moins important d'endommagement à l'époxy a été observé aux barres R2N et R5N, tel que montré aux Figure 4-13(a) et (d), confirme que l'acier est demeuré à l'état élastique. De plus, il a été observé que la fissure critique observée à l'intérieur de la dalle contourne la barre R2N (Figure 4-13) par son extrémité, réduisant considérablement l'efficacité de l'ancrage. Toutefois, aucune trace de glissement entre l'acier et l'époxy n'a été notée à l'extrémité des quatre (4) barres.

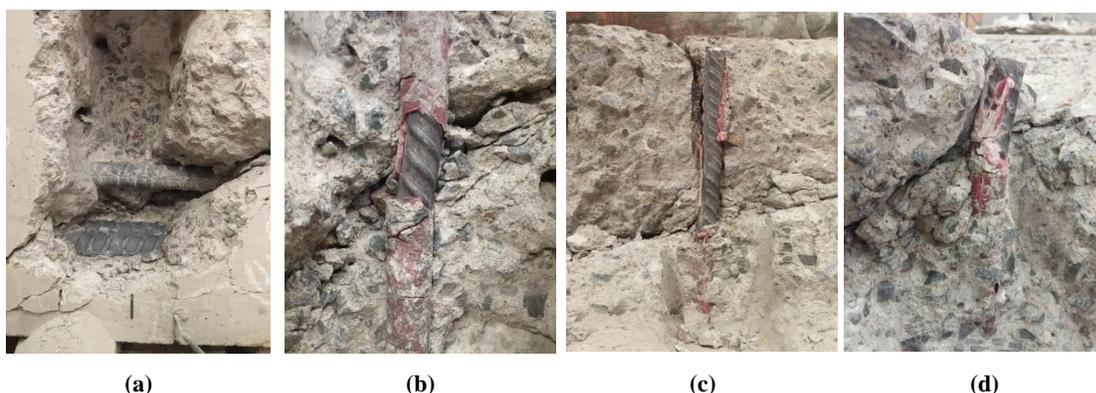


Figure 4-13. Aperçu visuel de l'autopsie des barres (a) R2N, (b) R3N, (c) R4N et (d) R5N au droit de la fissure de cisaillement pour la portée de la dalle PB-R60 renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm

4.6. Comportement des dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm

Comme mentionné précédemment, les quatre (4) spécimens ont été post-renforcés selon deux espacements longitudinaux s_v différents (413 mm et 375 mm), soit un par portée de cisaillement (Tableau 4-6). La présente section expose les résultats des essais pour un renforcement espacé longitudinalement (s_v) de 375 mm.

4.6.1. Rechargement de la dalle PB1-R80

Avant de présenter l'ensemble des résultats, il convient de faire mention d'une particularité survenue lors d'un des essais en rechargement, soit celui de la dalle PB1-R80. Il s'agit de la première dalle post-renforcée testée en laboratoire dans la série d'essais présentés. Il est

question du rechargement de la dalle après la rupture sur la portée Est renforcée selon $s_v = 413$ mm. Six (6) rangs d'étriers externes étaient en place sur la portée Est pour refermer la fissure, visant à conduire à la rupture la portée Ouest renforcée selon un espacement longitudinal s_v de 375 mm. C'est plutôt une rupture en compression du béton dans la portée Est renforcée avec étriers externes qui est survenue (Figure 4-14). Il semble que la disposition d'étriers externes adoptée n'était pas suffisamment efficace pour confiner le béton dans la partie supérieure de la dalle près de la charge. À la suite de cette rupture, il a été décidé d'utiliser neuf (9) rangs d'étriers externes, dont trois (3) rapprochés le plus possible de la charge pour tous les autres essais en rechargement, afin d'assurer le confinement du béton.

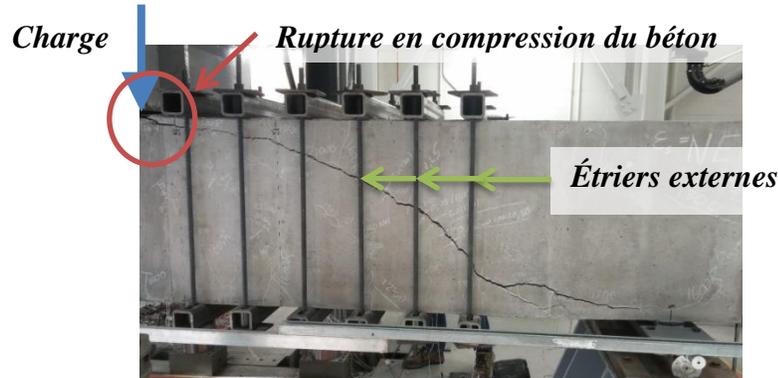


Figure 4-14. Disposition des étriers externes sur la portée Est lors du rechargement de la dalle PC1-R80 et localisation de la rupture en compression du béton

Toutefois, au moment de la rupture en compression de la portée Est, la portée Ouest montrait des signes avant-coureurs de rupture en cisaillement avec la plastification de certaines barres de renforcement et l'ouverture accélérée de la fissure de cisaillement critique. Il était par contre impossible de continuer le chargement. L'essai a été arrêté et la dalle mise en attente. Le chargement a été repris quelques semaines plus tard avec la nouvelle disposition des neuf (9) étriers externes en ayant pour objectif de mener la portée Ouest (renforcée selon $s_v = 375$ mm) à la rupture. Toutefois, les jauges de déformation sur les barres d'armature et de renforcement n'ont pu être lues. Les courbes d'effort tranchant – flèche des 1^{er} et 2^e chargements de la portée Ouest de la dalle PC1-R80 sont présentées à la Figure 4-15.

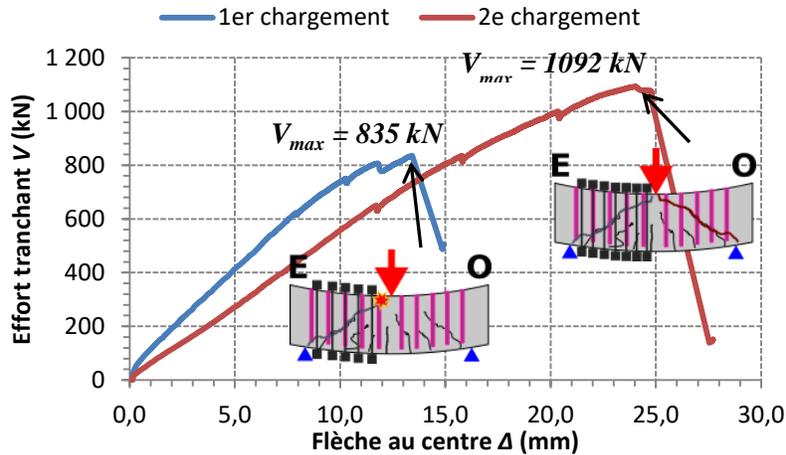


Figure 4-15. Courbes effort tranchant - flèche pour les 2 chargements de la portée Ouest de la dalle PB1-R80 renforcée selon un espacement s_v de 375 mm

L'effort tranchant ultime V_{max} de 1092 kN ayant mené à la rupture de la portée Ouest de la dalle PC1-R80 est significativement plus élevé que la résistance à l'effort tranchant V_r des autres dalles présentées à la section 4.6.2. Cela est probablement dû au relâchement des contraintes et à la redistribution des déformations au sein de la dalle lors de la mise en attente de la dalle entre les deux chargements. Étant donné la procédure particulière du chargement, la disparité du résultat de résistance à l'effort tranchant par rapport aux autres dalles et le manque d'informations quant à la déformation des renforcements, il a été décidé d'ignorer le 2^e chargement de la portée Ouest de la dalle PC1-R80 dans les sections suivantes et de présenter uniquement le 1^{er} chargement à titre indicatif.

4.6.2. Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement

La Figure 4-16 présente les courbes de chargement des dalles PA2-R60, PC-R60 et PB2-R80, où la portée Ouest renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm. La courbe de chargement de la dalle PC1-R80 est montrée à titre indicatif selon les explications fournies à la section 4.6.1 précédente, et est montrée en pointillés sur la Figure 4-16. Sur cette même figure, la courbe des dalles renforcées à $0,60V_c$ est identifiée en bleu et celle des dalles renforcées à $0,80V_c$ en rouge. Les courbes de chargement des dalles non-renforcées PA1-NR et PC2-w avant renforcement sont montrées et indiquées en teintes de gris. À noter que, comme tous les essais ont été exécutés en rechargement, c'est-à-dire après la rupture de la portée Est de la même dalle, une flèche initiale était présente au début

de l'application de la charge ($\Delta_0 > 0$). Aux fins de clarification dans la comparaison, les courbes de chargement pour toutes les dalles sont ramenées à la même flèche initiale Δ_0 dans la Figure 4-16. Le Tableau 4-14 résume les résistances ultimes atteintes pour chacune des dalles ainsi que la flèche obtenue.

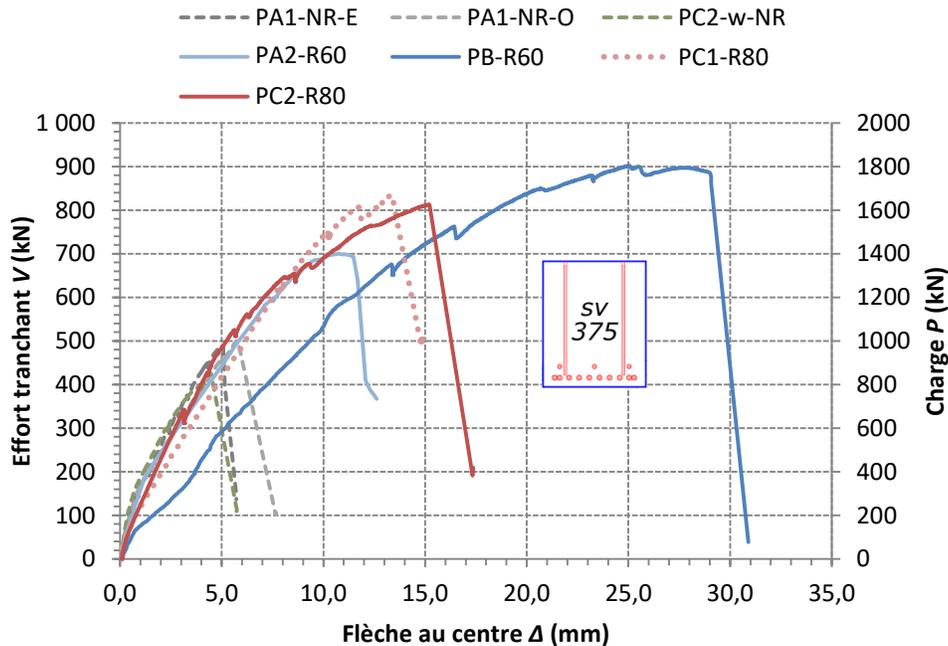


Figure 4-16. Courbes effort tranchant-flèche pour essais sur dalles renforcées avec espacement $s_v = 375$ mm

La Figure 4-16 montre que les courbes d'effort tranchant V , selon la flèche Δ des dalles PA2-R60, PC1-R80 et PC2-R80, évoluent de façon similaire jusqu'à une flèche $\Delta \approx 10$ mm et un effort tranchant $V \approx 650$ kN. Toutefois, la dalle PB-R60 montre un comportement beaucoup plus flexible en début de chargement, décalant la courbe de chargement d'environ 4 à 5 mm de flèche Δ par rapport aux autres courbes de chargement de la Figure 4-16. Ceci est probablement dû au déplacement des interfaces de la fissure fermée avec étriers externes dans la portée Est de la dalle PB-R60. En effet, étant donné la difficulté à fermer la fissure avec la méthode des étriers, une ouverture considérable est demeurée en présence de ceux-ci, ce qui a vraisemblablement favorisé le déplacement des faces de la fissure critique lors du rechargement de la dalle PB-R60. Par ailleurs, il est possible de noter à la Figure 4-16 que toutes les dalles renforcées avec un espacement s_v de 375 mm résistent à un effort tranchant V supérieur à 800 kN, excepté la dalle PA2-R60 qui n'atteint que 700 kN.

En comparant les résistances ultimes post-renforcées V_r , présentées au Tableau 4-14, qui se sont développées dans les portées de dalle renforcées selon un espacement s_v de 375 mm avec celles développées dans les portées renforcées avec un espacement s_v de 413 mm, présentées au Tableau 4-12, il est possible de voir un gain de résistance pour toutes les dalles avec le rapprochement des renforcements tel qu'attendu. Par exemple, la résistance de la dalle PB-R60 renforcée selon un espacement s_v de 413 mm a une résistance à l'effort tranchant V_r de 736 kN, alors qu'elle augmente de 23% pour atteindre 902 kN lorsque les renforcements sont rapprochés à $s_v = 375$ mm. De facto, toutes les dalles post-renforcées avec $s_v = 375$ mm développent une résistance à l'effort tranchant V_r supérieure comparativement à celle des dalles non-renforcées (V_c), que la dalle soit renforcée à un effort tranchant V_{renf} équivalant à $0,60V_c$ ou $0,80V_c$.

Tableau 4-14. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance et flèche à la rupture Δ_{ult} pour les dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm. Résultats pour $s_v = 413$ mm montrés en guise de référence

	V_{renf}/V_c	Résistance sans renforcement V_c (kN)	$s_v = 375$ mm			$s_v = 413$ mm	
			Résistance ultime avec renforcement V_r (kN)	V_r/V_c	Flèche à la rupture Δ_{ult} (mm)	Résistance ultime avec renforcement V_r (kN)	V_r/V_c
PA2-R60	0,60	500	700	1,40	10,8	646	1,29
PB-R60	0,56	489	902	1,84	27,7	736	1,51
PC1-R80	0,78	516	835	1,62	13,3	655	1,27
PC2-R80	0,80	428	813	1,90	15,2	611	1,43

4.6.3. Fissuration et mode de rupture

L'évolution du patron de fissuration à différents niveaux d'effort tranchant pour la dalle PC1-R80 est présentée à la Figure 4-17. Les ouvertures de fissures mesurées avec un comparateur de fissure lors des essais sont indiquées par les pastilles de couleur présentées à cette même figure. Toutefois, l'évolution de la fissuration pour les autres dalles post-renforcées est présentée à l'Annexe I. Le patron de fissuration post-rupture pour chaque dalle post-renforcée est présenté à la Figure 4-18, où la fissure principale de cisaillement est indiquée en rouge.

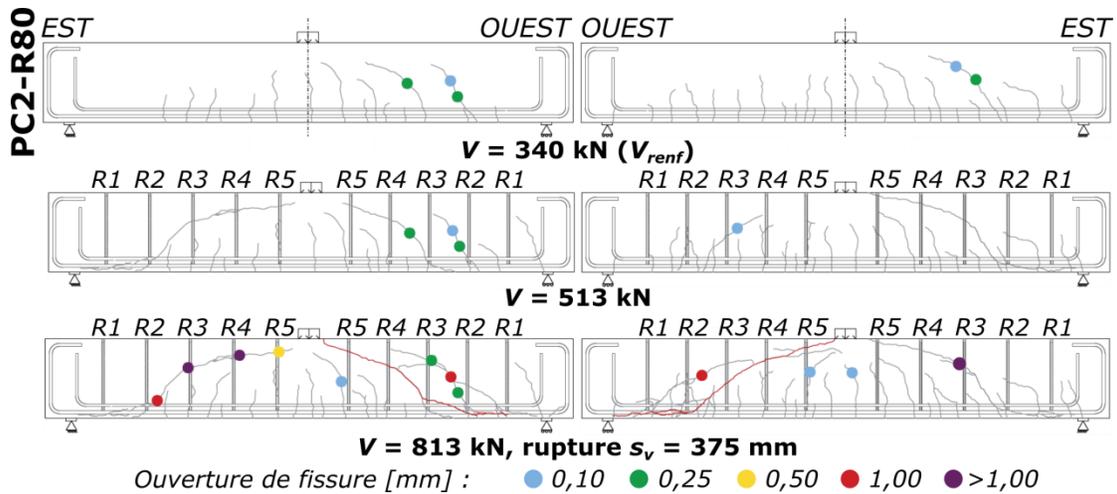


Figure 4-17. Évolution du patron de fissuration selon l'effort tranchant V lors du chargement à la rupture de la portée Ouest de la dalle PC2-R80. Fissure critique de cisaillement indiquée en rouge.

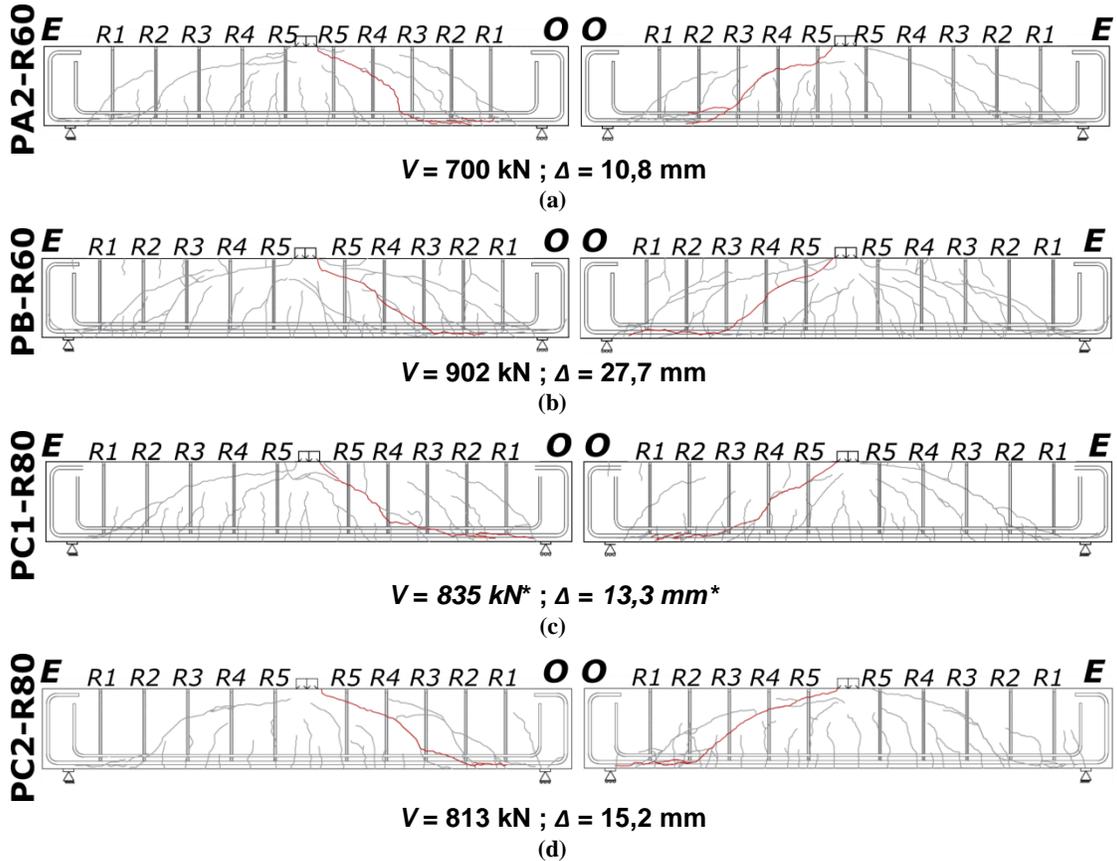


Figure 4-18. Patrons de fissuration à la rupture pour les dalles (a) PA2-R60, (b) PB-R60, (c) PC1-R80 et (d) PC2-R80 pour la portée post-renforcée à un espacement longitudinal s_r de 375 mm

Il est possible d'observer sur la Figure 4-18 que, pour toutes les dalles, la fissure principale s'étend du bas de la dalle au croisement de l'armature longitudinale et du rang de renforcement R3 jusqu'au haut de la dalle près de la plaque de charge. Il convient donc de

dire que la fissure de cisaillement croise trois (3) rangs de renforcements, soit les rangs R3 à R5. De même manière que pour un post-renforcement espacé de 413 mm, il est aussi possible de remarquer la plus grande distribution de fissures secondaires (indiquées en gris sur la Figure 4-18) au moment de la rupture pour les quatre (4) dalles post-renforcées avec $s_v = 375$ mm comparativement à la dalle non-renforcée PA1-NR (Figure 4-3). En comparaison avec les dalles post-renforcées avec un espacement s_v de 413 mm, les dalles renforcées à un espacement s_v de 375 mm présentent une fissure de cisaillement plus inclinée, croisant moins de rangs de renforcement, c'est-à-dire trois (3) rangs pour $s_v = 375$ mm plutôt que quatre (4) rangs pour $s_v = 413$ mm. Par contre, la fissure principale des dalles post-renforcées avec $s_v = 375$ mm est située plus près de la charge, favorisant ainsi l'effet d'arche et le développement d'une bielle de compression entre la charge et l'appui (section 2.1, chapitre 2). De plus, la fissure croise deux (2) rangs de renforcement (R4 et R5) dans leur partie centrale pleinement efficace, ce qui est équivalent à ce qui a été observé dans les dalles avec $s_v = 413$ mm, où les deux (2) rangs de renforcements traversés dans leur zone efficace étaient plutôt R3 et R4 (section 4.5.2).

Avant d'atteindre la rupture, il a été possible d'observer une large fissure critique se former dans toutes les dalles post-renforcées. Toutes les ruptures sont survenues de façon soudaine et bruyante avec éclatement de béton dans la partie supérieure près de la charge. Ceci semble témoigner de l'importance de la bielle directe de compression qui contribue de façon plus importante à la résistance à l'effort tranchant pour les dalles post-renforcées avec un espacement s_v de 375 mm, comparativement à celles renforcées avec un espacement s_v de 413 mm. Ceci pourrait expliquer que, malgré un nombre équivalent de barres pleinement efficaces (2 rangs), la résistance à l'effort tranchant V_r pour un espacement s_v de 375 mm est plus élevée que pour un espacement s_v de 413 mm.

4.6.4. Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r par la méthode générale CSA S6-14

L'évaluation de la résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r selon la méthode générale de la norme CSA S6-14, dont le détail de calcul est présenté à l'Annexe A, est présentée dans le Tableau 4-15. La résistance V_r pour chaque dalle armée

transversalement est calculée selon la résistance en compression du béton f_c mesurée lors des essais mécaniques aux jours des essais des dalles.

Tableau 4-15. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r basée sur la norme CSA S6-14 et sur les essais expérimentaux pour chaque dalle renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm.

	Résistance expérimentale $V_{r,EXP}$ (kN)	Résistance du béton au jour des essais f_c (MPa)	Résistance selon CSA S6-14 $V_{r,S6-14}$ (kN)	$V_{r,EXP}/V_{r,S6-14}$	$V_{r,EXP}/V_{r,S6-14}$ moyen par cas de renforcement
PA2-R60	700	38,6	791	0,88	1,02
PB-R60	902	36,3	782	1,15	
PC1-R80	835	42,3	804	1,04	1,02
PC2-R80	813	42,4	805	1,01	

À noter au Tableau 4-15 que les résultats de chargement de la dalle PC1-R80 sont montrés malgré les explications fournies à la section 4.6.1, puisqu'ils enrichissent la comparaison des résistances expérimentales avec celles de la norme CSA S6-14. En effet, même si l'effort tranchant maximal de 835 kN mesuré expérimentalement est inférieur à la capacité V_r réelle de cette dalle post-renforcée, il n'en demeure pas moins que l'effort tranchant atteint est supérieur à la résistance calculée selon la norme CSA S6-14 qui est de 804 kN pour des étriers coulés en place (écart de 4%). En tout, trois (3) des dalles testées avec post-renforcement espacé longitudinalement de 375 mm montrent des résistances à l'effort tranchant V_r supérieures au calcul normatif pour étriers coulés en place. Ceci rejoint l'essentiel des observations faites par Cusson (2012) à l'effet que pour un rapport espacement sur profondeur de cisaillement s_v / d_v de 0,61, le même rapport que pour les dalles présentées dans cette section, la résistance à l'effort tranchant V_r de dalles post-renforcées avec barres ancrées à l'époxy est similaire à celle d'une dalle équivalente armée d'étriers. Dans Cusson (2012), une dalle renforcée avec barres ancrées à l'époxy sans chargement ($V_{renf} = 0$ kN) développe une résistance V_r moyenne seulement 2% inférieure à celle d'une dalle armée d'étriers. En moyennant les résultats présentés au Tableau 4-15 par cas de renforcement, il semble que, pour chaque cas, la résistance à l'effort tranchant pour les dalles post-renforcées soit de 2% supérieure aux prédictions de la norme CSA S6-14 pour étriers. Ainsi, il paraît que la similitude observée par Cusson (2012), entre la

résistance à l'effort tranchant de dalles post-renforcées avec barres ancrées à l'époxy et celle de dalles armées d'étriers pour un rapport $s_v / d_v = 0,61$ soit toujours valide que le renforcement soit installé en présence d'un effort tranchant V_{renf} équivalant à $0,60V_c$ ou $0,80V_c$.

4.6.5. Déformation des barres d'armature longitudinale et des barres de renforcement et ouverture verticale totale des fissures

Les résultats détaillés des déformations de barres d'armature longitudinale et du renforcement transversal de même que l'ouverture totale de fissures sont présentés dans cette section. À l'image de la section 4.5.4, étant donné le volume significatif de données, seuls les résultats issus du rechargement des dalles PB-R60 et PC2-R80 pour la rupture dans leur portée Ouest sont présentés dans cette section. Les résultats pour toutes les dalles sont présentés à l'Annexe K.

La Figure 4-19 présente la déformation de l'armature longitudinale ε_{sx} , en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. À noter que, pour la portée post-renforcée avec un espacement s_v de 375 mm fut atteinte lors du rechargement de la dalle (voir Figure 3-13, chapitre 3), puisque la résistance à l'effort tranchant V_r pour $s_v = 375$ mm (portée Ouest) était supérieure à celle pour $s_v = 413$ mm (portée Est) ($V_{r|s_v=375} > V_{r|s_v=413}$). Les déformations ε_{sx} développées d'un effort tranchant, nul à l'effort tranchant ultime V_r pour $s_v = 413$ mm ($0 \geq V \geq V_{r|s_v=413}$), sont enregistrées lors du chargement à la rupture de la portée Est, alors que les déformations ε_{sx} développées entre $V_{r|s_v=413} \geq V \geq V_{r|s_v=375}$ sont enregistrées lors du rechargement de la dalle à la rupture de la portée Ouest. Pour saisir toute l'évolution des déformations ε_{sx} pour $0 \geq V \geq V_{r|s_v=375}$, les deux courbes effort tranchant-flèche, pour le chargement (rupture $s_v = 413$ mm, Est) et rechargement (rupture $s_v = 375$ mm, Ouest) de la dalle PB-R60, sont présentées à la Figure 4-19. Les courbes d'effort tranchant-flèche y sont superposées.

Il est possible de remarquer à la Figure 4-19 que pour les jauges S30-C, S25-C, S25-375 et S30-375-2, la déformation de l'acier longitudinal suit sensiblement la courbe d'effort tranchant jusqu'à une flèche Δ de 19,3 mm. À ce stade du chargement, la fissure de

cisaillement progresse de façon notoire à travers les armatures longitudinales. Il en résulte que, à une distance de 750 mm du centre de la dalle, la déformation ϵ_{sx} de l'armature 30M (jauge S30-375-2) s'accélère alors que celle-ci est réduite subitement pour l'armature 25M (jauge S25-375). Ce processus se reproduit lors d'une autre ouverture subite de la fissure de cisaillement à une flèche Δ de 28,7 mm sur la Figure 4-19. Par ailleurs, la jauge S30-375-1 mesure de très faibles déformations qui semblent évoluer de façon aléatoire, sans tendance claire. Il est possible que cette jauge soit défectueuse.

Les Figure 4-20(a) à (f) présentent la déformation ϵ_{sv} de chaque rang de renforcements adhérents mesurée par les jauges de déformation, en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle. Pour les Figure 4-20(a) à (c), la courbe effort-tranchant – flèche y est superposée. Aux Figure 4-20(d) à (f), les mêmes déformations ϵ_{sv} des renforcements y sont présentées en les superposant à l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} , mesurée à la position du rang de renforcement correspondant.

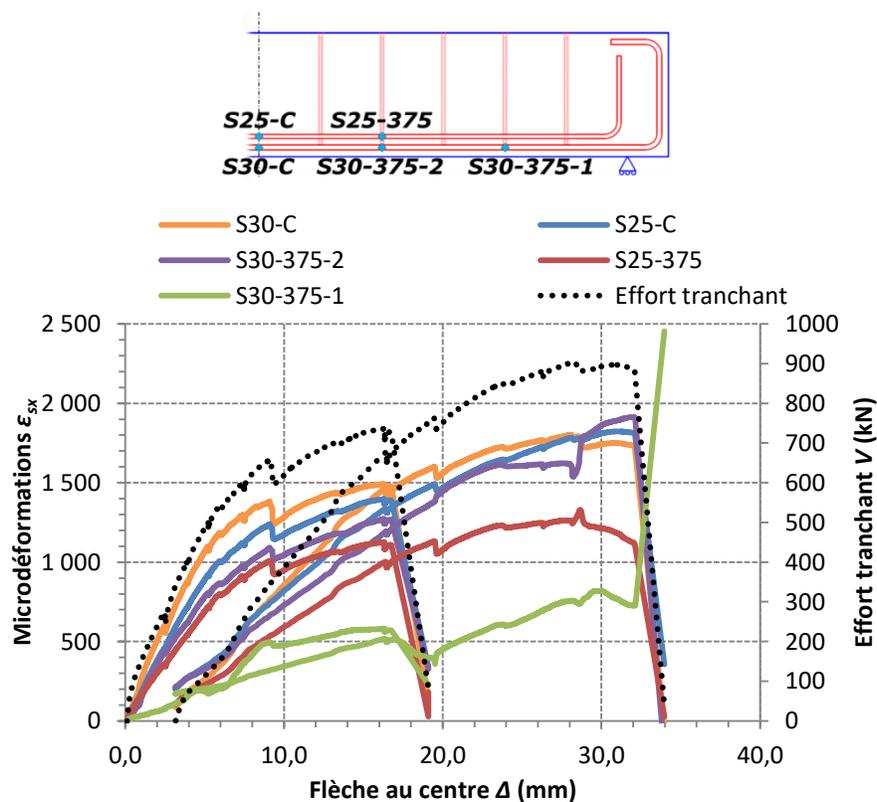
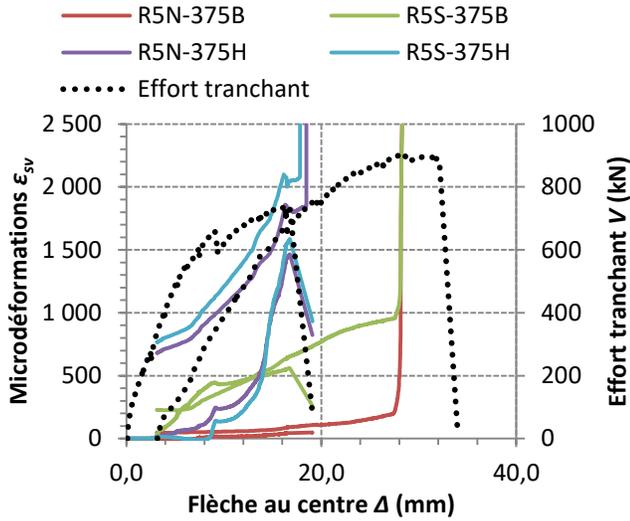
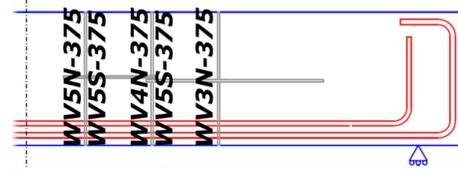
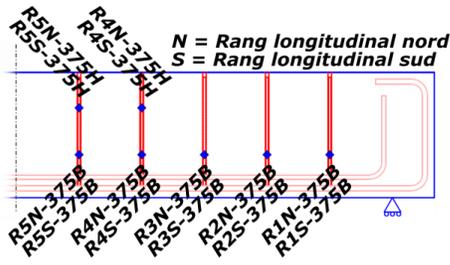
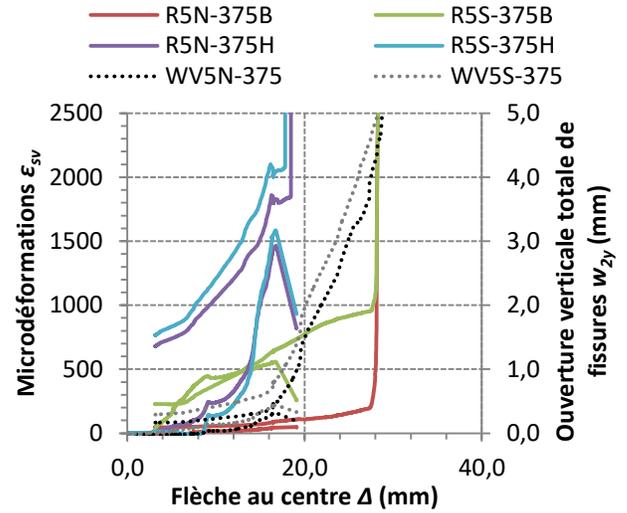


Figure 4-19. Déformation des armatures longitudinales ϵ_{sx} lors du chargement de la dalle PB-R60, puis du rechargement à la rupture de la dalle renforcée selon un espacement s_v de 375 mm

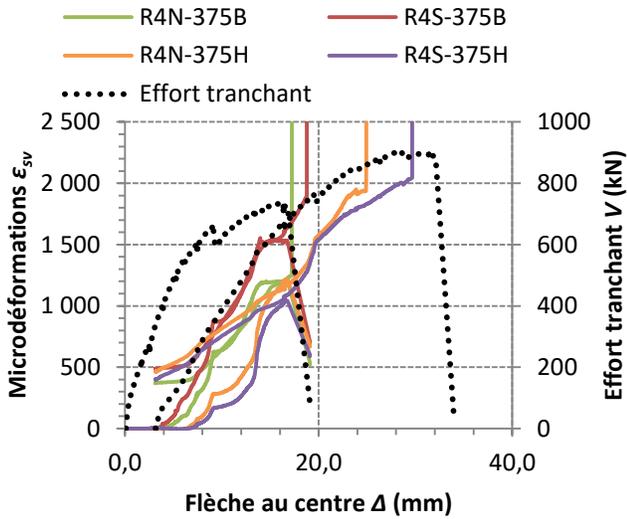
Il est attendu que les déformations de renforcement les plus importantes soient mesurées par les jauges situées le plus près de la fissure principale, montrée à la Figure 4-18(b). À ce sujet, il est possible de remarquer que la fissure de cisaillement croise les rangs de renforcement R3 à R5. Il est possible d'observer en effet que les jauges indiquant les plus grandes déformations ϵ_{sv} se situent sur les barres des rangs de renforcement R5 et R4, aux Figure 4-20(a) et (c) respectivement. Plus spécifiquement, les deux jauges R5N-375H et R5S-375H indiquent des déformations avoisinant les 2000 microdéformations à une flèche $\Delta \approx 23,1$ mm, ce qui semble indiquer la plastification des barres dans cette zone ($\epsilon_y = f_y/E = 1985$ microdéf.). Cette forte déformation dans les deux jauges du haut des barres R5N et R5S est attendue, puisque la fissure de cisaillement principale, montrée à la Figure 4-18(b), traverse ces barres dans leur partie supérieure. Par contre, il est possible de voir une réduction de la déformation au-delà de cette flèche, ce qui indique un glissement de l'ancrage dans le haut des barres R5N et R5S. Même si la fissure principale, montrée à la Figure 4-18(b), est à 180 mm de l'extrémité de la barre, ce qui est supérieur à la longueur de développement l_d de la barre ancrée chimiquement (voir calcul à l'Annexe M), il est possible de supposer que l'ouverture importante de la fissure secondaire située plus près de l'extrémité de la barre ait réduit la qualité de l'ancrage, et donc favorisé le glissement des barres R5N et R5S. La jauge R3N-375B montre des déformations allant jusqu'à 1500 microdéformations à $\Delta = 10,3$ mm, à l'intérieur du domaine élastique, suivi d'une diminution de ces déformations. Cette diminution est un signe de glissement de la barre R3N à son extrémité. Toutefois, la lecture des jauges R3N-375B et R3S-375B est perdue à une flèche $\Delta = 13,0$ mm. Avec le passage de la fissure de cisaillement critique à l'extrémité des barres R3N et R3S (Figure 4-18[b]), l'efficacité de l'ancrage de ces barres est vraisemblablement restreinte.



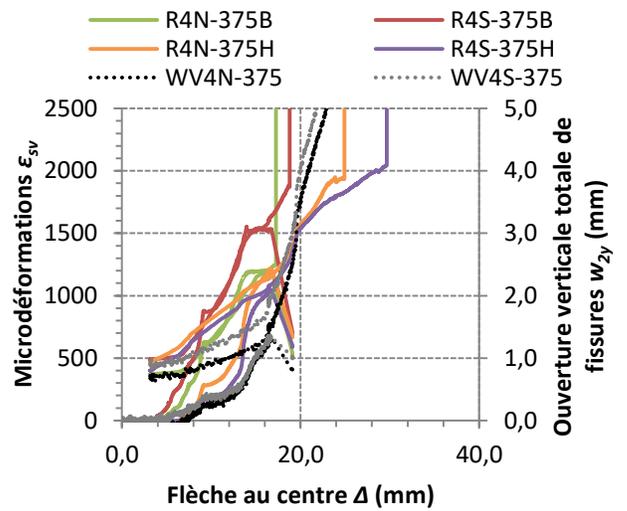
(a)



(b)



(c)



(d)

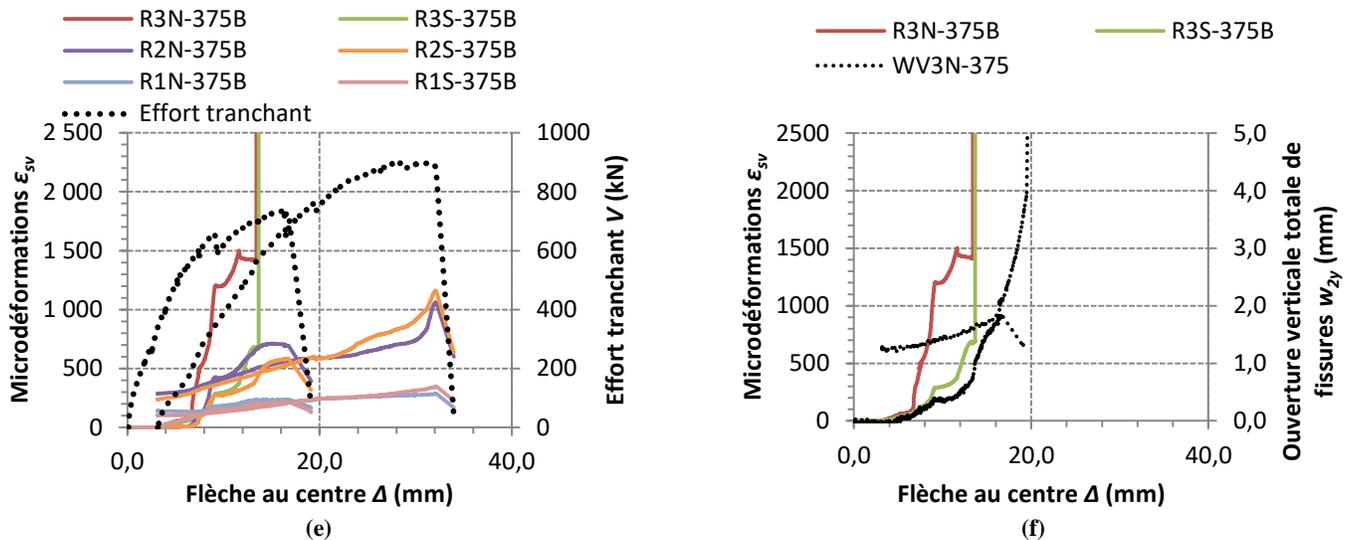


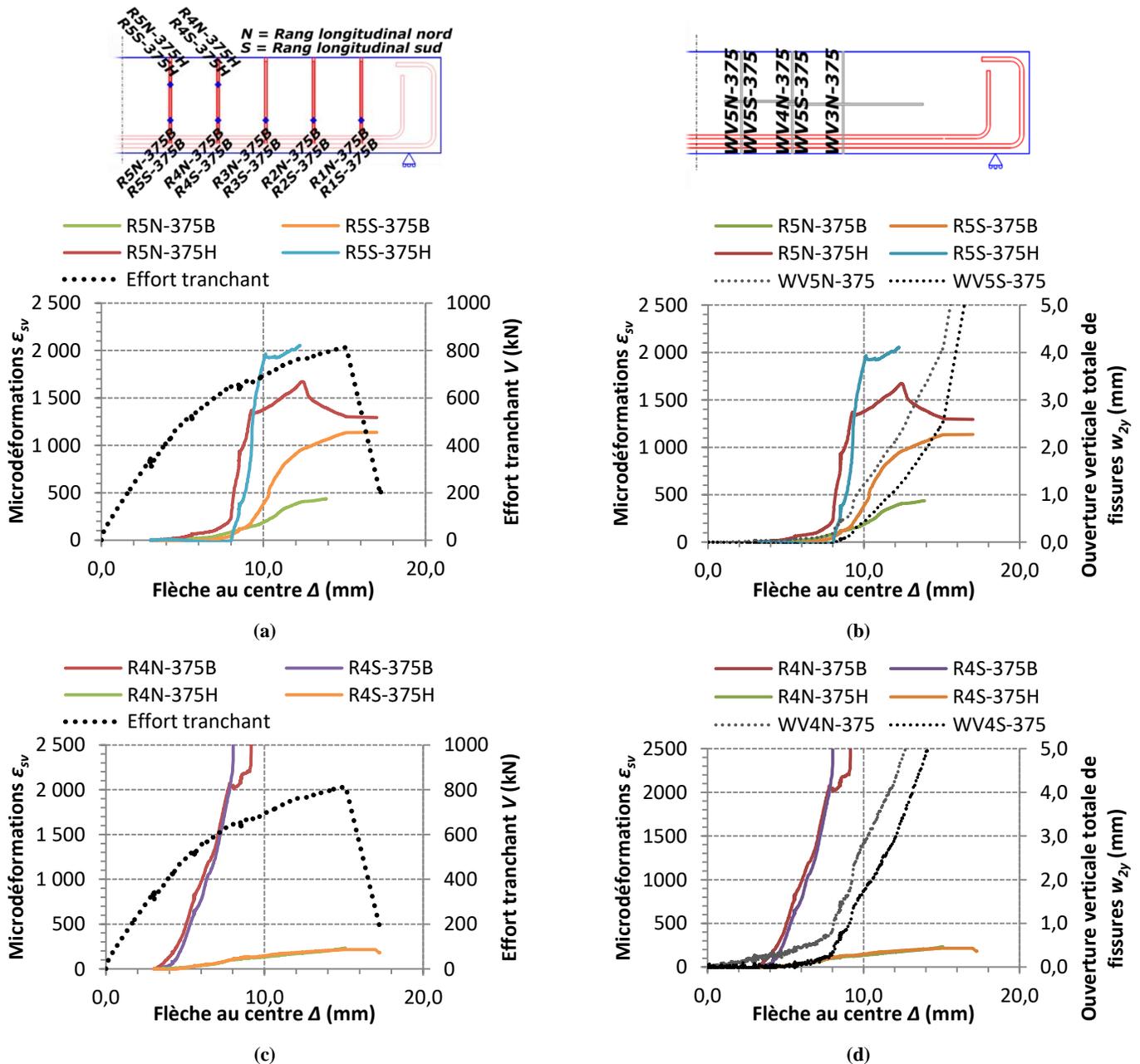
Figure 4-20. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PB-R60. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} .

Au niveau du rang de renforcement R4, l'ensemble des jauges aux Figure 4-20(c) et (d) indiquent une augmentation rapide des déformations avec l'augmentation de la flèche Δ , atteignant quelque 2000 microdéformations. La lecture des jauges est toutefois perdue après ce niveau de déformation. L'augmentation rapide de l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} , indiquée par les LVDT WV4N-375 et WV4S-375 sur la Figure 4-20(d), montre qu'il y a vraisemblablement eu plastification des barres R4N et R4S. À la suite de cette plastification, une augmentation rapide des déformations a rendu les jauges de déformation non fonctionnelles. Cette forte augmentation de la déformation enregistrée par les quatre (4) jauges des barres R4N et R4S est attendue, puisque la fissure de cisaillement principale, montrée à la Figure 4-18(b), traverse ces barres dans leur partie centrale, entre les jauges du haut et du bas des barres.

En comparant les Figure 4-20(a) et (c), il est possible de constater que l'allongement des barres R4N et R4S s'entame à une flèche Δ plus petite que pour les barres R5N et R5S. En effet, les barres du rang R4 atteignent une déformation ϵ_{sv} de 500 microdéformations à une flèche $\Delta \approx 6,3$ mm, alors que la même déformation est atteinte à une flèche $\Delta \approx 13,3$ mm pour le rang R5. Par ailleurs, l'augmentation des déformations est plus prononcée dans les barres du rang R5, puisqu'une déformation ϵ_{sv} de 1800 microdéformations est atteinte à une

flèche $\Delta \approx 21,1$ mm (jauge R5S-375H), alors que la même déformation est obtenue à une flèche $\Delta \approx 25,3$ mm pour le rang R4 (jauge R4S-375H).

La Figure 4-21 présente, de la même manière qu'à la Figure 4-20, la déformation ϵ_{sv} de chaque rang de renforcements adhérents mesurée par les jauges de déformation, en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PC2-R80. Ces résultats sont sommairement présentés afin de comparer le comportement des barres de renforcement entre cette dalle et la dalle PB-R60.



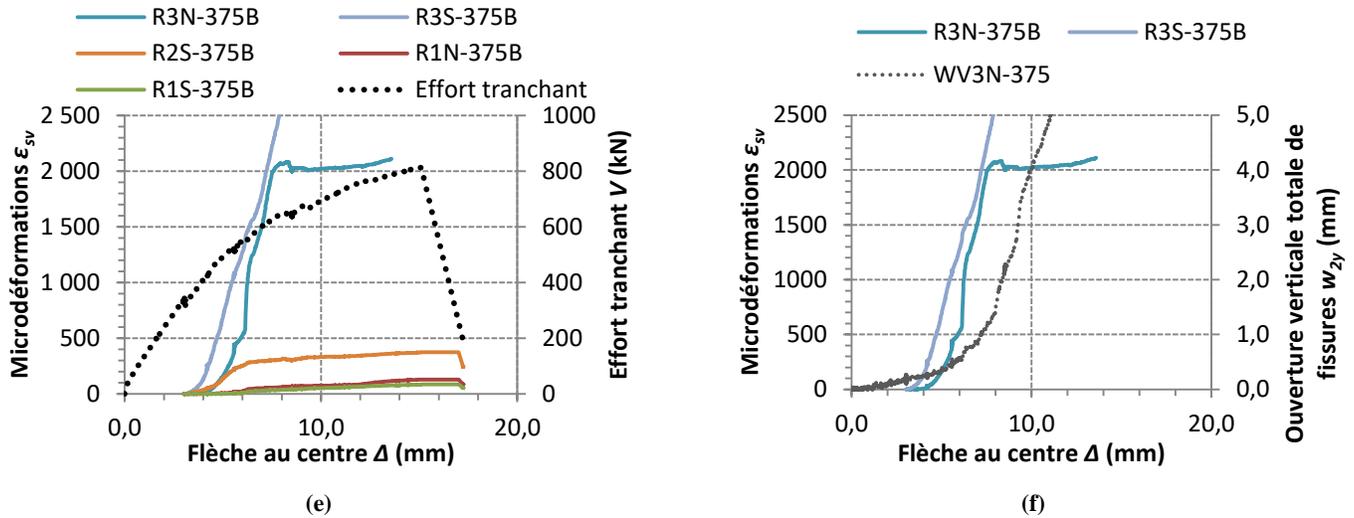


Figure 4-21. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a, b) R5, (c, d) R4, (e, f) R3, R2 et R1 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle PC2-R80. (a, c, e) comparées avec effort tranchant V et (b, d, f) comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} .

Des observations similaires à celles présentées pour la dalle PB-R60 (Figure 4-20) peuvent être faites quant aux résultats issus de la dalle PC2-R80 à la Figure 4-21. À noter que la fissure de cisaillement critique pour cette dalle passe aussi par les rangs de renforcements R3 à R5 (Figure 4-18[d]).

- La jauge R5N-375H montre la plastification de la barre R5N ($\epsilon_{sv} > \epsilon_{sy} = 1985$, Figure 4-21[a] et [b]), à une flèche $\Delta = 10,0$ mm. Les deux jauges R5N-375H et R5S-375H augmentent rapidement de $\epsilon_{sv} = 500$ à 1500 , de $\Delta = 9,0$ mm à $10,0$ mm. Subséquemment, à $\Delta = 12,5$ mm, la diminution de la déformation à la jauge R5S-375H montre le glissement de l'ancrage.
- Les barres R4N et R4S atteignent aussi la plastification à $\Delta = 7,8$ mm (Figure 4-21[c] et [d]). Or, les déformations augmentent dès le chargement de la dalle après renforcement à $\Delta = 3,1$ mm.
- Les jauges R3N-375B et R3S-375B indiquent la plastification des barres à $\Delta = 7,1$ mm (Figure 4-21[e] et [f]). Au contraire des barres du rang R3 de la dalle PB-R60, il semble que l'ancrage ait été pleinement efficace pour la dalle PC2-R80. Cependant, la lecture des jauges de la dalle PB-R60 a été perdue en cours d'essai. Néanmoins, la Figure 4-18 montre que la fissure critique au droit du rang R3 est plus loin de l'extrémité des barres pour la dalle PC2-R80, améliorant l'efficacité de l'ancrage.

4.6.6. Autopsie des barres transversales

Le niveau visible d'endommagement des renforcements (fissuration, glissement, endommagement) de la dalle PB-R60, dans sa portée renforcée à un espacement s_v de 375 mm (face Nord), est montré à la Figure 4-22. Le schéma d'autopsie pour toutes les dalles est rapporté sur les schémas de l'Annexe L.

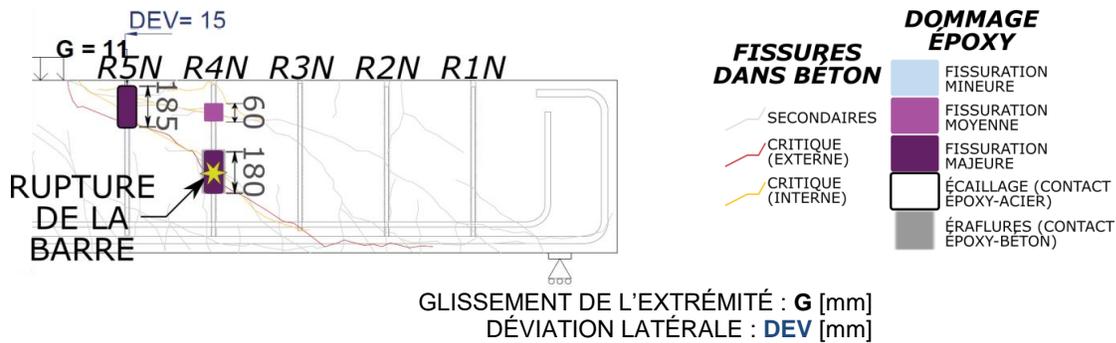


Figure 4-22. Schéma des observations faites suite à l'autopsie de la face Nord de la dalle PB-R60 pour la portée post-renforcée selon un espacement longitudinal s_v de 375 mm

À la lumière des observations faites à la section 4.6.5 précédente, un endommagement important de l'époux a été observé sur les barres R5N et R4N, identifiées comme plastifiées, témoigne de la déformation importante de l'acier et du bon contact époxy-béton. Hors de toute attente, il a été relevé que la barre R4N s'est rompue au droit de la fissure de cisaillement, tel que montré à la Figure 4-23(b). Cela corrobore la supposition faite à la section 4.6.5 à savoir que de grandes déformations ont dû se développer dans le rang R4, en association avec la perte de lecture des jauges. Il semble que ces déformations aient été importantes pour atteindre la limite ultime de l'acier f_u . Par ailleurs, l'écaillage de l'époux dans le haut de la barre R5N montre la déformation importante de cette barre pendant le chargement. Néanmoins, une multitude de fissures sont visibles entre l'extrémité de la barre et la fissure de cisaillement. Un décollement d'environ 11 mm a été observé à l'extrémité de la barre et des traces de glissement ont été observées à l'interface acier-époxy, tel que montré à la Figure 4-23(d). Ceci prouve que l'hypothèse de perte d'ancrage du rang de renforcement R5 à la section 4.6.5 s'avère confirmée par l'autopsie. Par ailleurs, il est possible de constater que la fissure de cisaillement critique frôle l'extrémité de la barre R3N (Figure 4-22 et Figure 4-23[c]).

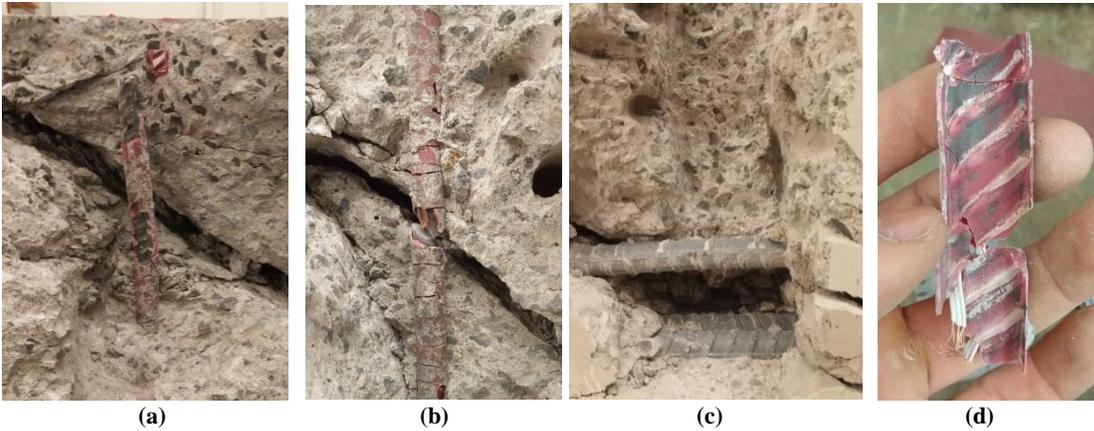


Figure 4-23. Aperçu visuel de l'autopsie des barres (a) R5N, (b) R4N et (c) R3N au droit de la fissure de cisaillement pour la portée de la dalle PB-R60 renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm. (d) Traces de glissement à l'interface époxy acier pour la barre R5N.

4.7. Discussion

À la lumière de toutes les observations faites lors des essais expérimentaux et expliquées dans ce chapitre, cette section présente une analyse générale dans le but de permettre au lecteur de bien cerner les conclusions essentielles issues de ces essais.

- D'abord, les efforts tranchants au renforcement V_{renf} sélectionnés pour les dalles post-renforcées ont été déterminés en fonction de la capacité maximale sans armature transversale V_c . Cette procédure permet de transposer de façon sensée les observations faites dans cette étude vers des structures ayant une géométrie semblable, mais des propriétés mécaniques variées.
- Trois (3) cas de renforcement ont été testés expérimentalement : renforcement avec effort tranchant au chargement V_{renf} équivalant à $0,60V_c$ et $0,80V_c$, de même qu'un chargement post-pic. Les deux premiers cas sont dans la partie supérieure d'un spectre de charges de service possible sur une structure commune. Le dernier cas sert à tester la méthode dans un cas particulièrement extrême.
- Deux (2) essais de chargement sur une dalle témoin ont permis de déterminer la résistance expérimentale à l'effort tranchant sans armature transversale V_c des dalles confectionnées. Les résistances observées sont supérieures à celle calculée selon la norme CSA S6-14. La résistance V_c a pu être ajustée à toutes les dalles en fonction des propriétés mécaniques du béton de chacune.

- Au moment du renforcement des dalles chargées, il est possible de remarquer que le nombre de fissures dans une dalle chargée à un effort tranchant $V_{renf} = 0,80V_c$ est plus important que pour une dalle moins chargée où $V_{renf} = 0,60V_c$. À ce dernier niveau de sollicitation, les fissures peu inclinées observées sont difficilement attribuables au cisaillement.
- L'ensemble des dalles post-renforcées montre des résistances V_r augmentées par rapport à la résistance V_c de la même dalle sans armature transversale. Ce gain de capacité varie selon l'espacement longitudinal des barres de renforcement s_v . En effet, peu importe la sollicitation au renforcement pour un espacement $s_v = 413$ mm, le gain de capacité ($100\% - V_r/V_c$) se chiffre entre 27% et 51%, alors que pour un espacement $s_v = 375$ mm, le gain varie entre 40% et 90% (Tableau 4-14).
- En comparant les résistances à l'effort tranchant V_r expérimentales avec celle calculée par la méthode générale de la norme CSA S6-14, le post-renforcement adhérent avec un espacement $s_v = 413$ mm semble générer une résistance à l'effort tranchant inférieure à ce qui est prédit par la norme. Cette réduction ($100\% - V_{r,EXP}/V_{r,S6-14}$) est de l'ordre de 16% à 9% pour des renforcements mis en place pré-pic (Tableau 4-13). Si l'espacement est réduit à $s_v = 375$ mm, les résistances développées avec post-renforcement sont plus près des valeurs de la norme S6. Des résistances d'environ 2% supérieures au calcul ont été observées globalement à travers les essais, peu importe le cas de renforcement (Tableau 4-15). Cette différence de capacité entre les deux espacements de renforcement s_v semble en grande partie due à la position de la fissure principale et aux mécanismes de résistance à l'effort tranchant qui se développent dans les dalles post-renforcées. En effet, il semble qu'un mécanisme de bielle directe de compression (c.-à-d. effet d'arche entre charge et appui) se manifeste dans les dalles renforcées avec $s_v = 375$ mm, puisque la fissure de cisaillement est plus inclinée et près de la charge.
- Le nombre de rangs de renforcement interceptés par la fissure de cisaillement est plus grand pour un renforcement avec $s_v = 413$ mm qu'avec $s_v = 375$ mm puisque la position de la fissure provoquant la rupture n'est pas la même dans les deux cas. Il a été cependant observé depuis la lecture des jauges de déformation et l'autopsie des dalles que, pour les deux espacements, la fissure n'intercepte que deux (2) rangs de

renforcement dans leur zone pleinement efficace, c'est-à-dire que l'acier est mené à la plastification. Les deux rangs pleinement efficaces sont particuliers à chacun des deux cas d'espacement (R3 et R4 pour $s_v = 413$ mm et R4 et R5 pour $s_v = 375$ mm).

- Pour le renforcement post-pic avec un espacement $s_v = 413$ mm, un gain de résistance à l'effort tranchant significatif a été enregistré. La résistance V_r développée n'est qu'environ 10% inférieure à celle des dalles renforcées pré-pic. Néanmoins, il est possible que l'étalement d'agent adhésif à travers la fissure de cisaillement au moment du renforcement ait contribué significativement à la résistance, en colmatant et solidarissant les parois de la fissure et limitant sa réouverture.
- Il ne semble pas avoir de tendance claire quant à l'évolution de la résistance à l'effort tranchant avec post-renforcement V_r , en fonction de la sollicitation au renforcement V_{renf} dans la dalle. En regroupant les résultats pour un espacement $s_v = 375$ mm par cas de renforcement, le gain de résistance moyen par rapport à la résistance V_r calculée par la norme CSA S6-14 est de 2% pour les deux cas de renforcements pré-pic ($V_{renf} = 0,60V_c$ et $V_{renf} = 0,80V_c$, Tableau 4-15). Cependant, pour $s_v = 413$ mm, la résistance à l'effort tranchant V_r expérimentale s'éloigne de plus en plus de la valeur normative avec l'augmentation de la sollicitation. L'écart passe de 9% pour $V_{renf} = 0,60V_c$ à 16% pour $V_{renf} = 0,80V_c$ allant jusqu'à 22% pour le renforcement post-pic (Tableau 4-13). Le faible nombre de spécimens testés fait en sorte que peu de répétabilité de résultats ait été possible.

5. Modélisation numérique

Dans le but d'évaluer le comportement de dalles épaisses renforcées à l'effort tranchant avec barres ancrées à l'époxy en conditions de service, une démarche de modélisation numérique a été entreprise et est présentée dans ce chapitre. La première section introduit la stratégie de modélisation particulière adoptée pour représenter les dalles post-renforcées sous chargement. La deuxième présente la conception numérique de la structure et les propriétés de matériaux sélectionnées et la section suivante présente les lois de comportement assignées au modèle. La quatrième section présente les résultats numériques pour une dalle non-renforcée et la démarche de calcul pour les conditions de service simulées pour les dalles à renforcer. Enfin, les cinquième et sixième sections présentent les résultats numériques obtenus pour un post-renforcement en conditions de service selon un espacement longitudinal de 413 mm et 375 mm respectivement et où les résultats numériques et expérimentaux sont comparés. Enfin, le chapitre se conclue avec une section discussion où seront exposées et analysées les principales conclusions tirées de la modélisation numérique.

5.1. Stratégie de modélisation pour un post-renforcement adhérent dans une dalle chargée

Dans le but de reproduire numériquement le comportement de dalles épaisses post-renforcées avec barres ancrées à l'époxy sous chargement, il a été choisi de procéder à l'analyse par éléments finis de modèles numériques conçus dans la suite de logiciels *VecTor* (Wong et coll., 2013). Ce logiciel, introduit à la section 2.6, permet l'analyse non-linéaire du béton armé et tient compte de théories pertinentes pour l'analyse du cisaillement dans le béton, tels que la théorie du champ de compression modifiée (MCFT, *Modified Compression Field Theory*) et le modèle du champ de contrainte perturbé (DSFM, *Disturbed Stress Field Model*). Des études antérieures (Vecchio et coll., 2010 ; Mitchell et coll., 2010) ont permis de valider la fiabilité du logiciel. Plus particulièrement, les travaux de Fiset et coll. (2014) ont permis d'analyser le renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses avec barres ancrées avec adhésif époxydique. Toutefois, les structures analysées

par Fiset et coll. (2014) contiennent un renforcement adhérent intégré dès le début du chargement de la dalle modélisée.

Afin de modéliser l'ajout d'un renforcement en conditions de service, l'analyse numérique doit se dérouler en deux phases. Tout d'abord, la structure ne contenant pas de barres de renforcement transversales est chargée numériquement jusqu'à l'atteinte d'une charge prédéfinie. Cette première analyse permet de déterminer l'état de déformation et de fissuration particulier tel qu'illustré à la Figure 5-1(a). Pour les dalles sans renforcements transversaux, cette analyse est reprise jusqu'à la rupture de la structure. Pour les dalles post-renforcées avec des barres transversales adhérentes, cet état de déformation et de fissuration doit ensuite être sauvegardé et transféré dans un modèle dans lequel les barres transversales adhérentes sont intégrées comme le montre la Figure 5-1(b) et (c). À ce stade, les contraintes dans les barres et l'agent adhérents simulés sont nulles. La poursuite du chargement permet de connaître le comportement de la dalle post-renforcée simulée, comme le montre la Figure 5-1(d). Afin d'évaluer la fiabilité de la réponse de l'analyse numérique face à un post-renforcement sous charge, des modèles reproduisant les corps d'épreuve présentés au chapitres 3 et 4 précédents ont été conçus dans la suite de logiciel *VecTor* et sont présentés dans les sections suivantes.

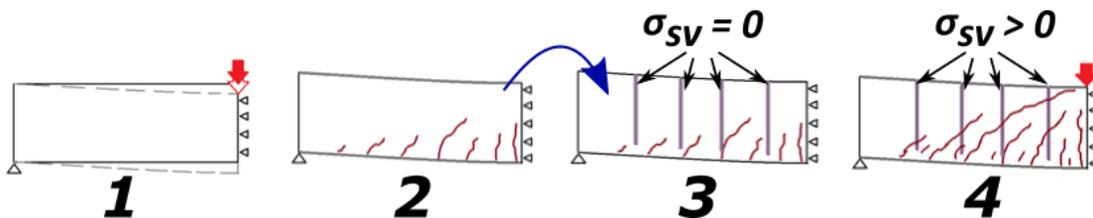


Figure 5-1. Schématisation de la stratégie de modélisation adoptée pour une dalle post-renforcée sous chargement de service

5.2. Modèle numérique des éléments testés expérimentalement

5.2.1. Structure globale et conditions d'appuis

La Figure 5-2 présente le maillage ainsi que les conditions d'appuis de la structure modélisée. Les modèles numériques ont été conçus au moyen du logiciel *VecTor* dans un espace en deux (2) dimensions (axe vertical y et axe horizontal x). Étant donné la symétrie de la géométrie et de la rigidité flexionnelle (même armature longitudinale), la dalle est

modélisée sur une demi-longueur. Au droit de l'axe de symétrie situé au centre de la dalle réelle, tous les nœuds du modèle sont retenus dans la direction horizontale x (appuis unidirectionnels). Le maillage est composé d'éléments rectangulaires. Afin de représenter le mieux possible le phénomène d'enchevêtrement des granulats (section 2.1.2, chapitre 2), il est recommandé que les dimensions des éléments de béton soient près de la taille nominale maximale des granulats (a_g) sans excéder $2a_g$ (Wong et coll., 2013 ; Fiset et coll., 2014). Comme la taille a_g dans le béton des dalles testées expérimentalement est de 14 mm, les éléments de béton (en gris sur la Figure 5-2) sont de taille 20 mm par 20 mm ($1,43a_g$), à l'exception des éléments situés le long des barres transversales. Les plaques d'assise en acier ayant servies à l'application de la charge sur la dalle et au support de la dalle sur les appuis lors des essais expérimentaux sont représentés dans le modèle numérique avec les mêmes dimensions et par des éléments d'acier (en bleu sur la Figure 5-2). L'appui est modélisé par le nœud situé sous le centre de la plaque d'appui qui est retenu selon l'axe vertical y (appui unidirectionnel).

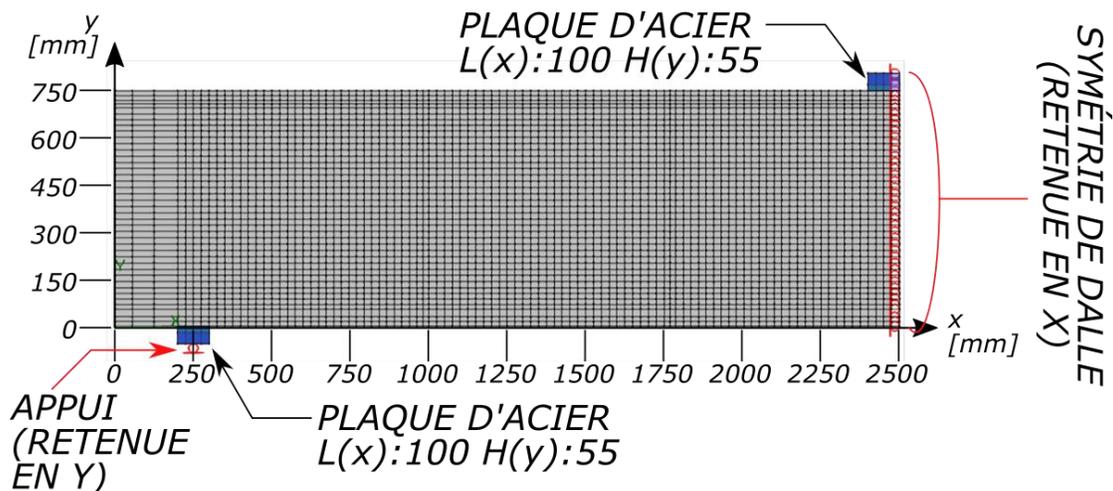


Figure 5-2. Représentation par éléments finis d'une demi-longueur de dalle tel que testé expérimentalement avec les conditions d'appui

5.2.2. Armature, renforcements et adhérence

Les armatures longitudinales et transversales sont modélisées de façon discrète au moyen d'éléments barres. Il s'agit d'éléments linéaires à deux nœuds servant à représenter l'acier d'armature. Les éléments représentant les lits d'armature longitudinales 30M et 25M sont disposés à une hauteur y respective de 55 mm et de 122 mm. Les crochets au bout des barres longitudinales 30M et 25M sont représentés dans le modèle selon leurs dimensions

réelles. Les éléments représentant les barres transversales de renforcement sont disposées longitudinalement selon les deux espacements s_v testés en laboratoire de 413 mm et 375 mm. Ces éléments s'étendent selon l'axe vertical y à partir d'une hauteur de 55 mm jusqu'à 735 mm. La disposition des éléments d'armature au sein du modèle numérique est représentée à la Figure 5-4. Afin de représenter l'adhérence procurée par l'adhésif époxydique le long des barres de renforcement, des éléments contact sont ajoutés aux éléments barres des renforcements. Il s'agit d'éléments à une dimension (ligne) à quatre nœuds, soit deux nœuds par extrémité (Figure 5-3). Deux de ces nœuds sont connectés à un élément béton et deux sont connectés à l'élément barre. Ainsi, à une même coordonnée (x, y) , le nœud d'un élément béton (j et m sur la Figure 5-3) et d'un élément barre (k et n sur la Figure 5-3) sont donc dissociés et libre de se déplacer l'un par rapport à l'autre. Toutefois, le déplacement relatif entre ces nœuds est restreint par la rigidité de l'élément contact. L'élément contact modélise une interface continue le long de l'élément barre (Wong et coll., 2013).

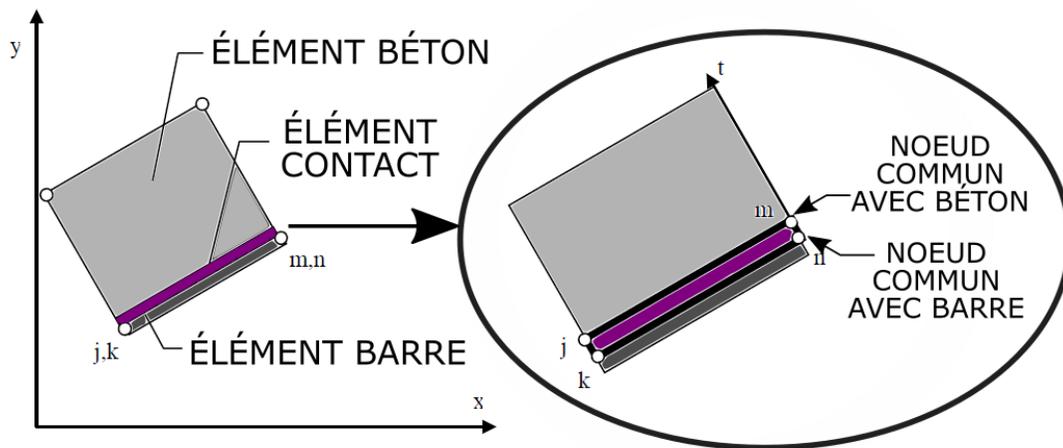


Figure 5-3. Élément contact. Adapté de Wong et coll. (2013)

Un seul modèle numérique est utilisé pour analyser tous les cas de post-renforcement expérimentaux. En effet, les éléments représentant les barres transversales ancrées (barres et contacts) pour les deux (2) espacements s_v de 413 mm et de 375 mm sont tous intégrés dans le même modèle (Figure 5-4).

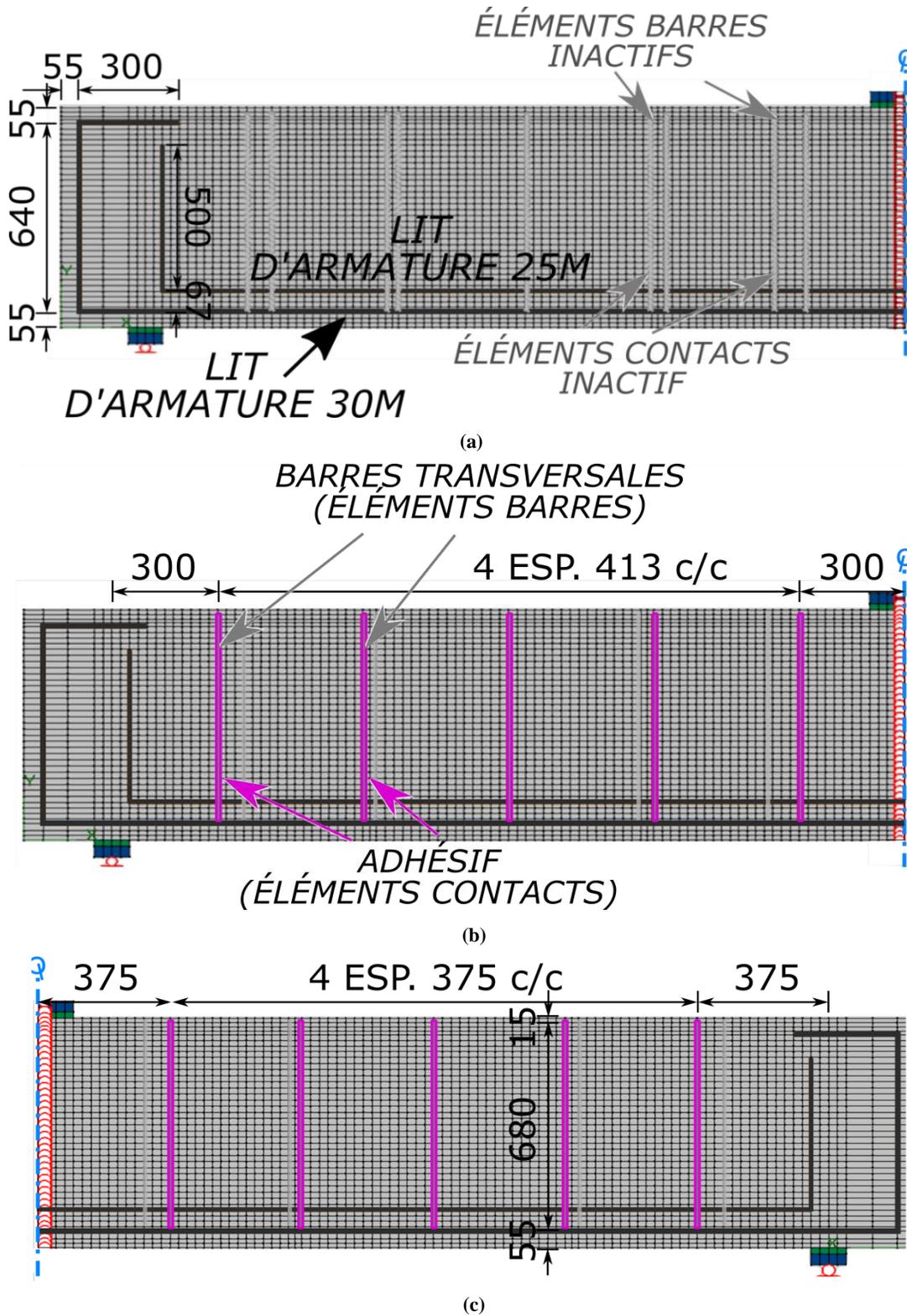


Figure 5-4. Disposition des éléments d'armature et d'adhésion dans le modèle numérique pour (a) une dalle sans renforcements transversaux, (b) une dalle post-renforcée selon un espacement s_y de 413 mm et (c) une dalle post-renforcée selon un espacement s_y de 375 mm

Toutefois, pour analyser la dalle sans renforcements transversaux, tous les éléments des renforcements sont mis en état inactif, comme le montre la Figure 5-4(a), c'est-à-dire que leur rigidité est nulle et qu'aucune contrainte ne peut être développée tant dans les éléments barres des barres transversales que dans les éléments contact de l'adhérence. La position des nœuds de ces éléments suit donc celle des nœuds des éléments béton durant l'analyse numérique du chargement d'une dalle sans armature transversale. Pour l'analyse numérique des dalles post-renforcées transversalement, les éléments des renforcements correspondants à un des espacements longitudinaux s_v sont activés au niveau de chargement virtuel désiré, comme le montrent les Figure 5-4(b) et (c). Dès l'activation des éléments, des contraintes, nulles au départ, se développent dans les éléments barre et contact avec la poursuite du chargement virtuel.

5.2.3. Propriétés des matériaux

Les propriétés mécaniques et physiques des matériaux intégrés au modèle numérique sont présentées dans cette section. D'abord, la largeur de tous les éléments béton et des éléments des plaques d'assise de la dalle ont une largeur spécifiée de 610 mm, la même que pour les corps d'épreuve des essais expérimentaux. Ensuite, les propriétés mécaniques moyennes des échantillons de béton testés le jour des essais de chargement des dalles sont spécifiées dans le modèle pour les éléments béton. À cet effet, la résistance à la compression du béton f_c est de 39,5 MPa et le module élastique E_c est de 28 600 MPa. La résistance à la traction du béton f_t est calculée par le logiciel *VecTor* comme $f_t = 0,33\sqrt{f'_c} = 2,1$ MPa pour les poutres analysées. Enfin, la taille nominale maximale des granulats a_g est la même que celle des bétons utilisés pour la confection des corps d'épreuve, soit 14 mm. Le Tableau 5-1 présente les propriétés mécaniques spécifiées dans le modèle numérique pour les éléments béton.

Tableau 5-1. Propriétés mécaniques spécifiées aux éléments béton dans le modèle numérique

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

Pour l'acier d'armature longitudinale, l'aire transversale totale d'un rang de barres A_s et le diamètre des barres d_b sont spécifiés dans le modèle numérique selon le nombre et le type de barre employé. À titre de rappel, 10 barres 30M sont utilisés pour le 1^{er} rang d'armature et 3 barres 25M pour le 2^e rang. Les propriétés mécaniques de limite élastique f_y et de limite de rupture f_u pour ces armatures sont tirées des fiches d'essai en aciérie (*Mill test*) fournis par le fabricant de barres d'armature. Les déformations de fin d'écroutissage ε_{sh} et à l'ultime ε_u sont tirées des travaux de Fiset (2014) et de Cusson (2012) sur des armatures similaires. Plus de détails sur les propriétés mécaniques de l'acier sont présentées à la section 5.3.2.

Pour l'acier des barres de renforcement, l'aire transversale d'acier A_s et le diamètre des barres d_b correspondent à 2 barres 15M puisque chaque élément barre du modèle numérique représente un rang de renforcements dans les dalles testées expérimentalement. Les limites f_y et f_u de même que le module élastique E_s sont tirés des essais de traction présentés à la section 4.1.4 et sont respectivement de 403 MPa, 604 MPa et 203 000 MPa. Les déformations de début d'écroutissage ε_{sh} et à l'ultime ε_u ont été calculées depuis les courbes contrainte-déformation de ces mêmes essais présentés à l'Annexe H. Le Tableau 5-2 présente les propriétés physiques et mécaniques des aciers de l'armature longitudinale et des barres de renforcement spécifiées aux éléments barre correspondants du modèle numérique.

Tableau 5-2. Propriétés de l'acier d'armature incorporées au modèle numérique

Propriété de l'acier d'armature			Arm. Long. 30M	Arm. Long. 25M	Renf. 15M
Aire transversale totale par rang	A_s, A_v	mm ²	7000	1500	400
Diamètre de 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 d'écroutissage	ε_{sh}	µm/m	23	23	18
Déformation à l'ultime	ε_u	µm/m	150	150	150

5.2.4. Chargement

Pour reproduire virtuellement un chargement en flexion 3 points, un déplacement vertical est imposé sur la dalle à son axe central, sur le dessus de la plaque où est appliqué le chargement lors des essais expérimentaux, tel que montré par la flèche à la Figure 5-5. Ce déplacement vertical vers le bas représente le déplacement de la tête de presse lors des essais.

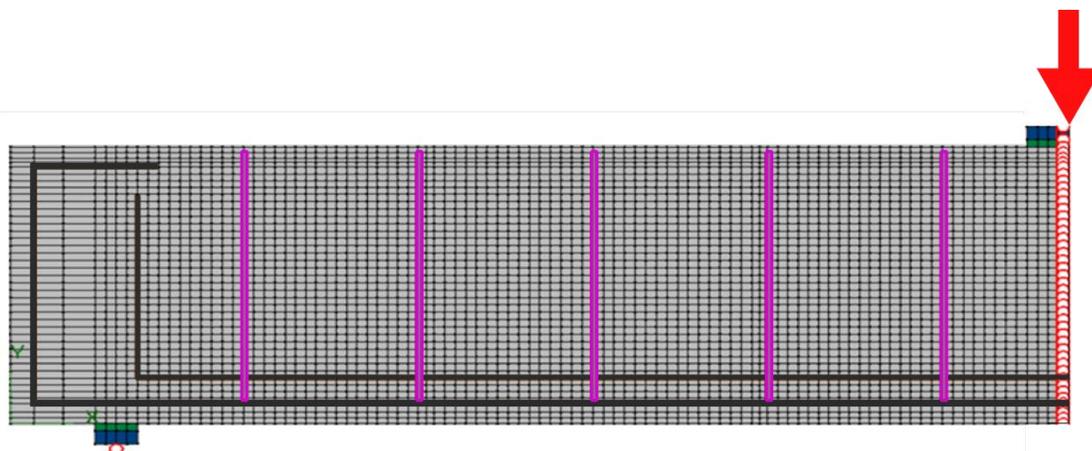


Figure 5-5. Déplacement imposé dans le modèle numérique

Lors de l'analyse numérique, chaque cycle d'itérations de calcul correspond à un déplacement de la tête de charge. L'incrément de déplacement de la charge, ou pas de charge, est spécifié pour deux phases de chargement : un chargement initial (identifié *IL*) plus rapide où sont initiées les fissures dans le béton et un chargement lent (identifié *SL*) où les fissures de cisaillement se développent. Le Tableau 5-3 montre les intervalles de déplacement de la charge pour lesquelles est spécifiée chaque phase de chargement. À chaque pas de charge, les itérations de calcul s'enchaînent jusqu'à ce que convergence soit obtenue à un facteur 1,00001 où jusqu'à ce que 350 itérations soient effectuées.

Tableau 5-3. Incrément de déplacement de tête de charge

Phase de chargement		Déplacement initial (mm)	Incrément (mm)	Déplacement final (mm)
Chargement initial	<i>IL</i>	0	0,150	5
Chargement lent	<i>SL</i>	5	0,075	25

5.3. Lois de comportement

5.3.1. Comportement du béton

Le logiciel *VecTor* permet l'utilisation d'un grand nombre de lois de comportement afin d'évaluer la réponse des matériaux. Dans le cas du béton, la réponse déformationnelle de ce matériau aux contraintes de compression est divisée en deux phases : pré-pic et post-pic. La réponse pré-pic correspond à la pente ascendante de la courbe contrainte-déformation du chargement uniaxial en compression d'un élément de béton, illustrée en bleu à la Figure 5-6, et est représentée dans le modèle numérique par la loi présentée par Popovics (1973). Cette loi est particulièrement applicable aux bétons de résistance f'_c standard, entre 20 MPa et 50 MPa ($f'_c = 39,5$ MPa dans le modèle). La réponse post-pic correspond à la pente descendante de la courbe contrainte-déformation du béton en compression après atteinte de la contrainte maximale, illustrée en rouge à la Figure 5-6, et reflète les contraintes résiduelles qui diminuent progressivement avec l'augmentation des déformations de compression. La loi intégrée au modèle numérique est celle proposée par Mander et coll. (1988) qui reprend sensiblement les équations pré-pic de Popovics (1973).

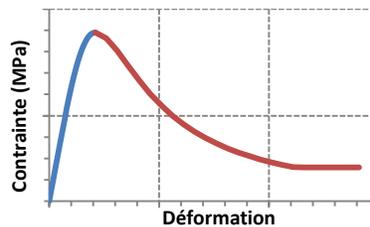


Figure 5-6. Courbe de contrainte-déformation du béton chargé uniaxialement en compression issue des équations proposées par Popovics (1973) (Courbe pré-pic bleue) et Mander et coll. (1988) (Courbe rouge post-pic) intégrée dans le modèle numérique

La résistance à la compression uniaxiale du béton peut être substantiellement réduite en présence de fissures et de déformations en traction transversales. Cet adoucissement en compression est représenté dans le modèle numérique par la loi proposée par Vecchio (1992) qui calcul un facteur de réduction appliqués aux contraintes et déformations de la courbe de compression uniaxiale du béton. Par opposition, le confinement du béton par des contraintes transversales de compression peut améliorer la résistance et la ductilité du béton en compression uniaxiale. Le confinement est représenté dans le modèle numérique par les équations proposées par Ottosen (1977) qui, résolues numériquement depuis les contraintes

triaxiales de compression, permettent le calcul d'un facteur de majoration appliqué sur les contraintes et les déformations de la courbe de compression uniaxiale du béton.

Au niveau des contraintes de traction dans le béton, la courbe contrainte-déformation est représentée dans sa phase ascendante comme une relation linéaire jusqu'à la fissuration (contrainte f_t), tel que montré en bleu sur la Figure 5-7. Toutefois, la réponse post-pic illustrée par les deux courbes rouges de la Figure 5-7 dépend de la position des éléments de béton par rapport à l'acier d'armature. Cette réponse est représentée soit par raidissement en traction ou par adoucissement en traction. D'abord, le raidissement en traction représente la reprise par le béton situé près des armatures de contraintes de traction résiduelles après fissuration. Ces contraintes résiduelles sont significatives dans le béton près des armatures du fait du transfert de contraintes par adhérence entre l'armature et le béton (Wong et coll., 2013). Dans *VecTor*, le raidissement en traction affecte les éléments de béton situés à l'intérieur d'une distance de $7,5 d_b$. Le raidissement en traction est représenté dans le modèle numérique par l'équation proposée par Collins et Mitchell (1987) qui est spécialement adaptée pour des structures de grande envergure selon Wong et coll. (2013). Ensuite, l'adoucissement en traction représente les contraintes résiduelles reprise par le béton après fissuration dans des zones loin des armatures et de façon similaire au béton seul. La contrainte de traction diminue alors de façon significativement plus rapide que dans le cas du raidissement à la traction. L'adoucissement en traction est représenté dans le modèle numérique par la relation non-linéaire proposée par Yamamoto (1999) où les équations de la courbe contrainte-déformation sont essentiellement basées sur la mécanique de la rupture dans le béton (énergie de fissuration et longueur de fissure caractéristique). Toutes les lois de comportement du béton intégrées au modèle numérique sont présentées au Tableau 5-4.

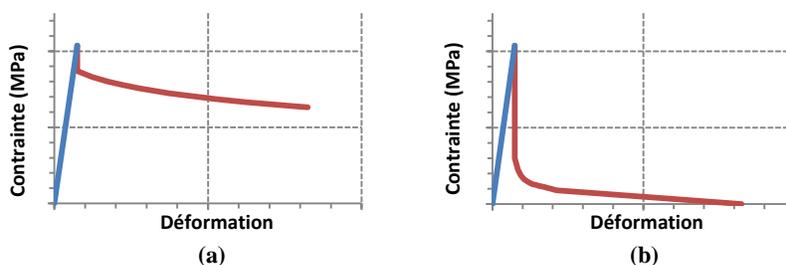


Figure 5-7. Courbes contrainte-déformation en traction du béton intégrées au modèle numérique avec phase pré-pic linéaire (bleu) et phase post-pic (rouge) issue des équations proposées par (a) Collins et Mitchell (1987) pour le raidissement en traction et (b) Yamamoto (1999) pour l'adoucissement en traction

Outre le comportement en compression et en traction, d'autres réponses mécaniques du béton sont prises en compte dans le modèle numérique. À ce titre, on retrouve la dilatation latérale, le critère de fissuration, les contraintes de cisaillement au droit des fissures, la réduction des contraintes de compression par ouverture de fissure et le glissement au droit des fissures. Le lecteur est invité à se référer au guide de l'utilisateur de *VecTor 2* (Wong et coll., 2013) et aux travaux des auteurs concernés présentés au Tableau 5-4 pour plus de détails sur les lois de comportement intégrées dans le modèle numérique. À noter que le choix des lois de comportement présentées dans cette section est basé tant sur l'étude numérique sur le renforcement adhérent à l'effort tranchant des dalles épaisses présentée par Fiset et coll. (2014) que pour une large série de simulations visant à reproduire le plus fidèlement possible le comportement des dalles testées en laboratoire dans le présent projet.

Tableau 5-4. Lois de comportement du béton intégrées dans le modèle numérique

Réponse mécanique du béton	Référence
Compression pré-peak	Popvics (1973)
Compression post-peak	Mander et coll. (1988)
Adoucissement en compression	Vecchio (1992)
Confinement	Ottosen (1977)
Traction pré-pic	Linéaire
Traction post-pic (Raidissement en traction)	Collins et Mitchell (1987)
Traction post-pic (Adoucissement en traction)	Yamamoto (1999)
Dilatation latérale	Montoya (2003)
Critère de fissuration	Mohr-Coulomb
Contrainte de cisaillement au droit des fissures	<i>DSFM / MCFT</i> Vecchio et Collins (1986)
Réduction des contraintes de compression par ouverture de fissure	$0,5 a_g$ Vecchio (2000)
Glissement au droit des fissures	Adapté de Walraven & Reinhardt (1981)

5.3.2. Comportement de l'acier d'armature

La courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature intégrée dans le modèle numérique et illustrée à la Figure 5-8 est une fonction qui se divise en trois phases : une phase élastique (linéaire), un plateau plastique et une phase d'écrouissage (curviligne). Dans la

phase élastique, la contrainte σ_s est directement proportionnelle au produit des module élastique E_s et de la déformation de l'acier ε_s jusqu'à l'atteinte de la limite élastique f_y . Au niveau du plateau plastique, la contrainte demeure constante ($\sigma_s = f_y$) avec l'augmentation des déformations jusqu'à une déformation de début d'écrouissage ε_{sh} . Avec l'augmentation des déformations ($\varepsilon_s > \varepsilon_{sh}$), les contraintes σ_s augmentent selon une fonction curviligne (Wong et coll., 2013) jusqu'à la limite de rupture f_u .

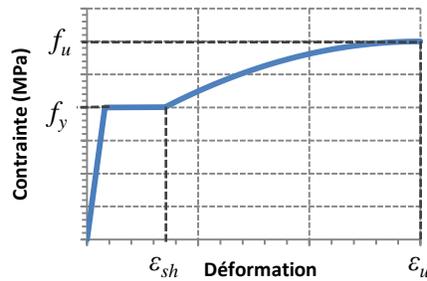


Figure 5-8. Comportement de l'acier d'armature intégré au modèle numérique

5.3.3. Comportement de l'adhérence

Tel que détaillé à la section 2.5.3, des essais d'arrachement ont été réalisés par Villemure et coll. (2015, 2016) afin de caractériser le comportement d'une barre ancrée à l'aide d'un adhésif époxydique tant dans du béton sain que dans du béton endommagé par la réaction alcali-silice (RAS). La relation contrainte d'adhérence (τ) – glissement (s) a donc pu être tracée pour l'ensemble des essais et est présentée à la Figure 5-9 pour les ancrages dans le béton sain. Une loi de comportement a par la suite été proposée dans Villemure et coll. (2016) pour représenter numériquement le comportement observé expérimentalement. Cette courbe est présentée en traits discontinus à la Figure 5-9.

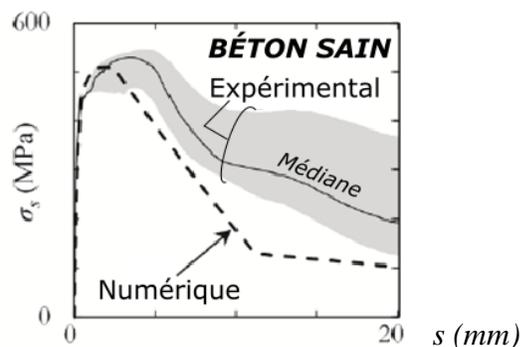


Figure 5-9. Courbes expérimentales et numériques tirées de Villemure et coll. (2016) de la contrainte axiale dans l'acier ancré σ_s en fonction du glissement en bout de barre s pour le béton sain

Par ailleurs, Mahrenholtz (2012) propose aussi une loi de comportement pour les barres ancrées chimiquement dans une étude sur les ancrages pour connexion colonne-fondation dans les bâtiments. Une revue exhaustive de la littérature est présentée une relation entre contrainte d'adhérence et glissement est proposée pour plusieurs types de barre d'armature ancrée post-installée. Un aperçu de cette relation est présenté à la Figure 5-10. La phase pré-pic la relation adhérence – glissement est représentée par une fonction non-linéaire alors que la phase post-pic est linéaire jusqu'à une adhérence frictionnelle constante. Les équations de cette loi de comportement sont essentiellement fonction des caractéristiques des crénelures des barres d'armature ancrées de même que de la capacité ultime de l'ancrage adhésif. Pour le détail des équations, le lecteur est invité à consulter la thèse de Mahrenholtz (2012). Il est possible de remarquer à la Figure 5-10 que la loi de comportement de l'adhérence présentée dans Mahrenholtz (2012) corrèle sensiblement bien avec celle proposée par Villemure et coll. (2016).

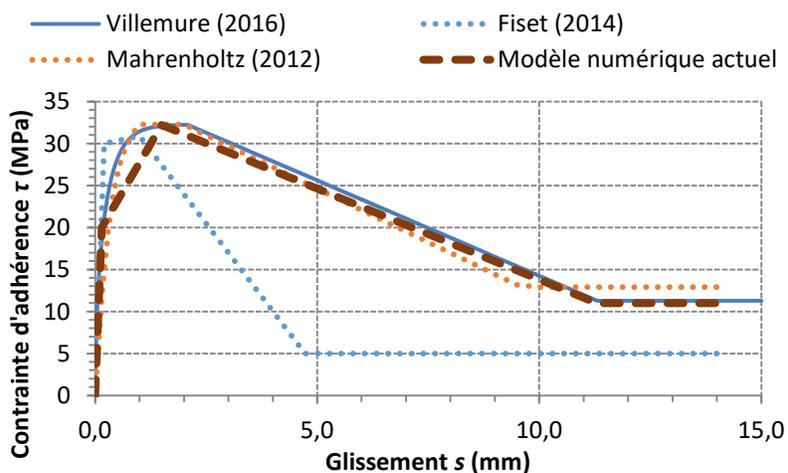


Figure 5-10. Lois de comportement de l'adhérence de barres post-installées ancrées chimiquement de la littérature et loi de comportement intégrée au modèle numérique du présent projet

Il est possible de définir dans le logiciel *VecTor* une loi de comportement pour l'adhérence à laquelle répondront les éléments contact du modèle numérique représentant l'adhésif époxydique des renforcements. Dans les modèles conçus par Fiset (2014) dans le logiciel *VecTor*, une fonction trilinéaire présentée à la Figure 5-10 est utilisée pour représenter le comportement de barres ancrées avec époxy. Dans le modèle numérique du présent projet, la forme trilinéaire est reprise en tentant cette fois de représenter la loi d'adhérence

proposée par Mahrenholtz (2012). Les pentes de la fonction adoptée sont bornées par les valeurs présentées au Tableau 5-5. En comparant avec les courbes des relations adhérence – glissement présentées à la Figure 5-10, il est possible de constater que fonction trilineaire développée pour le modèle numérique représente bien tant la loi de comportement proposée par Mahrenholtz (2012) que celle proposée par Villemeure et coll (2016).

Tableau 5-5. Valeurs des points de changement de pente de la fonction adhérence-glissement représentant le comportement de l'adhérence dans le modèle numérique

	Adhérence τ (MPa)	Glissement s (mm)
Point 1	20,0	0,15
Point 2	32,2	1,50
Point 3	11,0	11,30

5.4. Analyse numérique d'une dalle non-renforcée et évaluation de l'effort tranchant au renforcement V_{renf} des dalles à renforcer

Cette section montre les résultats de l'analyse par éléments finis d'une dalle sans armature transversale et les compare aux résultats expérimentaux du chapitre 4.

5.4.1. Nomenclature des analyses

Chaque analyse numérique a été identifiée afin de distinguer les cas de renforcement et la disposition des renforcements étudiés. L'indentification commence d'abord par les lettres PEF indiquant le modèle par éléments finis correspondant aux spécimens testés expérimentalement dans cette étude (Chapitres 3 et 4). Le deuxième identifiant indique le cas de post-renforcement simulé. À ce titre, l'analyse d'une dalle chargée jusqu'à la rupture sans armature transversale est identifiée PEF-NR. Les analyse de dalles post-renforcées à un effort tranchant V_{renf} équivalant à $0,60 V_c$ et $0,80 V_c$ sont identifiées PEF-R60 et PEF-R80 respectivement. L'analyse d'une dalle renforcée post-pic est quant à elle identifiée PEF-w. Le Tableau 5-6 présente toutes les analyses des dalles testées expérimentalement et présentées dans ce chapitre ainsi que l'identifiant complet employé.

Tableau 5-6. Nomenclature des analyses présentées dans ce chapitre

Cas de renforcement	Identification
Sans armature transversale	PEF-NR
Renforcement à $V_{renf} = 0,60 V_c$	PEF-R60
Renforcement à $V_{renf} = 0,80 V_c$	PEF-R80
Renforcement post-pic	PEF-w

5.4.2. Courbes de chargement et résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c

Afin d'évaluer la capacité ultime sans armature transversale V_c de la dalle modélisée, une dalle sans armature transversale a été chargée jusqu'à l'atteinte de la rupture en cisaillement. Avec la résistance V_c , il est possible de déterminer l'effort tranchant au moment du renforcement V_{renf} des dalles à renforcer. La courbe de chargement issue de l'analyse numérique est présentée à la Figure 5-11. L'axe des ordonnées de gauche représente l'effort tranchant au sein de la dalle et celui des abscisses représente la flèche mesurée au nœud inférieur au centre de la dalle. La Figure 5-11 présente aussi les courbes de chargement expérimentales pour chacune des portées de la dalle témoin PA1-NR.

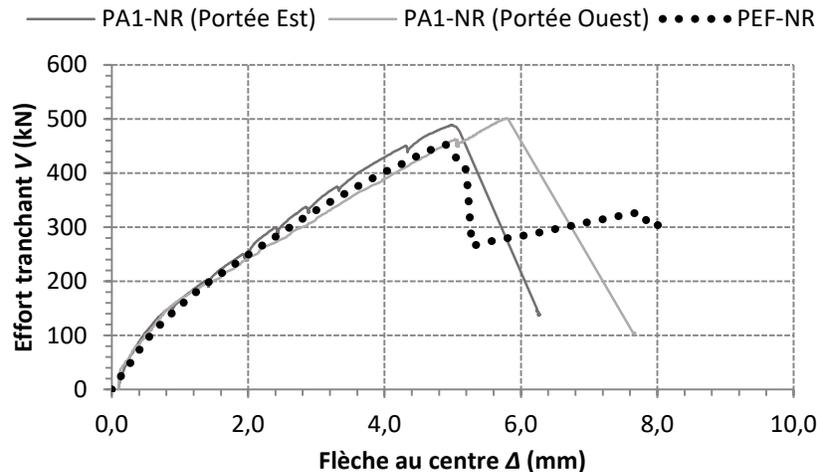


Figure 5-11. Courbes effort tranchant-flèche de l'analyse par éléments finis PEF-NR et des essais expérimentaux sur la dalle témoin PA1-NR

L'effort tranchant ultime atteint dans l'analyse par éléments finis PEF-NR de 455 kN est de 8,5% inférieur à la valeur moyenne de 495 kN mesurée lors des essais expérimentaux sur la dalle PA1-NR. Avec ce faible écart, il semble juste d'affirmer que l'analyse numérique

représente bien la résistance à l'effort tranchant V_c de la dalle réelle sans armature transversale. La résistance V_c issue de l'analyse PEF-NR est d'ailleurs supérieure de 9% à celle de 419 kN calculée par la méthode générale de la norme CSA S6-14. Une comparaison des résistances à l'effort tranchant sans armature transversale obtenues numériquement, expérimentalement et par le calcul normatif est présentée au Tableau 5-7. Par ailleurs, il est possible de remarquer à la Figure 5-11 que la capacité après le pic, V post-pic, est supérieure dans l'analyse numérique PEF-NR que pour les deux essais expérimentaux sur la dalle PA1-NR. En effet, après l'atteinte de la capacité maximale, l'effort tranchant diminue d'environ 190 kN pour l'analyse PEF-NR, comparativement à 375 kN en moyenne pour les essais expérimentaux, soit près du double. La diminution plus importante de l'effort tranchant V dans les essais expérimentaux est probablement due à la libération importante d'énergie à la rupture qui n'est pas entièrement reprise par l'analyse numérique. Néanmoins, la flèche à l'ultime Δ_{ult} de 5,0 mm de l'analyse PEF-NR correspond presque exactement à celle de 5,0 mm mesurée lors de l'essai de chargement de la portée Est de la dalle PA1-NR. Les flèches obtenues lors de l'analyse numérique et des essais expérimentaux sont présentées au Tableau 5-7.

Tableau 5-7. Sommaire des résultats de l'analyse par éléments finis PEF-NR et comparaison avec les essais expérimentaux sur la dalle PA1-NR et le calcul de la norme CSA S6-14

		Résistance à l'effort tranchant V_c (kN)	Flèche à l'ultime Δ_{ult} (mm)
Numérique	PEF-NR	455	5,0
Expérimental	PA1-NR Portée Est	489	5,0
	PA1-NR Portée Ouest	501	5,8
Normatif	CSA S6-14	419	-

5.4.3. Fissuration

Le patron de fissuration à la rupture obtenu depuis l'analyse PEF-NR est présenté en rouge à la Figure 5-12. Celui observé lors de l'essai de chargement de la portée Est de la dalle PA1-NR est aussi présenté à la Figure 5-12 et est juxtaposé au patron numérique. La fissure de cisaillement principale est illustrée en vert alors que les fissures secondaires sont illustrées en gris.

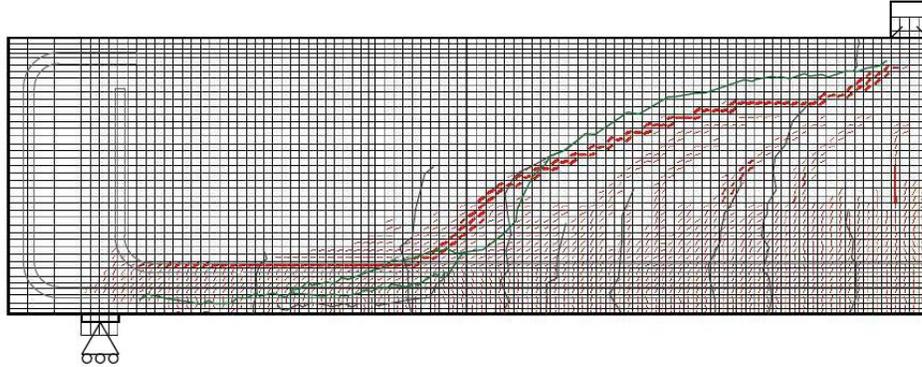


Figure 5-12. Superposition des patrons de fissuration à la rupture issus de l'analyse par éléments finis PEF-NR et de l'essai de chargement sur la dalle PA1-NR

Il est possible d'observer une bonne similitude entre les fissures principales numérique et expérimentale présentées à la Figure 5-12. La trajectoire de la fissure de l'analyse PEF-NR suit sensiblement celle de l'essai expérimental, notamment dans la moitié inférieure de la dalle. La répartition des fissures secondaires est aussi bien reprise par l'analyse numérique.

5.4.4. Déformation des barres d'armature longitudinales et ouverture verticale totale de fissures

La Figure 5-13 compare la déformation ε_{sx} des barres d'armature longitudinales selon la flèche Δ déterminées par éléments finis, à la position des jauges, aux déformations mesurées expérimentalement sur la dalle PA1-NR. Pour fin de comparaison, les courbes effort tranchant V – flèche Δ y sont superposées.

Il est possible de remarquer à la Figure 5-13(a) que les courbes de déformations ε_s suivent sensiblement la forme de la courbe d'effort tranchant V à l'exception de la position S30-E1. L'augmentation de la déformation s'accélère avec l'augmentation de la flèche de 2,0 mm, à l'image de ce qui a été observé à la section 4.3.4. Ces constatations numériques sont corroborés par les mesures expérimentales à la figure 5-12(b). Toutefois, les déformations à l'ensemble des positions relevées à la Figure 5-13(a) sont inférieures d'environ 30% à celle mesurées expérimentalement à la Figure 5-13(b) lorsque la dalle atteint la rupture. Ceci semble dû à la modélisation du raidissement en traction du béton de la zone près des barres d'armature. Cette modélisation génère un grand nombre de fissures le long des barres. La contrainte en traction qui se développe au droit de ces fines fissures est alors plus faible que dans le cas des essais expérimentaux où seules quelques fissures plus larges ont

été observées. Somme toute, la forme des courbes de déformation ε_s de l'armature longitudinale issue des essais expérimentaux à la Figure 5-13(a) est bien représentée par l'analyse numérique Figure 5-13(b).

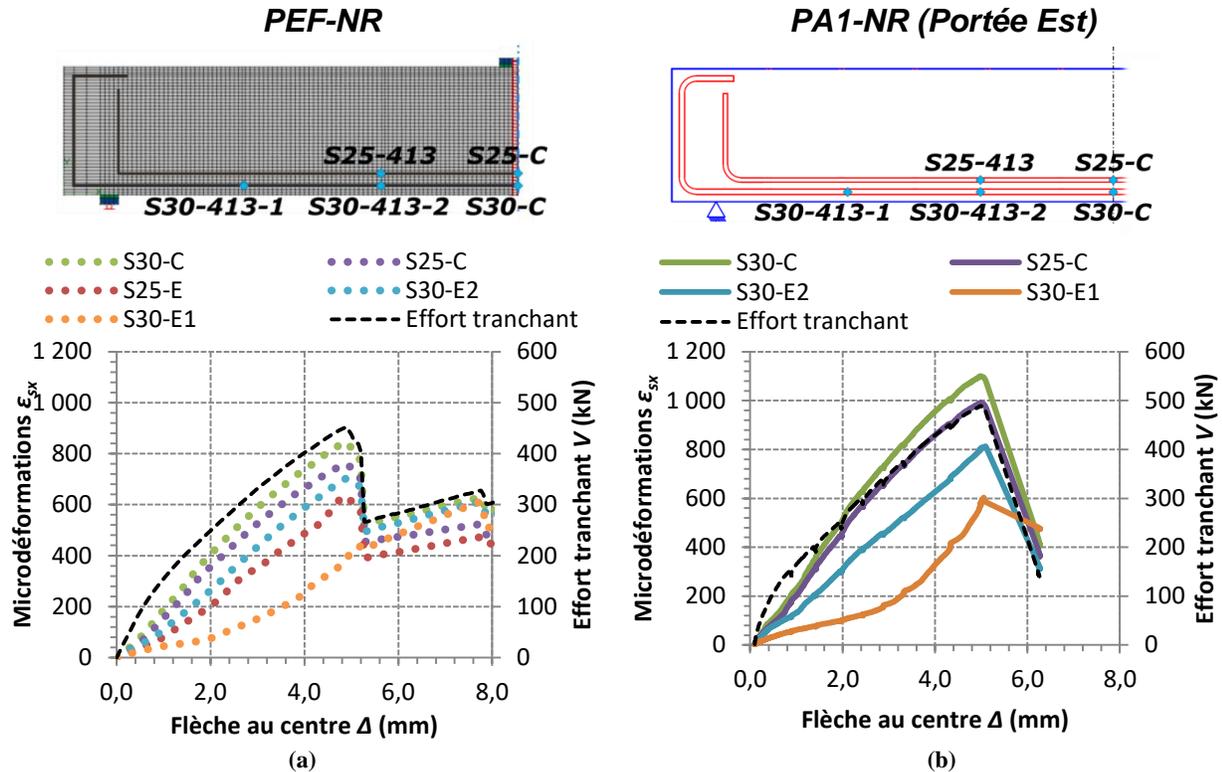


Figure 5-13. Déformation ε_{sx} des barres longitudinales en fonction de la flèche Δ déterminées (a) numériquement dans l'analyse PEF-NR et (b) expérimentalement sur la portée Est de la dalle PA1-NR

Par ailleurs, l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} a aussi été relevée dans l'analyse PEF-NR afin de la comparer aux valeurs mesurées expérimentalement par les LVDT positionnés aux parois de la dalle PA1-NR. Pour ce faire, la différence entre le déplacement vertical Δ_y du nœud supérieur et inférieur de la dalle modélisée a été calculée pour chaque position longitudinale x correspondant à un LVDT expérimental (à une position x : $\Delta_{y.inf} - \Delta_{y.sup} = w_{2y}$). La mesure d'ouverture verticale totale w_{2y} en fonction de la flèche Δ calculée depuis l'analyse PEF-NR pour chaque position x est montrée à la Figure 5-14(a) avec le même identifiant numérique (3 à 5) que le LVDT correspondant présenté à la Figure 5-14(b).

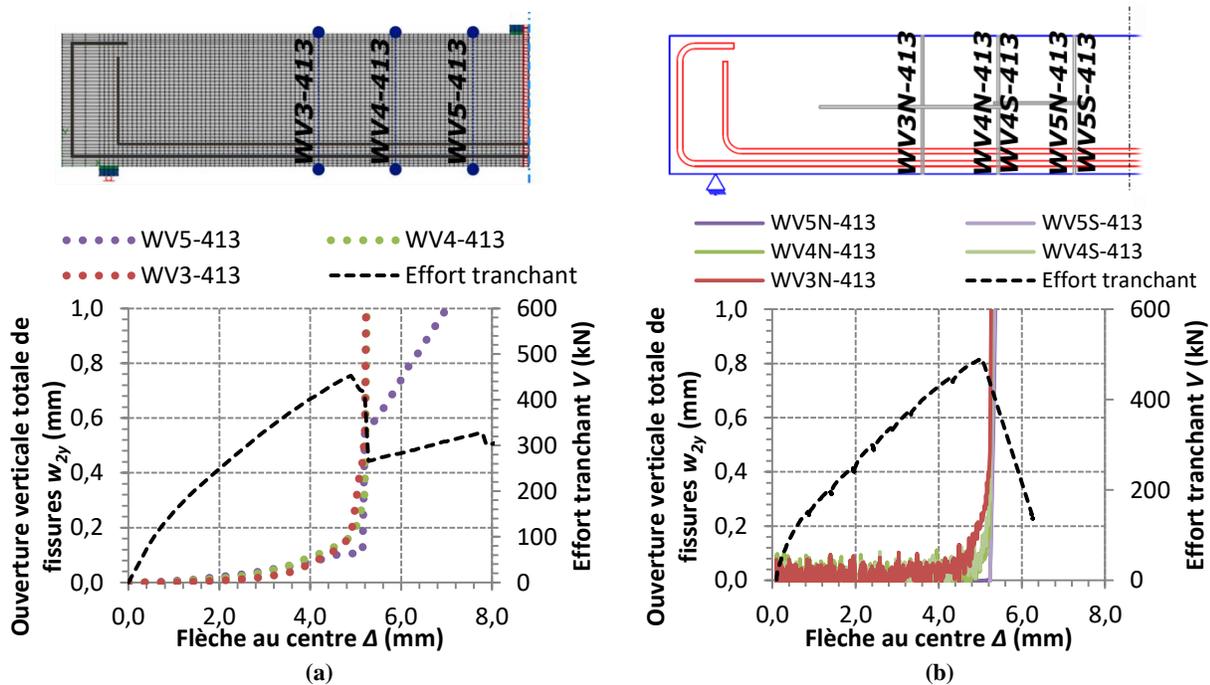


Figure 5-14. Ouverture totale de fissures w_{2y} en fonction de la flèche pour (a) l'analyse PEF-NR et (b) l'essai de la portée Est de la dalle PA1-NR

L'analyse PEF-NR ainsi que la dalle PA1-NR montrent toutes deux un comportement similaire. L'analyse par éléments finis montre une augmentation faible et graduelle de l'ouverture w_{2y} de 0,0 mm à 0,2 mm entre l'initiation du chargement et une flèche d'environ 95% de la flèche ultime Δ_{ult} . Expérimentalement, les ouvertures de fissure mesurées expérimentalement avant une flèche Δ de 4,0 mm sont inférieures à l'incertitude de mesure des LVDT de 0,05 mm. Par la suite, les essais expérimentaux et les analyse numériques montrent que l'ouverture w_{2y} augmente soudainement lorsque la charge atteint la résistance de la dalle.

5.4.5. Détermination des cas de renforcement

Les résultats précédents montrent que le modèle numérique reproduit fidèlement le comportement des dalles sans armature transversale testées expérimentalement. À partir de la résistance à l'effort tranchant V_c de 455 kN de la dalle modélisée sans armature transversale, l'effort tranchant au renforcement V_{renf} a été déterminé dans les mêmes proportions de V_c que pour les essais expérimentaux, c'est-à-dire $0,60 V_c$ et $0,80 V_c$, soit 273 kN et 364 kN respectivement. Pour l'analyse numérique des dalles post-renforcées sous chargement, l'état déformationnel de la dalle non-armée transversalement a été

sauvegardé au pas de charge correspondant à l'effort tranchant au renforcement V_{renf} . Pour la dalle renforcée post-pic, l'état déformationnel a été sauvegardé au pas de charge correspondant au minima d'effort tranchant V suivant la rupture, à une flèche de 4,8 mm. L'effort tranchant V_{renf} et le déplacement vertical de la charge au pas de charge donné sont présentés au Tableau 5-8. La fissuration dans le modèle numérique pour les pas de charge correspondant à $V_{renf} = 0,60 V_c$, $V_{renf} = 0,80 V_c$ et post-pic est montrée aux Figure 5-15(a), (b) et (c) respectivement. Le patron de fissuration expérimental avant renforcement des dalles PB-R60, PC1-R80 et PC2-w, correspondant aux cas de renforcement où $V_{renf} = 0,60 V_c$, $V_{renf} = 0,80 V_c$ et post-pic respectivement, sont présentés aux Figure 5-15(d), (e) et (f).

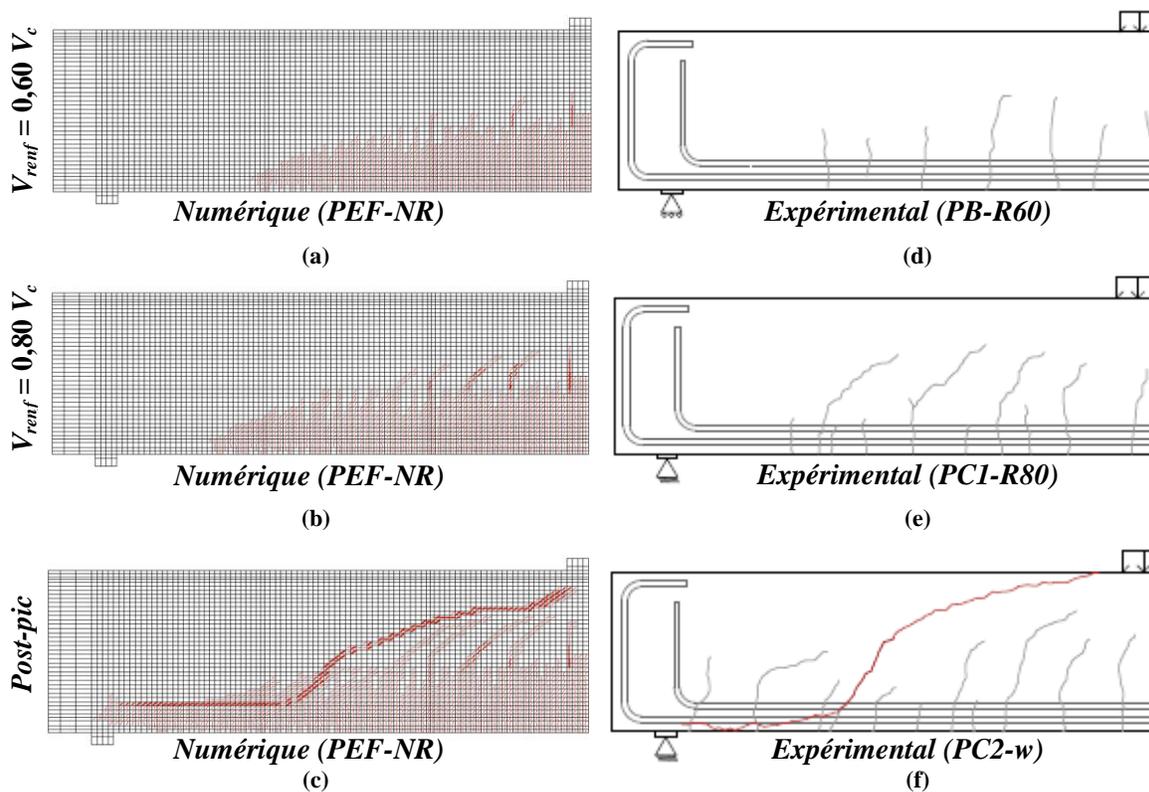


Figure 5-15. Fissuration dans la dalle sans armature transversale au moment du renforcement dans le modèle numérique PEF-NR à (a) $V_{renf} = 0,60 V_c$, (b) $V_{renf} = 0,80 V_c$ et (c) post-pic et dans les dalles expérimentales (d) PB-R60, (e) PC1-R80 et (f) PC2-w

Comme il a été noté au chapitre 4, l'inclinaison des fissures dans la moitié supérieure de la dalle est davantage observable à un effort tranchant équivalant à $0,80 V_c$ (Figure 5-15[e]) qu'à $0,60 V_c$ (Figure 5-15[d]). En effet, pour un effort tranchant $V_{renf} = 0,80 V_c$ (Figure 5-15[b]), plusieurs fissures dépassent la mi-hauteur de la dalle par opposition à $V_{renf} = 0,60 V_c$ (Figure 5-15[a]). De plus, il est possible de remarquer l'accroissement de la longueur sur

laquelle la partie inférieure des dalles expérimentales sont fissurées, de la Figure 5-15(d) à (f). Les Figure 5-15(a) à (c) montrent que l'analyse numérique PEF-NR reproduit bien cette longueur de béton fissuré pour chacun des niveaux d'effort tranchant au renforcement. De plus, la trajectoire de la fissure de cisaillement de la dalle PC2-w à la Figure 5-15(f) est bien reprise par l'analyse numérique à la Figure 5-15(c). Les flèches Δ mesurées au centre de la dalle au moment du renforcement pour chaque cas de renforcement sont présentées au Tableau 5-8. Somme toute, l'analyse numérique PEF-NR reproduit bien l'état de déformation et de fissuration dans la dalle sans armature transversale au moment du renforcement par rapport aux dalles expérimentales.

Tableau 5-8. Effort tranchant au renforcement V_{renf} et flèche au renforcement dans le modèle numérique PEF-NR et comparaison avec les valeurs expérimentales moyennes

Cas de renforcement	Effort tranchant au renforcement	Déplacement de la charge (Pas de charge)	Flèche au renforcement (PEF-NR)	Flèche au renforcement (Expérimental)	$\Delta_{renf.EF} / \Delta_{renf.EXP}$
	V_{renf} (kN)	(mm)	$\Delta_{renf.EF}$ (mm)	$\Delta_{renf.EXP}$ (mm)	
$V_{renf} = 0,60 V_c$	273	2,40	2,4	2,4	1,00
$V_{renf} = 0,80 V_c$	364	3,45	3,4	3,4	1,00
Post-pic	-	5,38	5,4	5,7	0,95

5.5. Analyse numérique de dalles post-renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm

Cette section montre les résultats de l'analyse par éléments finis d'une dalle post-renforcée avec espacement longitudinal s_v de 413 mm pour les différents cas de renforcement et les compare aux résultats expérimentaux du chapitre 4.

5.5.1. Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement

La Figure 5-16(a) présente les courbes de chargement de l'analyse numérique PEF-R60 de même que celles des dalles expérimentales PA2-R60 et PB-R60 pour un renforcement avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm mis en place à un effort tranchant V_{renf} équivalant à $0,60 V_c$. La Figure 5-16(b) présente les courbes de chargement de l'analyse numérique

PEF-R80 de même que celles de la dalle expérimentale PB1-R80 pour un renforcement avec $s_v = 413$ mm mis en place à un effort tranchant V_{renf} équivalant à $0,80 V_c$. Le Tableau 5-9 résume les résistances atteintes pour chacune des analyses numériques ainsi que la flèche obtenue en comparaison avec les valeurs expérimentales.

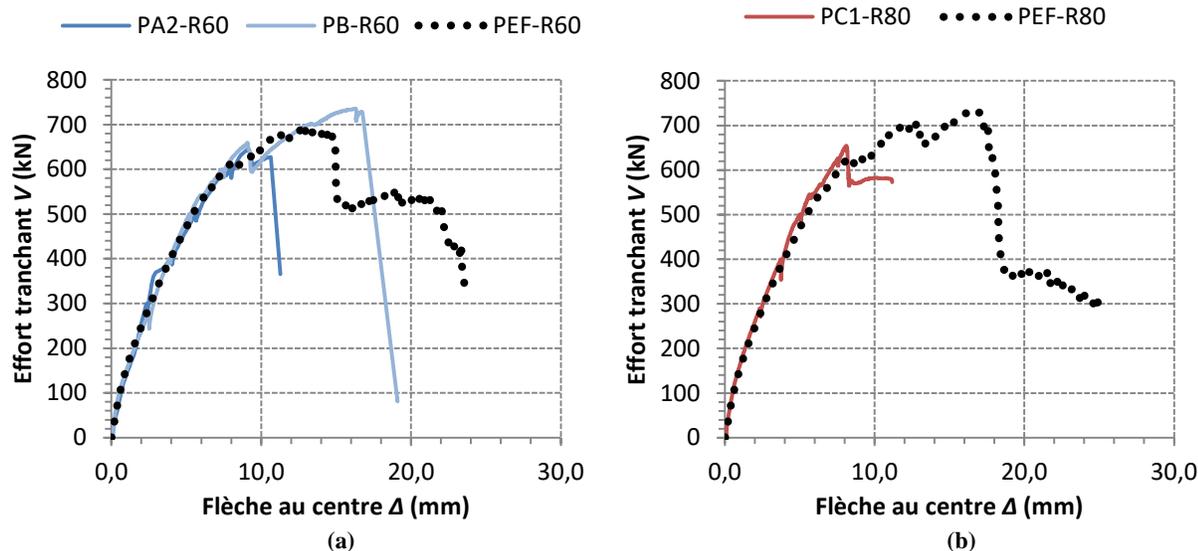


Figure 5-16. Courbes effort tranchant - flèche des analyse numériques et des essais expérimentaux pour une dalle post-renforcée selon un espacement s_v de 413 mm lorsque (a) $V_{renf} = 0,60V_c$ et (b) $V_{renf} = 0,80V_c$

Il est possible de remarquer aux Figure 5-16(a) et (b) que les pentes des courbes effort tranchant versus flèche obtenue numériquement et expérimentalement avant l'atteinte de la charge maximale sont très similaire les unes aux autres. En comparant les résistances des dalles, il est peut être observé qu'en moyenne, le modèle PEF-R60 prédit adéquatement la résistance et le comportement d'une dalle renforcée à $V_{renf} = 0.60V_c$. En effet, le modèle prédit une résistance à l'effort tranchant de 700 kN. Cette résistance se situe entre les résistances à l'effort tranchant mesurée expérimentalement de 646 kN et 736 kN des dalles PA2-R60 et PB-R60 respectivement, soient -8% et +5% d'écart par rapport au modèle éléments finis. De façon analogue, la flèche à la rupture Δ_{ult} de 12,9 mm prédite par l'analyse numérique se situe entre 9,1 mm (-41%) et 16,7 mm (+30%), soit les flèches mesurées expérimentalement à la rupture des dalles. Pour un renforcement mis en place à un effort tranchant équivalant à $0,80 V_c$, le modèle numériques prédit une résistance de 731 kN, ce qui correspond à une surestimation d'environ 12% par rapport à la résistance expérimentale de 655 kN de la dalle PC1-R80. Expérimentalement, la rupture de la dalle

PC1-R80 est causée par l'ouverture graduelle de la fissure de cisaillement à partir d'une flèche Δ de 8,1 mm. Le modèle PEF-R80 prédit également une perte de capacité et de rigidité de la dalle à la suite de l'ouverture d'une fissure de cisaillement à partir de cette flèche. Par contre, le modèle prédit un regain de charge et des déformations supplémentaires jusqu'à la rupture de la dalle à une flèche Δ de 16.9 mm, soit 32% supérieure à la flèche mesurée expérimentalement à la rupture. Pour le renforcement d'une dalle sans armature transversale après ouverture de la fissure de cisaillement, la Figure 5-17 montre les courbes effort tranchant V versus flèche de la dalle modélisée PEF-w. Deux (2) courbes expérimentales sont présentées sur cette figure soient celle de la dalle PC2 avant renforcement (PC2-NR) et avec renforcement post-pic (PC2-w).

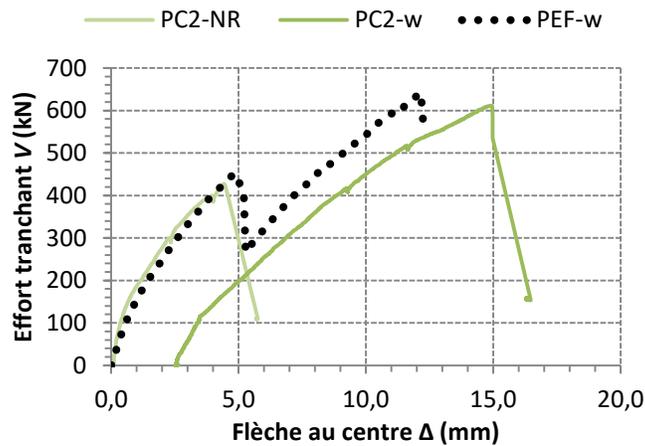


Figure 5-17. Courbes effort tranchant - flèche de l'analyse numérique PEF-w et de l'essai expérimental sur la dalle PC2-w pour un post-renforcement post-pic selon un espacement s_v de 413 mm

La résistance ultime à l'effort tranchant V_r de la dalle PEF-w analysée numériquement est de 641 kN, soit 5% de plus que la résistance de 611 kN mesurée expérimentalement sur la dalle PC2-w. Avec des valeurs similaires, il semble que la prédiction de la résistance V_r d'une dalle post-renforcée post-pic dans l'analyse numérique soit en accord avec les essais expérimentaux. Toutefois, il est essentiel de mentionner que le modèle simule une adhérence constante le long des barres de renforcement, alors que lors l'autopsie de la dalle PC2-w a montré un enrobage d'agent adhésif inégale et insuffisante autour de certaines barres de renforcement. De plus, il a été observé qu'une quantité importante d'adhésif s'est répandue à travers la fissure de cisaillement de la dalle PC2-w. Ce colmatage de la fissure n'est évidemment pas pris en compte dans l'analyse numérique.

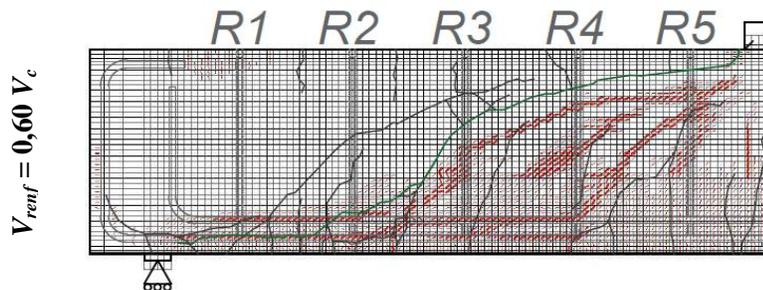
Tableau 5-9. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance, flèche à la rupture et écart avec les valeurs expérimentales moyennes pour les dalles post-renforcées modélisées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm

	Résistance totale avec renforcements (Éléments finis)	$V_{r.EF} / V_{c.EF}$	Résistance totale avec renforcements (Expérimentale)	$V_{r.EF} / V_{r.EXP}$	Flèche à la rupture (Éléments finis)	Flèche à la rupture (Expérimentale)	$\Delta_{ult.EF} / \Delta_{ult.EXP}$
	$V_{r.EF}$ (kN)		$V_{r.EXP}$ (kN)		$\Delta_{ult.EF}$ (mm)	$\Delta_{ult.EXP}$ (mm)	
PEF-R60	700	1,54	691	1,01	12,9	12,9	1,00
PEF-R80	731	1,61	655	1,12	16,9	8,1	2,09
PEF-w	641	1,41	611	1,05	12,2	12,4	0,98

5.5.2. Fissuration

Les patrons de fissuration à la rupture des analyses PEF-R60, PEF-R80 et PEF-w sont présentés aux Figure 5-18(a), (b) et (c) respectivement et superposés aux fissures observées à la suite des essais expérimentaux des dalles associées PB-R60, PC1-R80 et PC2-w, respectivement. Les fissures indiquées en rouge correspondent aux fissures prédites numériquement, alors que les fissures en verte correspondent aux fissures principales expérimentales.

Pour l'ensemble des cas de renforcement présentés à la Figure 5-18, il possible de remarquer que l'analyse par éléments finis montre une trajectoire de fissure principale similaire à celle des dalles testées expérimentalement. Généralement, la fissure principale prédite numériquement se propage environ 50 mm plus pas que la fissure principale observée expérimentalement. Cette prédiction adéquate de la fissuration permet à la fissure principale de croiser 4 rangs de renforcements transversaux, soit les rangs R2 à R5, à la fois numériquement qu'expérimentalement.



(a)

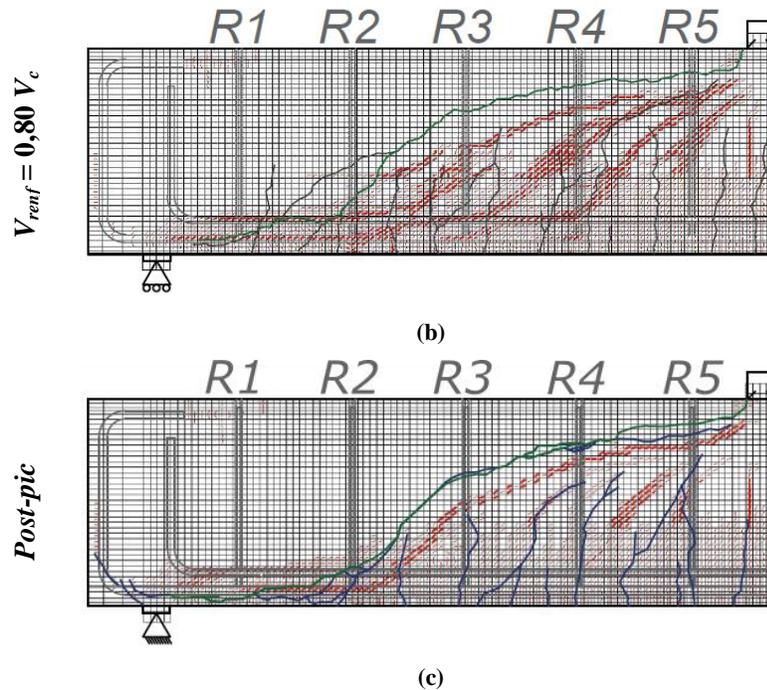


Figure 5-18. Superposition des patrons de fissuration à la rupture de l'analyse numérique et expérimentaux de (a) l'analyse PEF-R60 et la dalle PB-R60, (b) l'analyse PEF-R80 et la dalle PC1-R80 et (c) l'analyse PEF-w et la dalle PC2-w

Pour l'ensemble des cas de renforcement présentés à la Figure 5-18, il est possible de remarquer que l'analyse par éléments finis montre une trajectoire de fissure principale similaire à celle des dalles testées expérimentalement. Hormis le fait que la fissure principale dans les modèles numériques est généralement plus basse de 50 mm par rapport à celle expérimentale, la fissure principale générée numériquement croise 4 rangs de renforcements. En effet, de la même manière que dans les essais expérimentaux, la fissure principale croise les rangs R2 à R5 de la dalle modélisée. Il est aussi possible de remarquer la distribution des fissures secondaires dans les dalles expérimentales qui est reprise dans le modèle numérique. En somme, pour les trois cas de renforcement ($V_{renf} = 0,60 V_c$, $V_{renf} = 0,80 V_c$ et post-pic), les analyses numériques PEF-R60, PEF-R80 et PEF-w montrent une trajectoire de fissure principale semblable.

5.5.3. Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r selon la méthode CSA S6-14

L'évaluation de la résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r selon la méthode générale de la norme CSA S6-14 est de 768 kN. L'écart entre cette résistance et

celle des dalles analysées numériquement pour un post-renforcement adhérent sont présentés au Tableau 4-13 selon le cas de renforcement. L'écart moyen entre la résistance V_r calculé selon la norme S6-14 et les résistances expérimentales pour chaque cas de renforcement montré au chapitre 4 est aussi présenté au Tableau 4-13 à titre de rappel.

Tableau 5-10. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r calculé par la norme CSA S6-14 et écart avec les analyses numériques pour chaque cas de renforcement avec un espacement s_v de 413 mm.

Cas de renforcement	Résistance ultime (É.F.)	Résistance ultime (Norme)	$V_{r.EF}/V_{r.S6}$	$V_{r.EXP}/V_{r.S6}$
	$V_{r.EF}$ (kN)	$V_{r.S6}$ (kN)		
$V_{renf} = 0,60 V_c$	700	768	0,91	0,91
$V_{renf} = 0,80 V_c$	731		0,95	0,84
Post-pic	641		0,83	0,78

Il est possible de remarquer à partir du Tableau 4-13 que pour toutes les dalles, la résistance V_r calculée par les analyses par éléments finis avec renforcements adhérents est inférieure à celle calculée selon la norme CSA S6-14. Les résistances des analyses pour un renforcement à $V_{renf} = 0,60 V_c$ (PEF-R60) et $V_{renf} = 0,80 V_c$ (PEF-R80) sont toutefois assez près de la valeur normative de 768 kN, avec 9% et 5% d'écart. Ainsi, tant les analyses par éléments finis que les essais expérimentaux montrent que la résistance à l'effort tranchant V_r des dalles post-renforcées de façon adhérente selon un espacement longitudinal s_v de 413 mm est surestimée par la norme CSA S6-14.

5.5.4. Déformation des barres d'armature longitudinale

Étant donné l'important volume de données expérimentales et numériques, seuls les résultats numériques de l'analyse de la dalle PEF-R60 seront présentés dans cette sous-section. Ces résultats seront comparés aux résultats expérimentaux de la dalle PB-R60, présentés au chapitre 4. L'ensemble des résultats des modèles éléments finis des dalles ayant un espacement s_v de 413 mm sont présentées à l'Annexe N.

La Figure 5-19(a) présente la déformation ϵ_{sx} de l'armature longitudinale en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle modélisée PEF-R60. Pour fin de comparaison, la

Figure 5-19(b) présente les déformations présentées au chapitre 4 pour la dalle PB-R60. La courbe d'effort tranchant-flèche pour chaque dalle est superposée à ces deux figures.

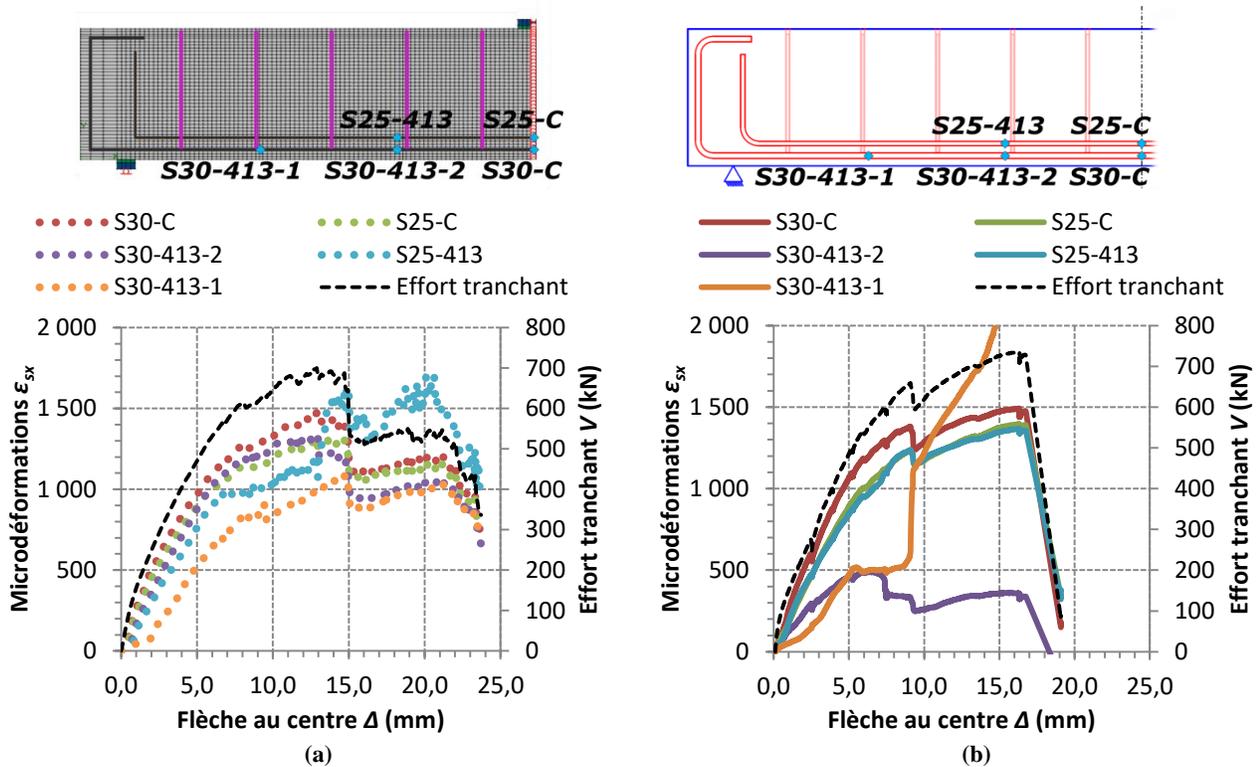
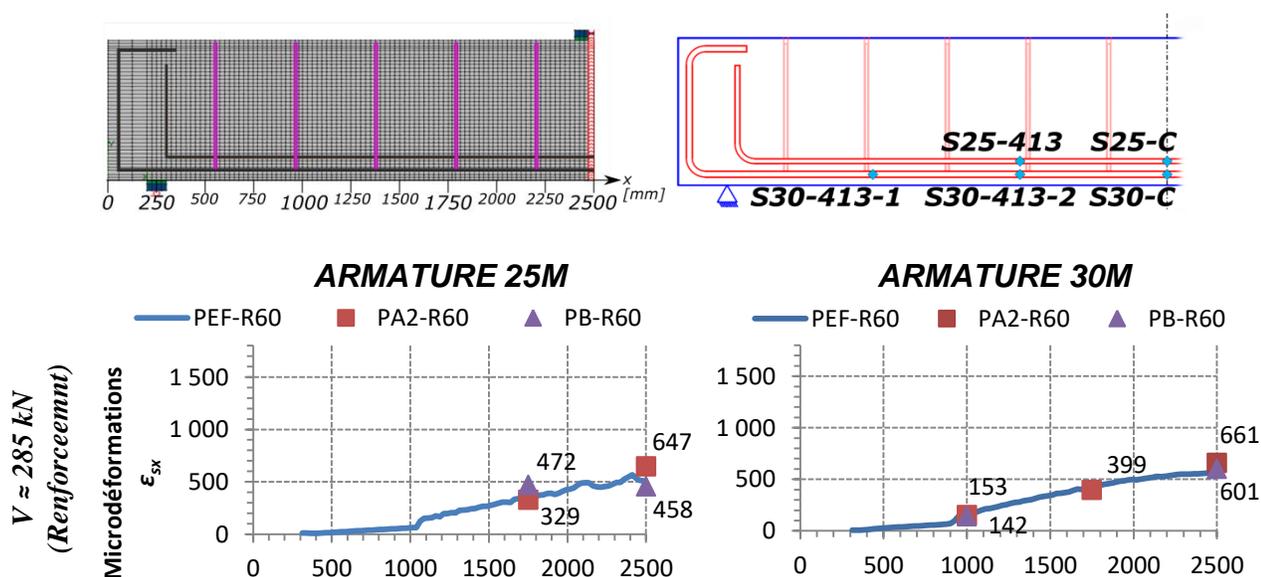


Figure 5-19. Déformation des armatures longitudinales ϵ_{sx} lors du chargement (a) de la dalle modélisée PEF-R60 et (b) de la dalle PB-R60 post-renforcées selon un espacement s_y de 413 mm

Il est possible de remarquer à la Figure 5-19(a) que, globalement, les déformations ϵ_s des barres d'armature longitudinale prédites par le modèle sont similaires à celles mesurées expérimentalement pour la dalle PB-R60 (Figure 5-19[b]). Toutefois, l'augmentation subite de la déformation ϵ_s observé expérimentalement à la jauge S30-413-1 à une flèche $\Delta \approx 9,0$ mm n'est pas prédite par le modèle. Le modèle prédit plutôt une augmentation soudaine de la déformation de la jauge S25-413 avant la rupture, à une flèche $\Delta \approx 12,5$ mm. Cette différence entre les déformations des barres longitudinales 25M et 30M peut s'expliquer par la position de la fissuration présentée à la Figure 5.17(a). En effet, le modèle prédit que la fissure diagonale principale poursuit sa propagation le long du lit de barres 25M, plutôt que le long du lit de barres 30M, tel qu'observé expérimentalement.

La Figure 5-20 présente le profil des déformations ϵ_{sx} déterminées depuis l'analyse par éléments finis PEF-R60 le long des armatures longitudinales pour quatre niveaux d'effort

tranchant, soient au renforcement ($V = 275$ kN), avant et après la propagation de la fissure critique de cisaillement ($V = 600$ kN et $V = 615$ kN respectivement) et à la rupture ($V = 700$ kN). Les Figure 5-20(a) et (b) présentent l'évolution du profil de déformation ϵ_{sx} le long des rangs d'armature 25M et 30M respectivement. Sur ces figures sont aussi présentées ponctuellement les mesures des jauges de déformation mesurée au même niveau d'effort tranchant V lors des essais sur les dalles PA2-R60 et PB-R60. À noter que la lecture de la jauge S30-413-2 de la dalle PB-R60 a été retirée des figures puisque celle-ci avait été jugée défectueuse. Il est possible d'observer sur les Figure 5-20(a) et (b) que les déformations prédites peuvent atteindre des maximums locaux tel que ceux observés aux positions $x = 660$ mm et $x = 1013$ mm de la Figure 5-20(a) (rang d'armature 25M). Ces pics locaux correspondent à une fissuration importante traversant les barres d'armature. De par l'adhérence entre le béton et l'armature, les effets de durcissement en traction permettent aux déformations de l'armature d'être moins importantes entre les fissures et d'augmenter jusqu'à un pic de déformation à la fissure (Collins et Mitchell, 1991). En comparant déformations mesurés au profil prédit par le modèle numérique, il peut être observé que les valeurs de déformation ϵ_{sx} mesurées expérimentalement corroborent les prédictions du modèle par éléments finis pour tous les niveaux de charge.



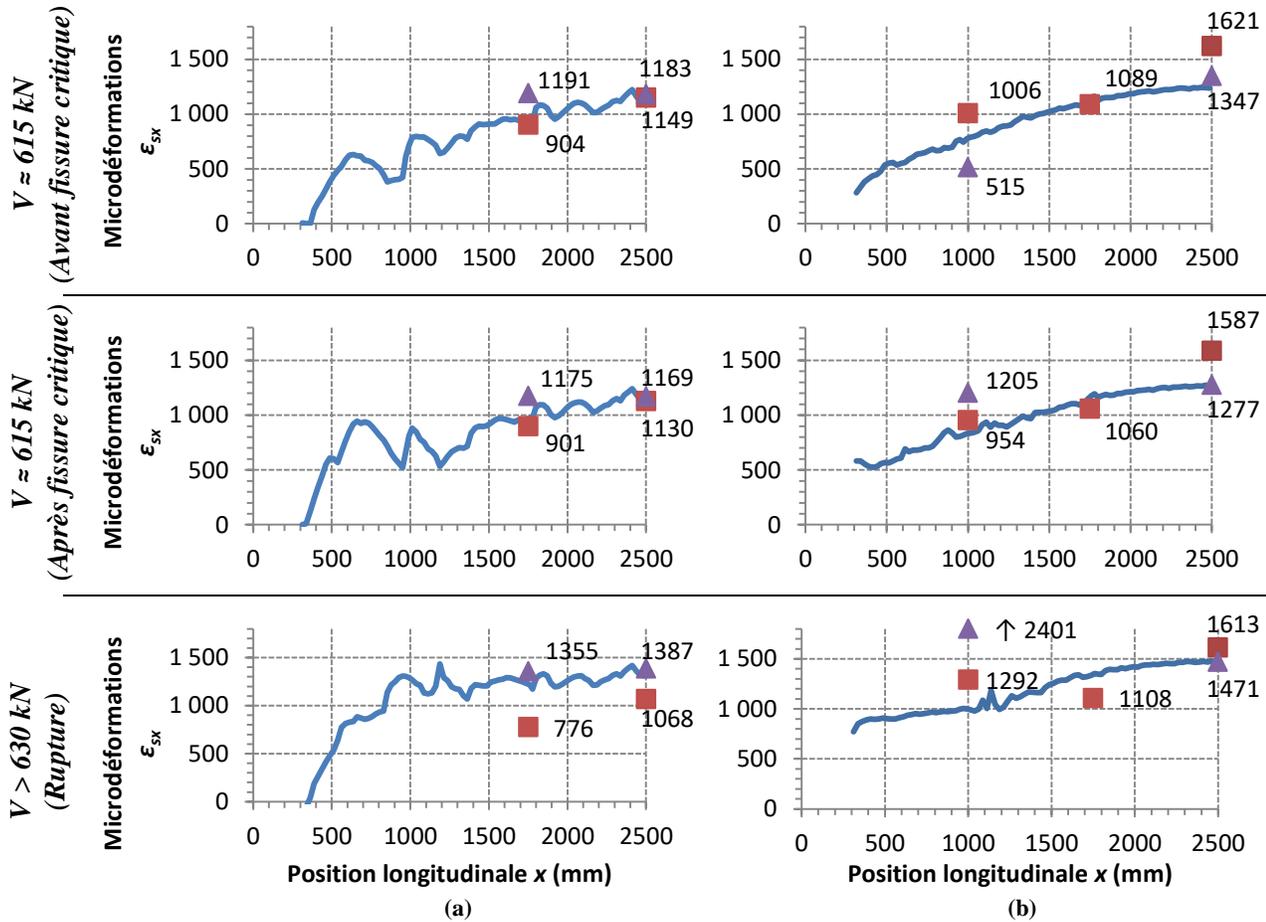
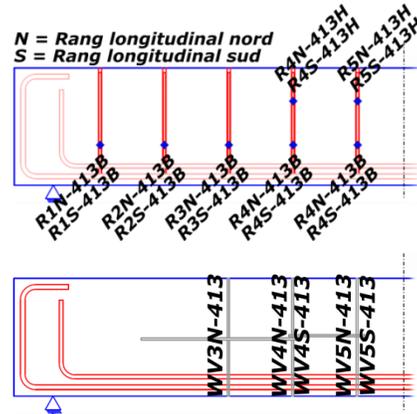
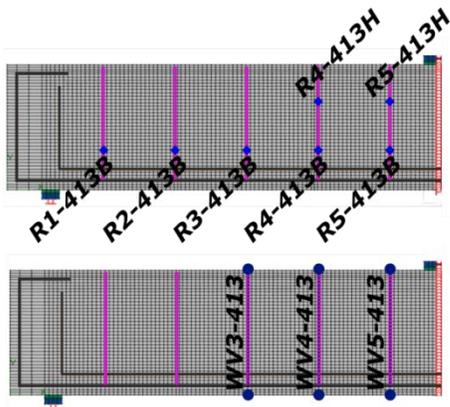


Figure 5-20. Progression du profil de déformation ϵ_{sx} le long des armatures longitudinales (a) 25M et (b) 30M de l'analyse numérique PEF-R60 pour quatre niveaux d'effort tranchant V et comparaison avec les mesures expérimentales

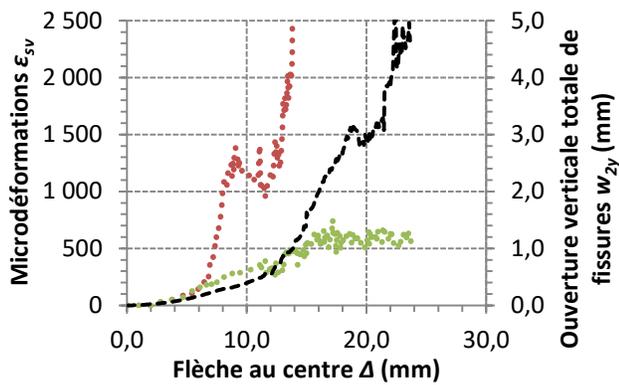
5.5.5. Déformation des barres transversales de renforcement et ouverture verticale totale de fissures

Les Figure 4-10(a) à (c) présentent la déformation ϵ_{sv} des barres transversales prédites par le modèle numérique PEF-R60 en fonction de la flèche Δ aux mêmes positions que les jauges de déformation expérimentales. Les Figure 4-10(d) à (f) montrent la déformation mesurée par les jauges de la dalle PB-R60. Les mesures présentées sont celles des jauges aux rangs R5, R4 et R3. Pour fin de comparaison, l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} mesurée à la position des barres transversales est présentée à la Figure 5.19. L'ensemble des résultats de déformation et d'ouverture de fissures issus des modèles éléments finis sont présentés à l'Annexe O. À noter que les mesures expérimentales permettent d'obtenir une déformation pour chacune des deux barres constituant un rang

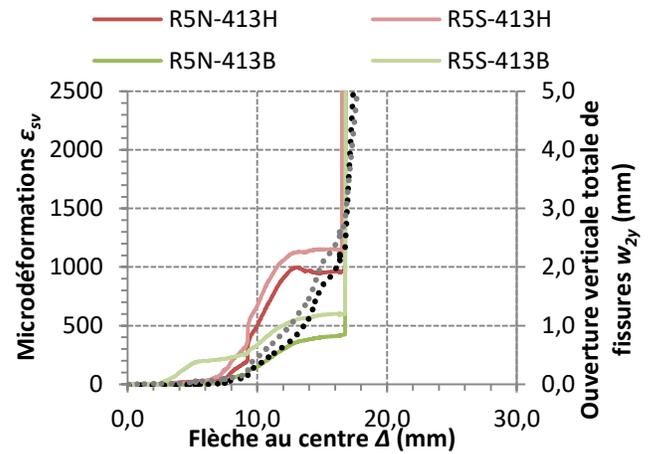
(deux [2] courbes par jauges), alors que le modèle numérique prédit une déformation moyenne pour toutes les barres d'un même rang (une [1] courbe par jauge). Les déformations prédites numériquement sont donc nommées relativement au rang de barres (par exemple, R5-413H).



..... R5-413H R5-413B - - - WV5-413

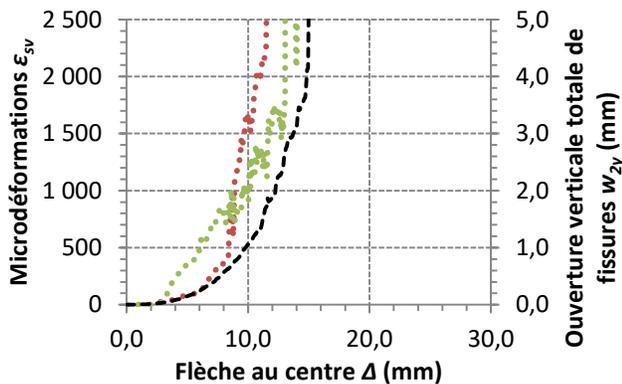


(a)

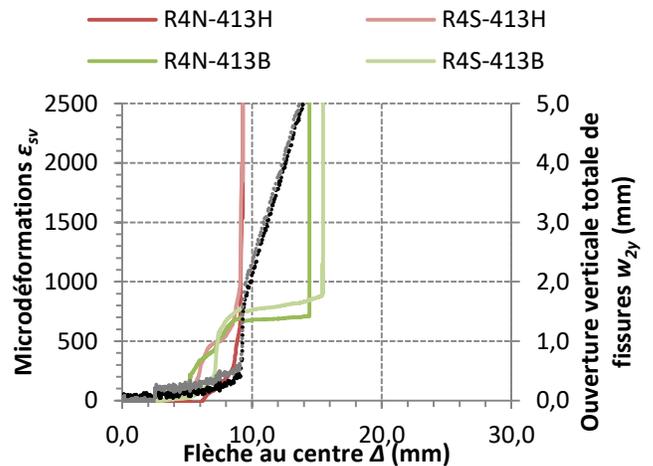


(d)

..... R4-413H R4-413B - - - WV4-413



(b)



(e)

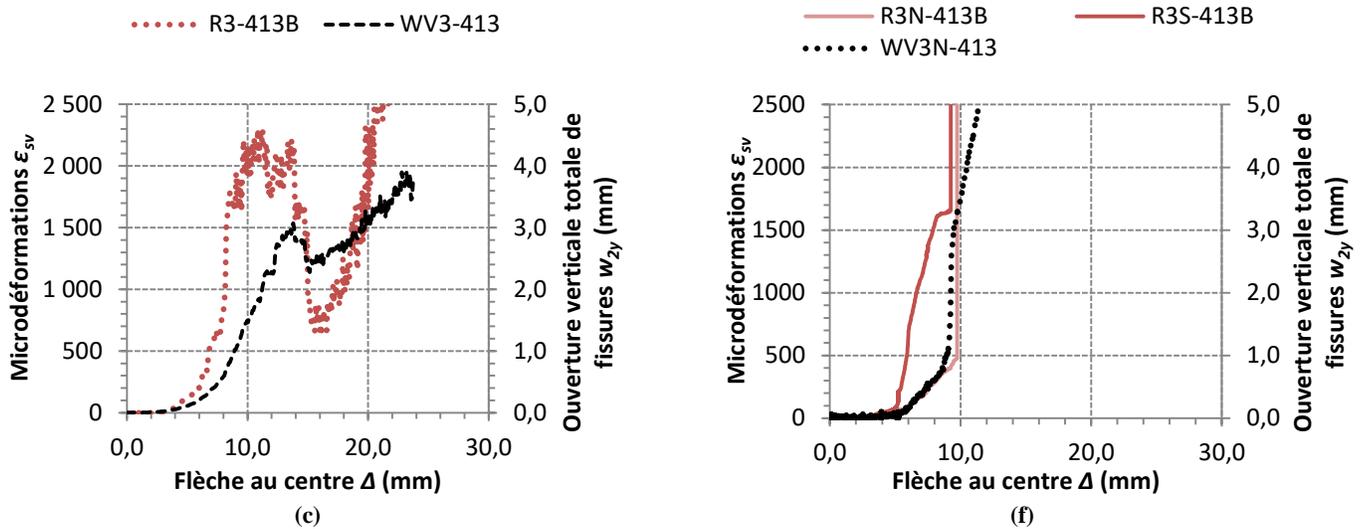


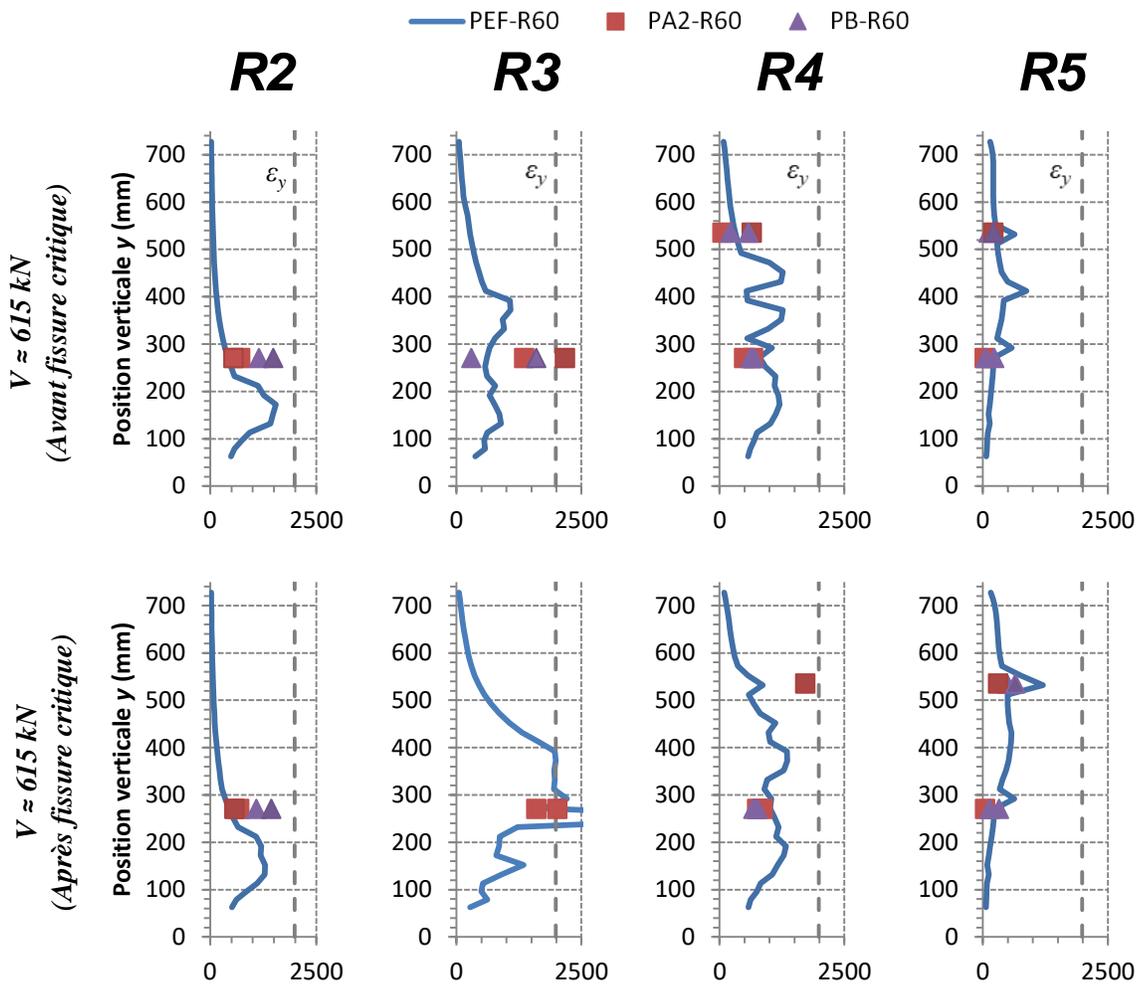
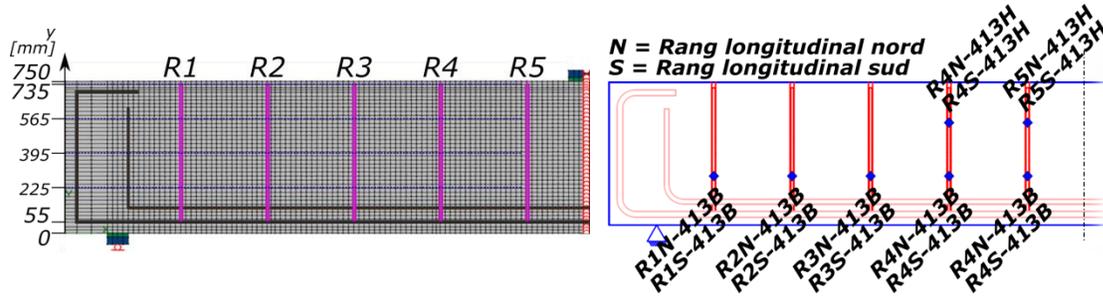
Figure 5-21. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a,d) R5, (b,e) R4 et (c,f) R3 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} pour (a, b, c) l'analyse par éléments finis PEF-R60 et (d, e, f) la dalle PB-R60 pour un espacement $s_y = 413$ mm

Ces résultats montrent que le modèle numérique PEF-R60 reproduit adéquatement la déformation des barres de renforcement au niveau des jauges R5-413B, R4-413H et R3-413B. Aux positions R5-413H et R4-413B, le modèle numérique prédit des déformations plus grandes que celles mesurées expérimentalement. En examinant le patron de fissuration en Figure 5-24(a), il peut être observé que le modèle numérique prédit une fissuration plus près de ces deux positions de jauges que celle observée expérimentalement. Cette différence de fissuration peut donc expliquer la plus grande déformation R5-413H et R5-413B prédite par le modèle par éléments finis.

En comparant l'ouverture totale verticale des fissures w_{2y} , il peut être observé à la Figure 5-19 que le modèle prédit bien les mesures d'ouvertures prises expérimentalement vis-à-vis les barres transversales. L'ouverture déterminée au 3^e rang de barres transversales, WV3-413, est cependant sous-estimée par le modèle numérique ($w_{2y} < 4,0$ mm). Le modèle sous-estime l'ouverture de la fissure de cisaillement principale et favorise davantage l'ouverture d'une autre fissure au droit des rangs de renforcement R4 et R5, tel qu'il peut être observé à la Figure 5-24(a).

Les Figure 5-22(a) à (d) présentent les profils de déformation ϵ_{sv} le long des barres de renforcement transversales pour trois niveaux d'effort tranchant V , soient avant la propagation de la fissure critique de cisaillement ($V \approx 615$ kN), après sa propagation ($V \approx$

615 kN) et à l'atteinte de la charge maximale ($V > 630$ kN). Ces figures présentent le profil de déformation ϵ_{sv} déterminés depuis l'analyse PEF-R60-413 ainsi que les mesures de jauges de déformation pour les dalles PA2-R60 et PB-R60.



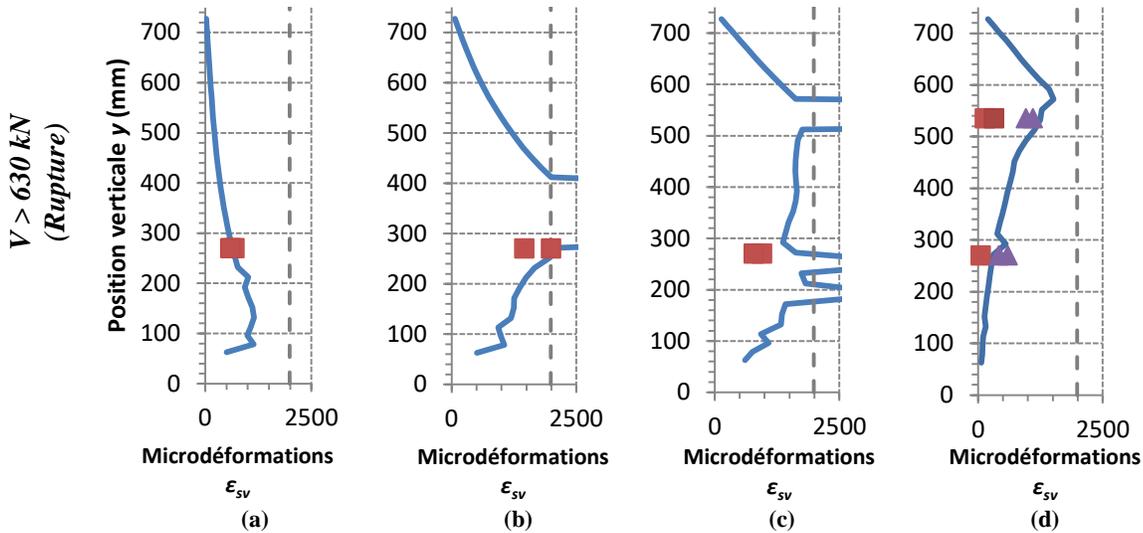


Figure 5-22. Profil de déformation ε_{sv} le long des barres de renforcement depuis l'analyse PEF-R60 avec mesures des jauges de déformation pour les dalles PA2-R60 et PB-R60 aux rangs de renforcement (a) R2, (b) R3, (c) R4 et (d) R5

Il est possible de remarquer que les profils de déformation issus de l'analyse par éléments finis PEF-R60 montrent des pics locaux de déformation à la position où la fissure de cisaillement critique croise les rangs de barres de renforcement ($y \approx 275$ mm pour le rang R3 et à $y \approx 535$ mm pour le rang R4). Cette augmentation de la déformation est similaire à celui observé pour les barres longitudinales (Figure 5-20) causé par la propagation d'une fissure croisant la barre. Généralement, les déformations mesurées par les jauges lors des essais expérimentaux PA2-R60 et PEF-R60 montrés à la Figure 5-22 confirment les déformations prédites lors de l'analyse par éléments finis. Par ailleurs, les profils de déformation prédits par l'analyse numérique PEF-R60 montrent l'apparition de la fissure critique entraîne la plastification des barres de renforcement. En effet, le modèle prédit que la déformation ε_{sv} atteint et dépasse la déformation à la plastification ε_y de 1985 microdéformations ($\varepsilon_y = f_y/E$). Le rang R4, situé plus près de la charge, atteint la plastification lorsque l'effort tranchant V atteint 670 kN. La déformation ε_{sv} prédite dans le rang R5 augmente aussi substantiellement avant la rupture ($V = 700$ kN), sans cependant atteinte la plastification ($\varepsilon_{sv} = 1520 < \varepsilon_y$). Alors que la fissure de cisaillement croise quatre (4) rangs de renforcement, soient de R2 à R5, ceci montre que seuls les deux rangs de renforcements R3 et R4 sont pleinement efficaces et atteignent la plastification des barres à la rupture de la dalle. Ceci appuie les observations faites à partir des résultats expérimentaux présentés au chapitre 4.

5.6. Analyse numérique de dalles post-renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm

Cette section montre les résultats de l'analyse par éléments finis d'une dalle post-renforcée avec espacement longitudinal s_v de 375 mm pour les différents cas de renforcement et les compare aux résultats expérimentaux du chapitre 4.

5.6.1. Courbes de chargement et résistance ultime à l'effort tranchant V_r avec post-renforcement

La Figure 5-23(a) présente les courbes de chargement de l'analyse numérique PEF-R60 de même que celles des dalles expérimentales PA2-R60 et PB-R60 pour un renforcement avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm mis en place à un effort tranchant V_{renf} équivalent à $0,60 V_c$. La Figure 5-23(b) présente les courbes de chargement de l'analyse numérique PEF-R80 de même que celles des dalles expérimentales PB1-R80 et PB2-R80 pour un renforcement avec $s_v = 375$ mm mis en place à un effort tranchant V_{renf} équivalent à $0,80 V_c$. Comme il a été fait au chapitre 4, les courbes de chargement des dalles expérimentales sont ramenées à la même flèche initiale Δ_0 pour fins de clarification. À titre de rappel, les essais ont été effectués en rechargement, soit après une première rupture et donc en présence d'une flèche initiale ($\Delta_0 > 0$). Le Tableau 5-11 résume les résistances atteintes pour chacune des analyses numériques ainsi que la flèche obtenue en comparaison avec les valeurs expérimentales.

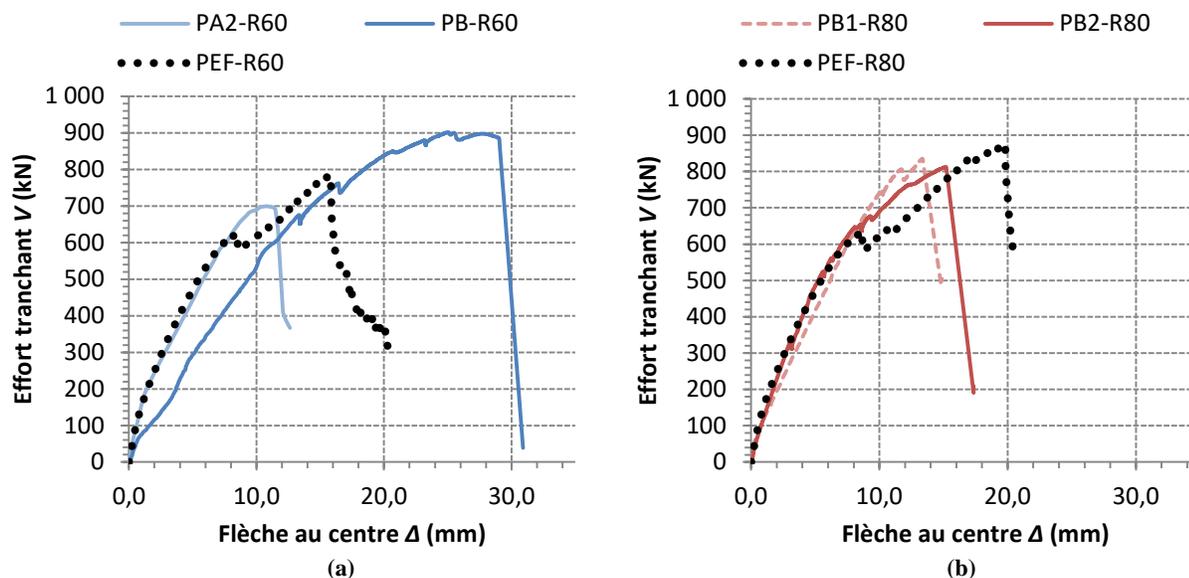


Figure 5-23. Courbes effort tranchant - flèche des analyse numériques et des essais expérimentaux pour une dalle post-renforcée selon un espacement s_v de 375 mm lorsque (a) $V_{renf} = 0,60V_c$ et (b) $V_{renf} = 0,80V_c$

Il est possible de remarquer aux Figure 5-23(a) et (b) que la pente ascendante pré-pic des courbes effort tranchant V – flèche Δ des analyses numériques PEF-R60 et PEF-R80 sont similaires à celles des dalles expérimentales PA2-R60, PB1-R80 et PB2-R80. Comme il a été vu au chapitre 4, la pente initiale moins prononcée de la dalle PB-R60 est causée par la plus faible rigidité des étriers externes suite au chargement à l’ultime de la portée Est de la dalle (voir section 3.5). Le modèle éléments finis PEF-R60 prédit une résistance à l’effort tranchant de 785 kN. Cette résistance se situe entre les résistances à l’effort tranchant mesurées expérimentalement V_r de 700 kN et 902 kN des dalles PA2-R60 et PB-R60 respectivement, soient -12% et +13% d’écart ($1 - V_{r.EF}/V_{r.EXP}$). La flèche à la rupture Δ_{ult} de 15,7 mm dans l’analyse numérique est aussi située entre les flèches de 10,8 mm et 27,7 mm des mêmes dalles expérimentales, soient -45% et +76% d’écart ($1 - \Delta_{ult.EF}/\Delta_{ult.EXP}$). En moyenne, ces résultats montre que le modèle numérique prédit bien la capacité ultime V_r d’une dalle post-renforcée à $V_{renf} = 0,60 V_c$. En comparant avec la dalles contenant des barres transversales collées espacées de 413 mm (section 5.5), l’utilisation d’un espacement de 375 mm au lieu de 413 mm permet d’augmenter la résistance de 85 kN (785 kN versus 700 kN) et la flèche à la rupture de 2,8 mm (15,7 mm versus 12,9 mm), soit des augmentations de 12% et de 22%, respectivement.

Pour un renforcement mis en place à un effort tranchant équivalent à $0,80 V_c$, la résistance à l'effort tranchant V_r prédite par le modèle numérique PEF-R80 est de 876 kN, comparativement à 835 kN et 813 kN mesuré pour les dalles expérimentales PC1-R80 et PC2-R80. Le modèle numérique sous-estime donc de 5% et de 8% les résistances mesurées expérimentalement. Il est intéressant de noter que la résistance obtenue dans l'analyse PEF-R80 est supérieure de 12% à celle obtenue dans l'analyse PEF-R60. L'analyse numérique suggère donc que la résistance V_r puisse varier, voire augmenter, lorsque l'effort tranchant au renforcement V_{renf} est plus important. Au niveau de la flèche à l'ultime Δ_{ult} , celle de 19,7 mm obtenue dans l'analyse PEF-R80 est supérieure à celle observée dans les deux essais expérimentaux, soient 13,3 mm pour PC1-R80 (écart +48%) et 15,2 mm pour PC2-R80 (écart +30%).

Tableau 5-11. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r , gain de résistance, flèche à la rupture et écart avec les valeurs expérimentales moyennes pour les dalles post-renforcées modélisées avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm

	Résistance totale avec renforcements (Éléments finis) $V_{r,EF}$ (kN)	$V_{r,EF} / V_{c,EF}$	Résistance totale avec renforcements (Expérimentale) $V_{r,EXP}$ (kN)	$V_{r,EF} / V_{r,EXP}$	Flèche à la rupture (Éléments finis) $\Delta_{ult,EF}$ (mm)	Flèche à la rupture (Expérimentale) $\Delta_{ult,EXP}$ (mm)	$\Delta_{ult,EF} / \Delta_{ult,EXP}$
PEF-R60	785	1,73	801	0,98	15,7	19,3	0,81
PEF-R80	876	1,93	824	1,06	19,7	14,3	1,38

5.6.2. Fissuration

Les patrons de fissuration à la rupture des analyses PEF-R60 et PEF-R80 sont présentés aux Figure 5-24(a) et (b) respectivement. Dans ces figures, les fissures prédites par le modèle numérique sont superposés aux fissures observées expérimentalement à la rupture des dalles expérimentales PB-R60 et PC1-R80. Les fissures principale de cisaillement observés expérimentalement et numérique sont respectivement illustré en vert et par des traits gras rouges, alors que les fissures secondaires des dalles sont illustrées en gris et par des traits rouges fins.

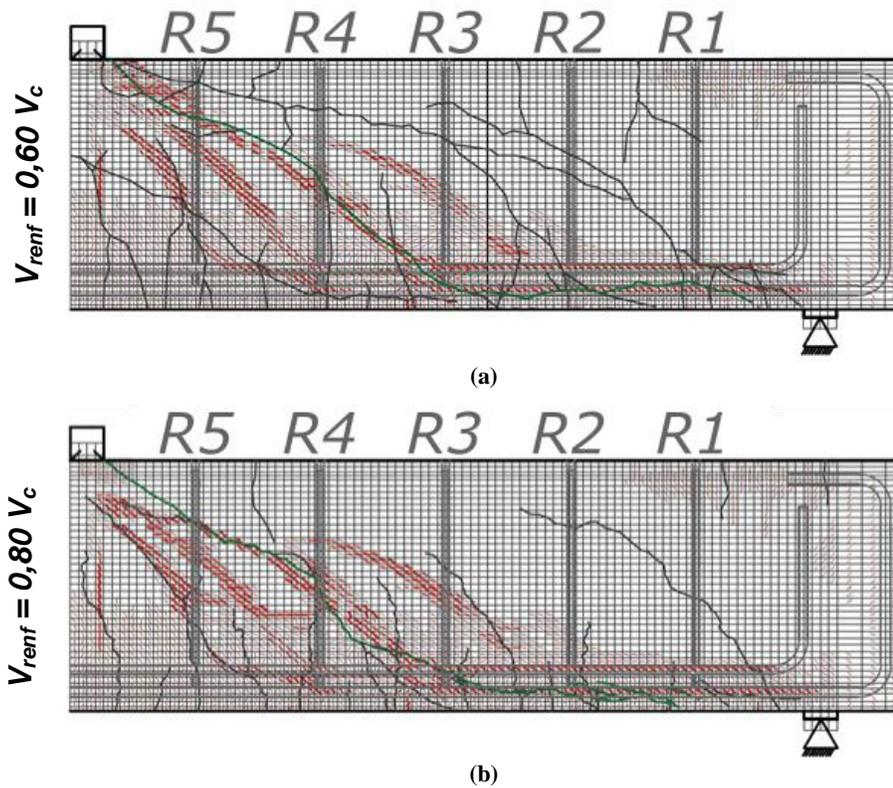


Figure 5-24. Superposition des patrons de fissuration à la rupture de l'analyse numérique et expérimentaux de (a) l'analyse PEF-R60 et la dalle PB-R60 et de (b) l'analyse PEF-R80 et la dalle PC1-R80

Pour les deux cas de renforcement présentés à la Figure 5-24, il est possible de remarquer que l'analyse par éléments finis montre une trajectoire de fissure principale de cisaillement comparable à celle des dalles testées expérimentalement. En comparant avec les dalles expérimentales PB-R60 et PC1-R80, la position de la fissure principale au droit des renforcements obtenue dans les analyses numériques ne varie que de 10 mm par rapport aux essais expérimentaux. Ainsi, à la manière de ce qui a été observé au chapitre 4, les analyses PEF-R60 et PEF-R80 indiquent toutes deux que la fissure principale de cisaillement croise 3 rangs de renforcements, soit les rangs R3 à R5. Tout comme les essais expérimentaux, l'analyse numérique indique que la fissure de cisaillement est plus inclinée lorsque l'espacement longitudinal s_v des barres transversales est de 375 mm plutôt que 413 mm. Cette constatation est observable à la fois pour les dalles renforcées à V_{renf} équivalant à $0,60 V_c$ qu'à $0,80 V_c$. Il est aussi possible de remarquer la distribution des fissures secondaires dans les dalles expérimentales qui est sensiblement reprise dans les modèles numériques.

5.6.3. Calcul de la résistance ultime avec armature transversale V_r selon la méthode CSA S6-14

L'évaluation de la résistance ultime à l'effort tranchant des dalles modélisée avec armature transversale V_r selon la méthode générale de la norme CSA S6-14 est de 793 kN. Le Tableau 5-12 présente l'écart entre cette résistance et celle des dalles analysées numériquement pour un post-renforcement adhérent selon le cas de renforcement.

Tableau 5-12. Résistance ultime à l'effort tranchant avec armature transversale V_r calculé par la norme CSA S6-14 et écart avec les analyses numériques pour chaque cas de renforcement avec un espacement s_v de 375 mm.

Cas de renforcement	Résistance ultime (É.F.) $V_{r.EF}$ (kN)	Résistance ultime (Norme) $V_{r.S6}$ (kN)	$V_{r.EF}/V_{r.S6}$	$V_{r.EXP}/V_{r.S6}$ (DALLES EXP)
$V_{renf} = 0,60 V_c$	785	793	0,99	1,02
$V_{renf} = 0,80 V_c$	876		1,10	1,02

Il est possible de remarquer à partir du Tableau 5-12 que la résistance V_r calculée par les analyses par éléments finis est près de celle calculée par la norme CSA S6-14. En effet, le ratio entre la résistance prédite par éléments finis $V_{r.EF}$ et celle calculée par la norme $V_{r.S6}$ est de 0,99 et de 1,10 pour un renforcement fait à $V_{renf} = 0,60 V_c$ et $0,80V_c$ respectivement. Ceci concorde avec les résistances mesurées expérimentales se situant à 2% au-dessus de la valeur normative $V_{r.S6}$. Ainsi, tant les analyses par éléments finis que les essais expérimentaux semblent montrer que la résistance développée dans une dalle post-renforcée avec barres ancrées à l'époxy est similaire à celle d'une dalle armée d'étriers coulés en place. Cette similitude est applicable tant pour un renforcement effectué à un effort tranchant V_{renf} équivalent à $0,60 V_c$ ou $0,80 V_c$. Pour un renforcement adhérent mis en place sans chargement ($V_{renf} = 0$ kN), une telle similitude de résistance avec étriers coulés en place avait été observée dans l'étude de Cusson (2012) pour un même rapport d'espacement sur profondeur de cisaillement s_v / d_v de 0,60.

5.6.4. Déformation des barres d'armature longitudinales

À l'image de la section 5.5.4, les résultats détaillés des déformations de barres d'armature longitudinale présentés dans cette sous-section sont ceux de l'analyse numérique PEF-R60 en comparaison avec les résultats expérimentaux des dalles PB-R60 et PA-R60 présentés au chapitre 4. Étant donné le volume important de données, les résultats pour les autres dalles sont disponibles à l'Annexe N.

La Figure 5-19(a) présente la déformation ϵ_{sx} de l'armature longitudinale en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle modélisée PEF-R60. Pour fin de comparaison, la Figure 5-19(b) présente les déformations présentées au chapitre 4 pour la dalle PB-R60. La courbe d'effort tranchant-flèche pour chaque dalle est superposée à ces deux figures.

La Figure 5-25(a) présente la déformation ϵ_{sx} de l'armature longitudinale en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle modélisée PEF-R60. Pour fins de comparaison, la Figure 5-25(b) présente les déformations présentées au chapitre 4 pour la dalle PB-R60. Cette courbe comprend deux phases de chargement (section 3.5), soit une première phase associée à la rupture de la portée Est ($s_v = 413$ mm) et un rechargement conduisant à la rupture la portée Ouest ($s_v = 375$ mm) de la dalle PB-R60.

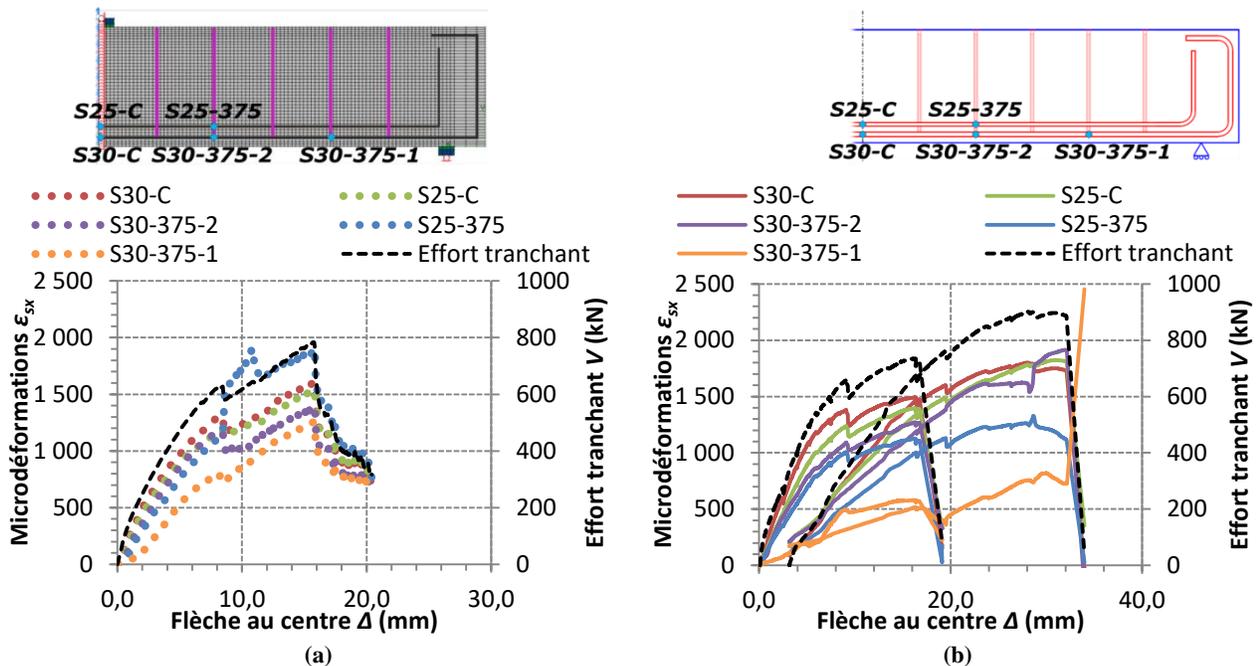


Figure 5-25. Déformation des armatures longitudinales ϵ_{sx} lors du chargement (a) de la dalle modélisée PEF-R60 et (b) de la dalle PB-R60 post-renforcées selon un espacement s_v de 375 mm

Il est possible de remarquer à la Figure 5-25(a) que la déformation ϵ_{sx} prédites par le modèle PEF-R60 aux positions des jauges S30-C, S25-C et S30-375-2 évolue similairement aux mesures expérimentales des jauges (Figure 5-25[b]). Avant la propagation de la fissure critique diagonale et une flèche de 8.2 mm, la déformation ϵ_{sx} à la position S25-375 du modèle numérique évolue aussi de façon similaire à la mesure de jauge homologue expérimentale. Par la suite, la déformation augmente rapidement et atteint une valeur maximale de $\epsilon_{sx} = 1885$ microdéformations à une flèche $\Delta = 10,7$ mm. Cette valeur maximale est atteinte alors que la fissure critique se propage le long du rang d'armature 25M. En comparant avec les mesures expérimentales à la Figure 5-25(b), la déformation ϵ_{sx} mesurée à la jauge S25-375 ne dépasse pas 1306 microdéformations. Cette différence de comportement des barres s'explique par la propagation de la fissure critique diagonale le long des barres longitudinales présentée à la Figure 5-24(a). En effet, l'analyse par éléments finis prédit que la fissure critique diagonale se propage le long du rang supérieur d'armature longitudinale (25M), formant ainsi une fissuration en délaminage. Expérimentalement, cette fissuration se propage plutôt le long du rang inférieur de l'armature longitudinale (30M). Pour un effort tranchant V de 785 kN, l'analyse numérique indique à la position S30-375-2 une déformation ϵ_{sx} de 1350 (Figure 5-25[a]) alors qu'elle est de 1508 à la jauge S30-375-2 de la dalle PB-R60 (Figure 5-25[b]). À titre de rappel, il a été relevé au chapitre 4 que la jauge S30-375-1 était défectueuse lors des essais, d'où les mesures disparates par rapport à sa position homologue dans l'analyse PEF-R60.

La Figure 5-26 présente le profil des déformations ϵ_{sx} déterminées depuis l'analyse par éléments finis PEF-R60 le long des armatures longitudinales et des barres de renforcement pour quatre niveaux d'effort tranchant, soient au renforcement ($V \approx 285$ kN), avant et après la propagation de la fissure critique de cisaillement ($V \approx 675$ kN et $V \approx 735$ kN respectivement) et à la rupture ($V \approx 800$ kN). Les Figure 5-26(a) et (b) présentent l'évolution du profil de déformation ϵ_{sx} le long des rangs d'armature 25M et 30M respectivement. Sur ces figures sont aussi présentées ponctuellement les mesures des jauges de déformation mesurée au même niveau d'effort tranchant V lors des essais sur les dalles PA2-R60 et PB-R60.

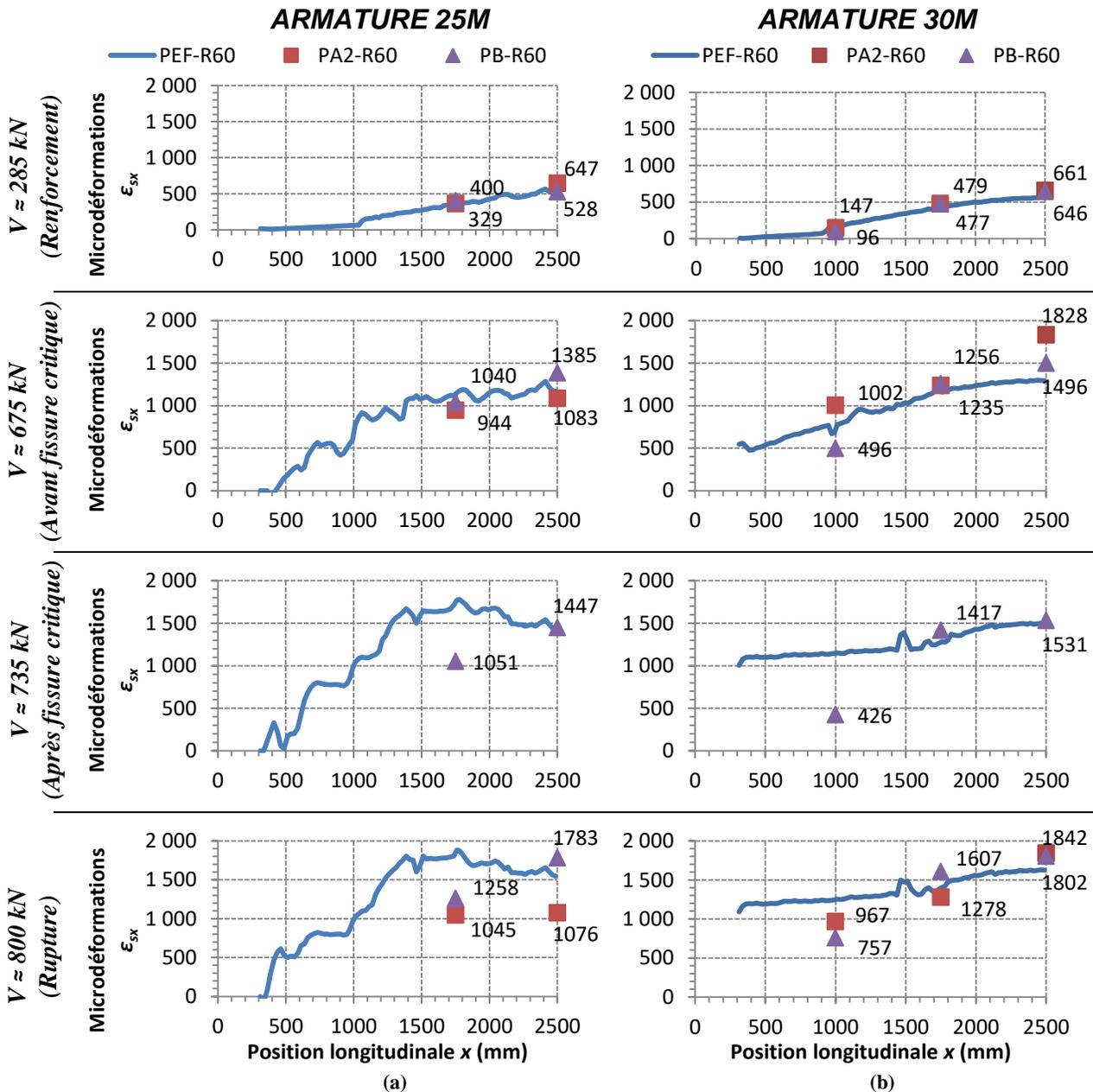
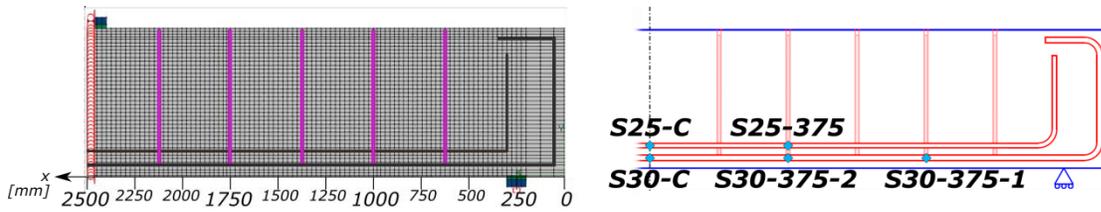


Figure 5-26. Progression du profil de déformation ϵ_{sx} le long des armatures longitudinales (a) 25M et (b) 30M de l'analyse numérique PEF-R60 pour quatre niveaux d'effort tranchant V et comparaison avec les mesures expérimentales

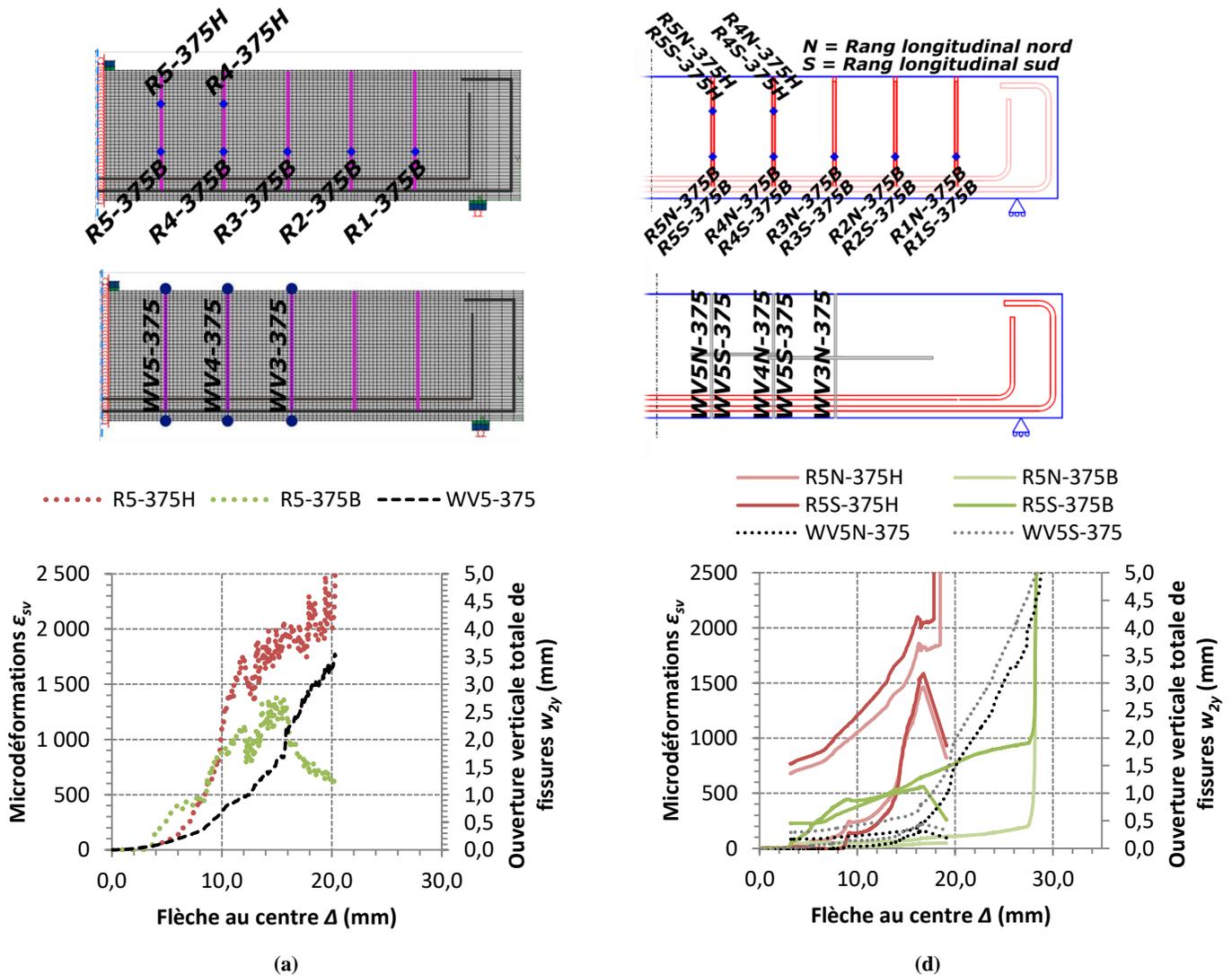
Il est possible d'observer sur les Figure 5-26(a) et (b) que les déformations ϵ_s mesurées expérimentalement sont assez près de celles déterminées par élément fini. Toutefois, suite à la propagation de la fissure critique ($V = 735$ kN et $V = 785$ kN), il est possible de remarquer à la Figure 5-26(a) que les déformations ϵ_{sx} tirées de l'analyse par éléments finis PEF-R60 augmentent significativement le long des barres 25M entre les positions $x = 1375$ mm et $x = 2065$ mm. Dans cette analyse, la fissure critique de cisaillement croise le rang d'armature 25M à une position $x = 1387$ mm, soit juste au droit du rang de renforcement R3. Le délaminage du rang d'armature 25M lors de la propagation de la fissure de cisaillement est à l'origine de cette augmentation importante des déformations. Également, les mesures expérimentales de déformation à la position $x = 1375$ mm ($\epsilon_{sx} = 1051$) sont inférieures à celle prédites par l'analyse numérique ($\epsilon_{sx} = 1750$), soit un écart de 67%. L'analyse numérique surestime donc les déformations de la barre 25M à cette position. Cette surestimation de la déformation montre donc que le modèle surestime la fissuration en délaminage le long du rang supérieur d'armature longitudinale (25M). Toutefois, les autres points expérimentaux de mesure de déformations montrent que le modèle prédit adéquatement le reste du profil de déformations.

5.6.5. Déformation des barres de renforcement et ouverture verticale totale de fissures

Les Figure 4-10(a) à (c) présentent la déformation ϵ_{sv} des barres transversales prédites par le modèle numérique PEF-R60 en fonction de la flèche Δ aux mêmes positions que les jauges de déformation expérimentales. Les Figure 4-10(d) à (f) montrent la déformation mesurée par les jauges de la dalle PB-R60. Les mesures présentées sont celles des jauges aux rangs R5, R4 et R3. Pour fin de comparaison, l'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} mesurée à la position des barres transversales est présentée à la Figure 5-28. L'ensemble des résultats de déformation et d'ouverture de fissures issus des modèles éléments finis sont présentés à l'Annexe O. À noter que les mesures expérimentales permettent d'obtenir une déformation pour chacune des deux barres constituant un rang (deux [2] courbes par jauges), alors que le modèle numérique prédit une déformation moyenne pour toutes les barres d'un même rang (une [1] courbe par jauge). Les

déformations prédites numériquement sont donc nommées relativement au rang de barres (par exemple, R5-413H).

La déformation ϵ_{sv} des barres transversales prédites par le modèle numérique PEF-R60 en fonction de la flèche Δ aux mêmes positions que les jauges de déformation expérimentales est présentée aux Figure 5-27(a) à (c). La déformation mesurée par les jauges de la dalle PB-R60 est montrée aux Figure 5-27(d) à (f). L'ouverture verticale totale des fissures w_{2y} vis-à-vis des barres transversales est présentée à la la Figure 5-27.



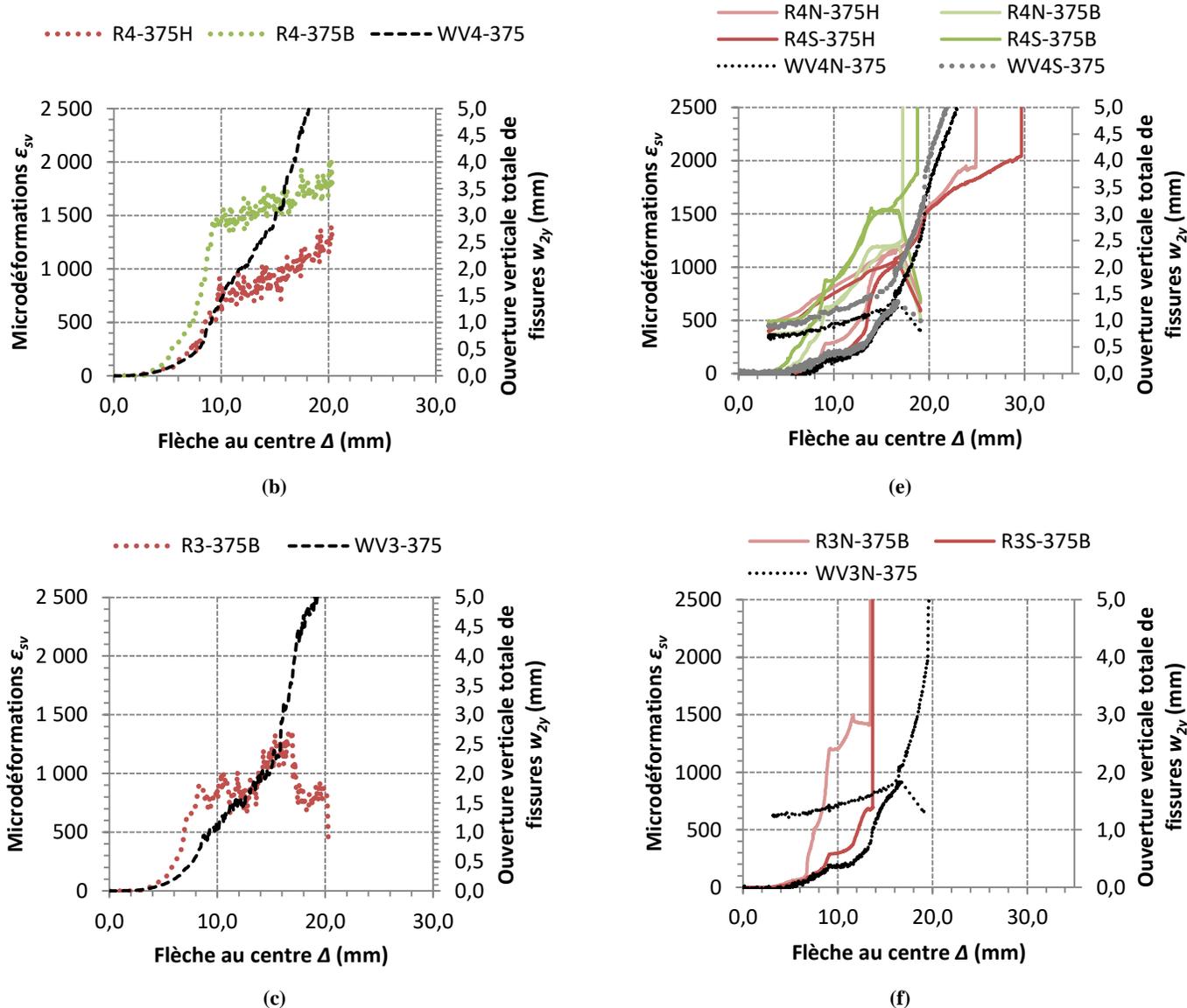


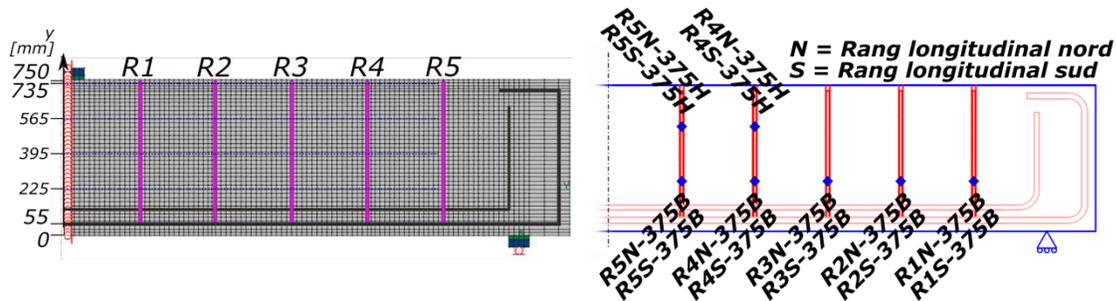
Figure 5-27. Déformation ϵ_{sv} des barres de renforcement des rangs (a,d) R5, (b,e) R4 et (c,f) R3 en fonction de la flèche Δ mesurée au centre de la dalle comparées avec ouverture verticale totale de fissures w_{2y} pour (a, b, c) l'analyse par éléments finis PEF-R60 et (d, e, f) la dalle PB-R60 pour un espacement $s_v = 375$ mm

Les résultats présentés à la Figure 5-27 montrent que le modèle numérique PEF-R60 reproduit bien la déformation des barres de renforcement au niveau des jauges R5-375H, R4-375H et R4-375B. Pour la jauge R5-375B, le modèle prédit de plus grandes déformations ce qui a été mesuré expérimentalement dans la dalle PB-R60. Cette différence s'explique par la prédiction d'une fissuration diagonale plus importante près de cette jauge dans le modèle que ce qui a été observé expérimentalement (se référer à la Figure 5-24[a]). Par ailleurs, il est possible d'observer aux Figure 5-27(b) et (e) que les courbes déformations ϵ_{sv} - flèche Δ numériques et expérimentales aux positions R4-375H et R4-

375B sont similaires jusqu'à $\Delta = 15,8$ mm. À partir de cette flèche, le modèle numérique prédit la rupture de la dalle alors que le chargement s'est poursuivi pour la dalle PB-R60. Ceci explique, d'une part, pourquoi les déformations ϵ_{sv} mesurées expérimentalement à la position R4-375H ($\epsilon_{sv} \approx 2000$ à $\Delta \approx 25,0$ mm) surpassent celles prédites numériquement ($\epsilon_{sv} < 1300$). D'autre part, la Figure 5-24(a) montre qu'une fissure secondaire se développe dans la dalle PB-R60 au-dessus de la fissure critique de cisaillement. L'autopsie de la dalle PB-R60 à la section 4.6.6 (chapitre 4) a d'ailleurs révélé l'endommagement de l'époxy au droit de cette fissure secondaire, indiquant un niveau important de déformation de la barre transversale. L'absence de cette fissure dans le modèle numérique a fait en sorte que la déformation ϵ_{sv} prédite à la position R4-375H (Figure 5-27[b]) est plus faible que celle mesurée par les jauges R4N-375H et R4S-375H (Figure 5-27[e]).

Au niveau de l'ouverture verticale totale de fissures w_{2y} , l'évolution de ces ouvertures en fonction de la flèche Δ au droit des barres de renforcement est bien évaluée par l'analyse éléments finis PEF-R60 (Figure 5-27[a] à [c]) par rapport à celles mesurées lors de l'essai sur la dalle PB-R60 (Figure 5-27[d] à [f]). Toutefois, les mesures d'ouverture w_{2y} prédites par l'analyse numérique se situent à une flèche Δ environ 6 mm plus faible que dans l'essai expérimental (translation vers la gauche).

Les Figure 5-28(a) à (d) comparent les profils de déformation ϵ_{sv} le long des barres de renforcement prédits par l'analyse éléments PEF-R60 aux mesures expérimentales, avant et après la propagation de la fissure critique de cisaillement ($V \approx 675$ et 735 kN, respectivement), et à la rupture de la dalle ($V \approx 800$ kN).



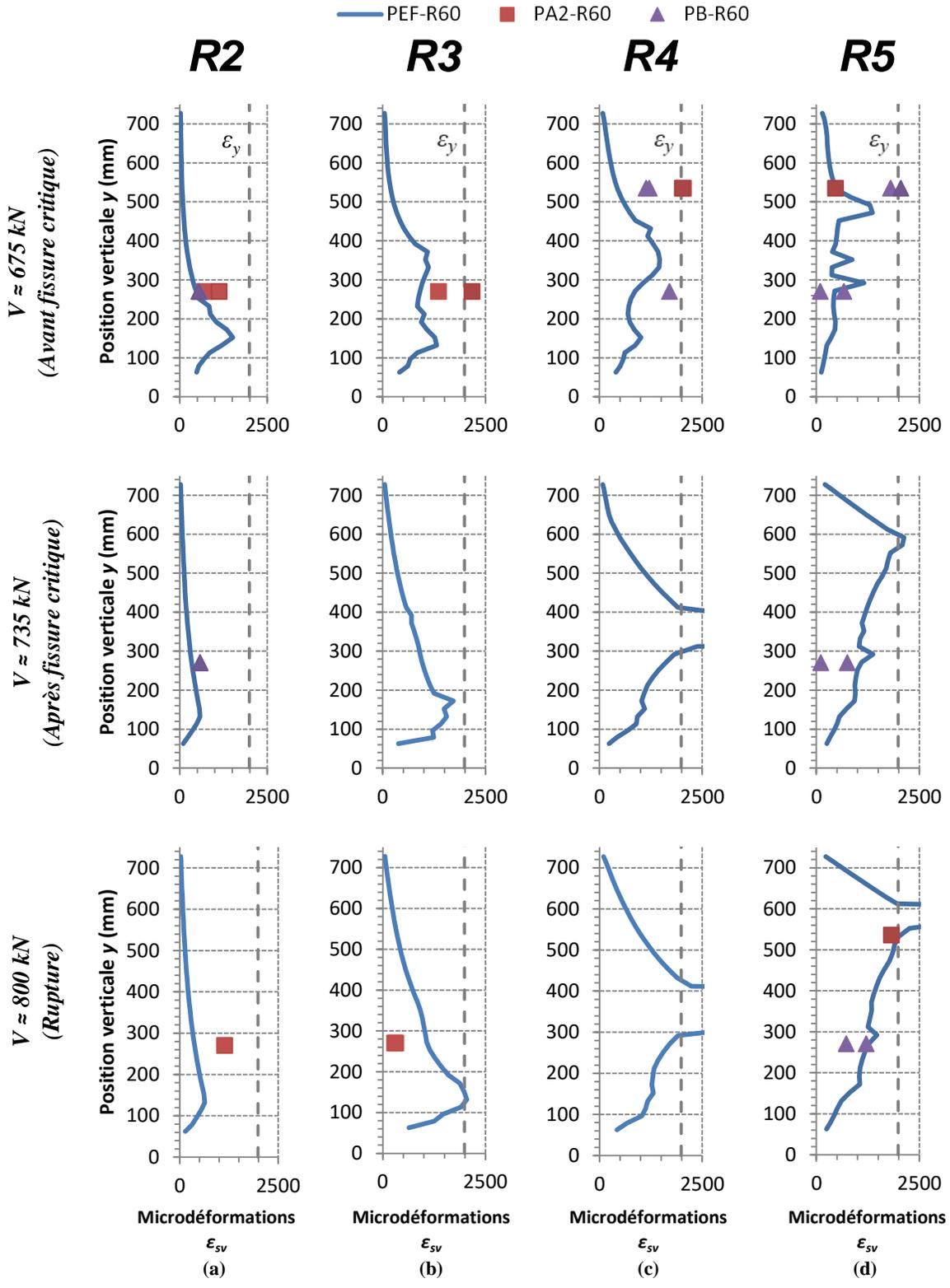


Figure 5-28. Profil de déformation le long des barres transversales de renforcement depuis l'analyse PEF-R60 avec mesures des jauges de déformation pour les dalles PA2-R60 et PB-R60 aux rangs de renforcement (a) R2, (b) R3, (c) R4 et (d) R5

Il est possible d'y que le profil des déformations ϵ_{sv} issues de l'analyse par éléments finis PEF-R60 indiquent la plastification ($\epsilon_{sv} > \epsilon_y$) des barres aux rangs de renforcement adhérent R4 et R5 à une position y d'environ 350 mm et 590 mm respectivement lorsque la dalle atteint la rupture ($V = 785$ kN). Ces positions correspondent à celles de la fissure de cisaillement au droit des barres. Les barres du rang R3 atteignent une déformation ϵ_{sv} de 1978 à la rupture, tout juste inférieure à ϵ_y . Ceci montre que deux (2) rangs de renforcement (R4 et R5) sont pleinement efficaces à la résistance à l'effort tranchant. Ces mesures numériques sont corroborées par l'observation expérimentale de la plastification de ces deux rangs de barres relevée au chapitre 4.

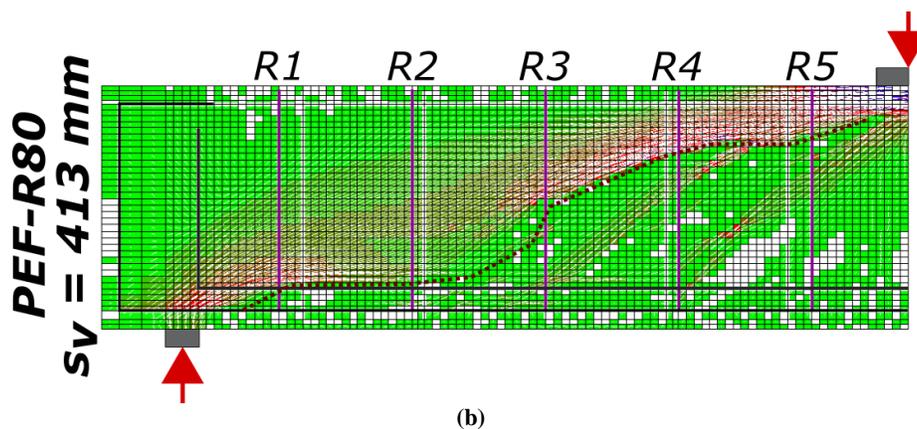
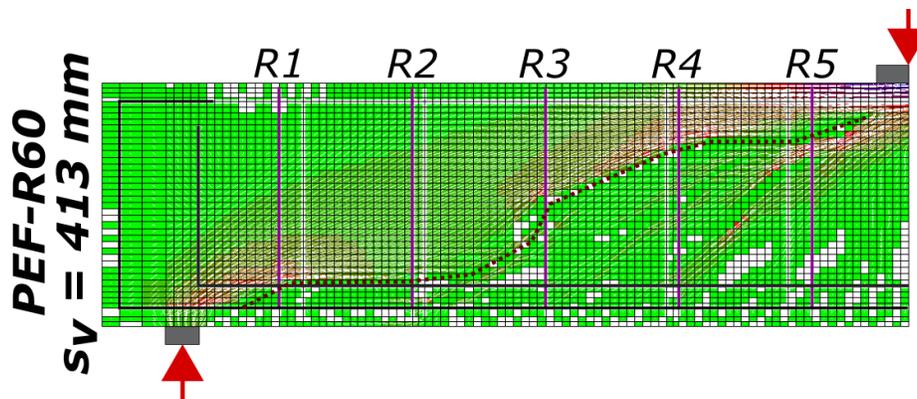
Par ailleurs, à l'image de ce qui a été observé à la section 5.5.5, la figure 5-27 montre que la plastification est d'abord atteinte dans le rang R4, soit le rang de renforcements pleinement efficaces le plus éloigné de la charge. En effet, les barres du rang R4 plastifient avec l'ouverture de la fissure critique ($V = 735$ kN) alors que celles du rang R5 plastifient avec l'augmentation de l'effort tranchant V jusqu'à des valeurs avoisinant la rupture ($V = 785$ kN). Somme toute, les mesures expérimentales de déformations ϵ_{sv} montrées sur les Figure 5-28(a) à (d) démontrent une bonne correspondance avec celles issues de l'analyse PEF-R60.

5.7. Évaluation des mécanismes de résistance à l'effort tranchant

À l'issu de l'analyse par éléments finis présentée aux sections précédentes, il semble que le logiciel d'analyse par éléments finis VecTor reproduit adéquatement le comportement de dalles épaisses renforcées à l'effort tranchant sous un chargement de service. Ainsi, cet outil est utilisé dans cette section afin de mieux comprendre et d'évaluer la contribution des principaux mécanismes de résistance à l'effort tranchant (section 2.1) contribuant à la résistance des dalles post-renforcée. Tel que présenté à la section 2.3, la résistance ultime à l'effort tranchant V_r est typiquement la somme de la contribution des armatures transversales V_s à la fissure critique, de l'enchevêtrement des granulats V_c à cette même fissure critique, et de la résistance supplémentaire du béton en zone comprimée (noté ici V_{bnf}). L'évaluation de la contribution de ces deux mécanismes est présentée dans cette section.

5.7.1. Contribution des barres transversales de renforcement V_s

La contribution à la résistance à l'effort tranchant des barres transversales de renforcement V_s , c'est-à-dire l'armature transversale des dalles post-renforcée, correspond à la somme des efforts de traction développés dans les barres croisant la fissure de cisaillement (Massicotte, 2013). Lorsque des efforts principaux de compression se développent entre la charge et l'armature longitudinale au bas de la dalle, l'armature transversale permet de transmettre le champ de compression développé d'un côté de la fissure de cisaillement vers l'autre côté. Ceci permet le cheminement des efforts de la charge vers l'appui en présence de fissures. La Figure 5-29 montre la distribution du champ de compression prédite par les modèles PEF-R60 et PEF-R80 évalués chacun avec s_v de 413 mm et 375 mm au moment où la charge maximale est atteinte ($V \approx V_r$). Pour chaque élément de béton (rectangle) présenté aux Figure 5-29(a) et (b), la ligne blanche indique l'orientation de la contrainte principale de compression et la couleur indique l'intensité de cette contrainte selon la légende jointe. Les rangs de renforcements sont indiqués par les lignes grises. La position de la fissure critique diagonale est également présentée sur ces figures.



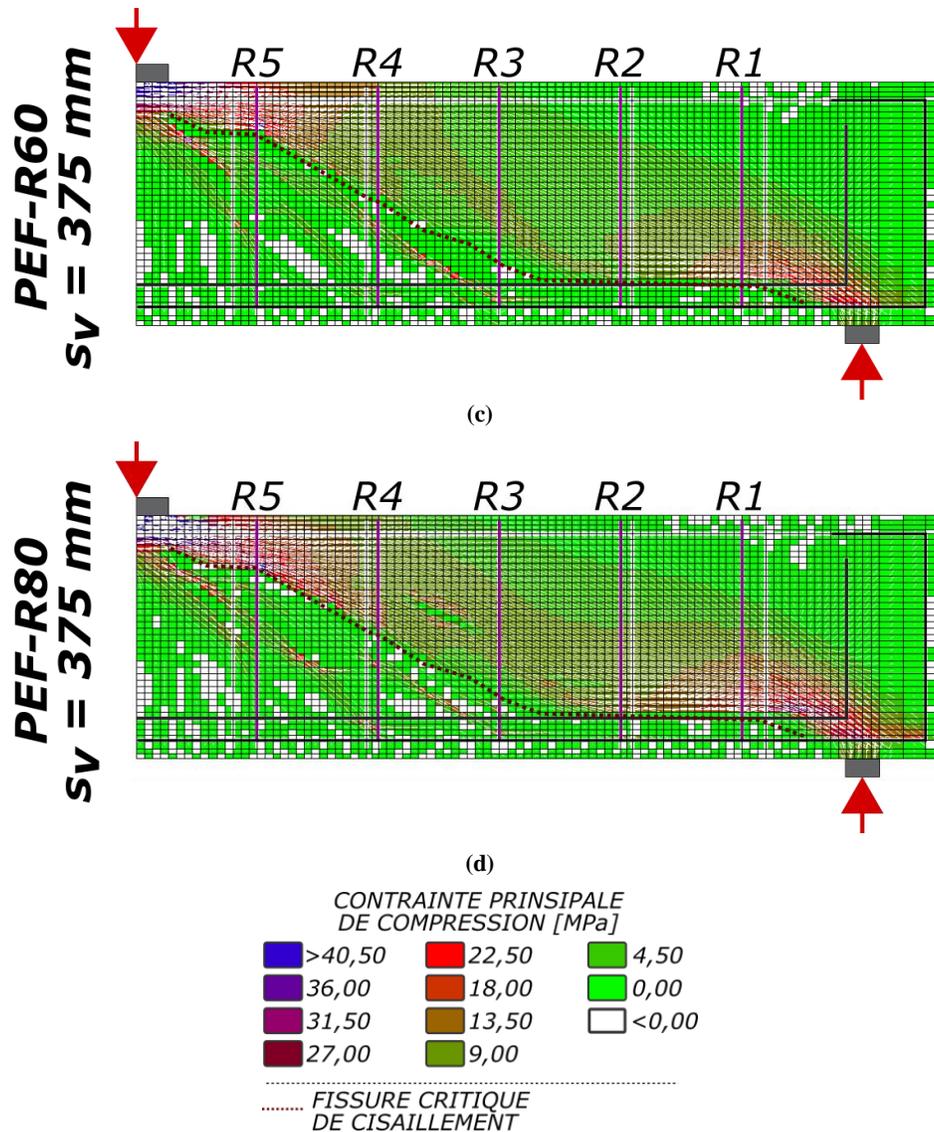


Figure 5-29. Distribution du champ de contraintes principales de compression dans les éléments de béton près de la rupture ($V = V_r$) pour les analyses par éléments finis (a) PEF-R60 avec $s_v = 413 \text{ mm}$, (b) PEF-R80 avec $s_v = 413 \text{ mm}$, (c) PEF-R60 avec $s_v = 375 \text{ mm}$ et (d) PEF-R80 avec $s_v = 375 \text{ mm}$.

D'après ce qui a été discuté dans les sections précédentes, 4 rangs de renforcements (R2 à R5) interceptent la fissure de cisaillement dans la dalle PEF-R60 et PEF-R80 avec $s_v = 413 \text{ mm}$. Les barres transversales permettent le cheminement des contraintes principales de compression de la charge vers l'appui, à la manière d'un treillis (se référer à la section 2.1.5. du chapitre 2). D'après l'analyse de ces dalles présentée à la Figure 5-29(a) et (b), les lignes du champ de compression situées sous la fissure de cisaillement s'étendent effectivement de la charge vers le bas des rangs de renforcement R2 à R5. Cela signifie que quatre (4) rangs de barres transversales contribuent au cheminement des contraintes principales de compression à travers la fissure de cisaillement par le développement de

contraintes de traction au droit de la fissure. De fait, ces quatre (4) rangs de barres contribuent à la résistance ultime de la dalle à l'effort tranchant. L'analyse des dalles PEF-R60 et PEF-R80 avec $s_v = 375$ mm montré à la Figure 5-29(c) et (d) montre également que trois (3) rangs de renforcements (R3 à R5) sont touchés par les lignes du champ de compression situées sous la fissures principales. Ces trois (3) rangs de barres transversales contribuent à la résistance à l'effort tranchant de la dalle.

Ainsi, la contribution des barres transversales de renforcement V_s à la résistance à l'effort tranchant peut se calculer par la sommation des forces de traction T_{sv} reprises par chaque barre de renforcement à travers la fissure de cisaillement. À titre de rappel, chaque rang de renforcement se compose de 2 barres 15M avec une aire sectionnelle combinée A_v de 400 mm². Le Tableau 5-13 présente le sommaire des contraintes σ_{sv} maximales et des forces de traction T_{sv} dans chaque rang de renforcement contributif à la résistance V_s pour chacune des quatre (4) analyses numériques de dalle post-renforcée.

Tableau 5-13. Contraintes σ_{sv} maximale et forces de traction T_{sv} dans chaque rang de renforcement contributif à la résistance à l'effort tranchant V_s à la rupture pour les quatre (4) analyses numériques de dalle post-renforcée sous charge

		s_v (mm)	Rang de renforcements			
			R2	R3	R4	R5
FB-R60	413	$\sigma_{sv,max}$ (MPa)	236	405	422	304
		T_{sv} (kN)	94	162	169	122
FB-R80	413	$\sigma_{sv,max}$ (MPa)	160	414	449	403
		T_{sv} (kN)	64	165	179	161
FB-R60	375	$\sigma_{sv,max}$ (MPa)	-	401	440	403
		T_{sv} (kN)	-	160	176	161
FB-R80	375	$\sigma_{sv,max}$ (MPa)	-	363	457	403
		T_{sv} (kN)	-	145	183	161

Il est possible de remarquer au Tableau 5-13 que, pour un même espacement des barres transversales s_v , la contrainte σ_{sv} maximale dans les barres de renforcement adhérentes est plus élevées dans le rang le plus loin de la charge (R2 pour $s_v = 413$ mm et R3 pour $s_v = 375$ mm) lorsque le renforcement est mis en place à $V_{renf} = 0,60 V_c$ qu'à $V_{renf} = 0,80 V_c$. À l'opposé, les contraintes sont plus faibles dans le rang le plus près de la charge (R5 pour les

deux espacements s_v) lorsque le renforcement est mis en place à $V_{renf} = 0,60 V_c$ qu'à $V_{renf} = 0,80 V_c$.

Le Tableau 5-14 présente la contribution à l'effort tranchant des renforcements V_s par sommation des forces T_{sv} pour chaque analyse numérique. Cette contribution est comparée à la résistance ultime V_r déterminée pour chaque dalle modélisée.

Tableau 5-14. Contribution à la résistance à l'effort tranchant des renforcements V_s et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles modélisées

	V_s (kN)	V_r (kN)	V_s / V_r
FB-R60-413	547	700	0,78
FB-R80-413	570	730	0,78
FB-R60-375	499	785	0,63
FB-R80-375	491	876	0,56

Les résultats présentés au Tableau 5-14 indiquent que, pour des renforcements espacés longitudinalement de $s_v = 413$ mm, la part de la résistance ultime à l'effort tranchant V_r fournie par les renforcements V_s est plus importante (78% de la résistance totale) que si les renforcements sont espacés à $s_v = 375$ mm (56% à 63% de la résistance totale). Pour les dalles analysées, la contribution des autres mécanismes résistance à l'effort tranchant est donc plus importante lorsque les renforcements sont plus rapprochés. Ceci est attribuable à la position et à l'inclinaison de la fissure principale de cisaillement. En effet, cette fissure critique est plus inclinée dans les dalles renforcées par des barres transversales faiblement espacées. Ainsi, 4 barres de renforcements sont interceptées par cette fissure dans les dalles FB-R60-413 et FB-R80-413, alors que trois barres sont interceptées dans les dalles FB-R60-375 et FB-R80-375 (Tableau 5-13).

5.7.2. Contribution du béton V_b et cisaillement en zone comprimée non-fissurée V_{bnf}

Tel que vu à la section 2.1, plusieurs mécanismes de résistance à l'effort tranchant sont développés dans le béton armé. La Figure 5-30 illustre la plupart de ces mécanismes.

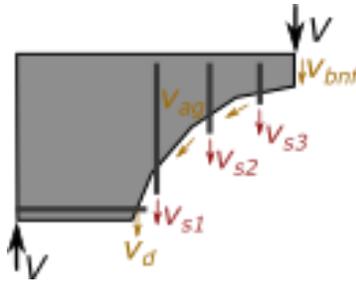


Figure 5-30. Schéma des mécanismes de résistance à l'effort tranchant dans le béton armé

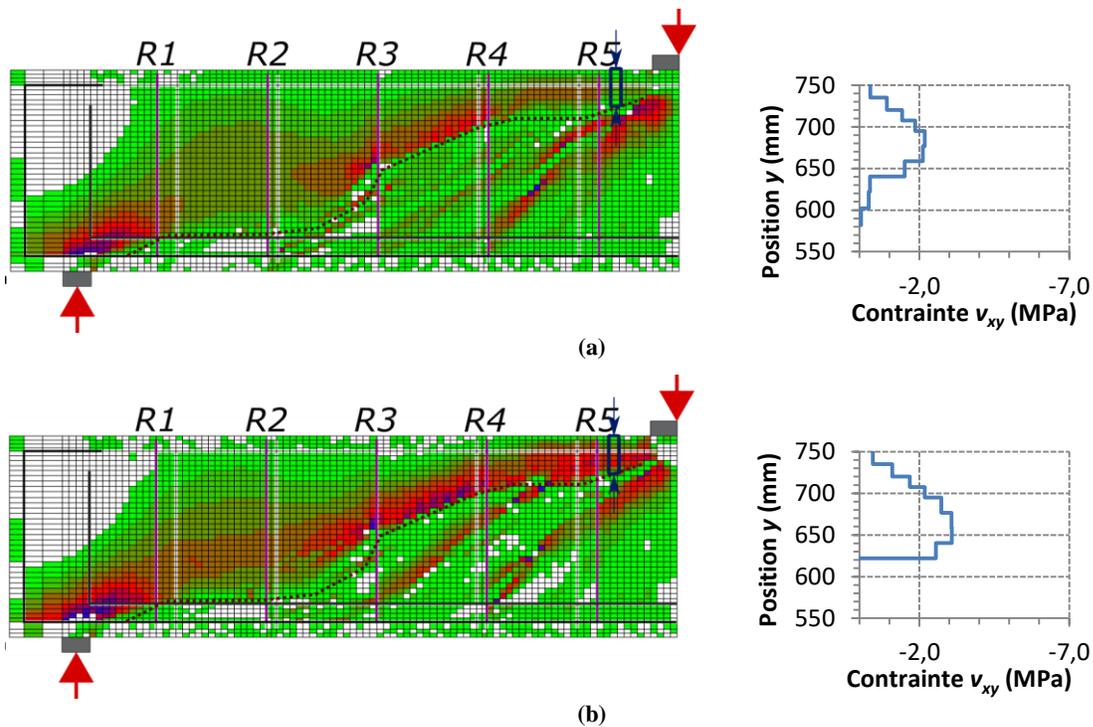
Tous les mécanismes hormis les barres transversales (section précédente) sont considérés comme des mécanismes issus du béton (Figure 5-30 en doré). Leur contribution à la résistance ultime à l'effort tranchant est calculée comme $V_r - V_s = V_b$. La contribution du béton à l'effort tranchant pour chaque analyse est présentée au Figure 5-15.

Tableau 5-15. Contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant

	V_b (kN)	V_r (kN)	V_b / V_r
FB-R60-413	153	700	0,23
FB-R80-413	160	730	0,22
FB-R60-375	287	785	0,37
FB-R80-375	389	876	0,44

Les résultats montrés au Tableau 5-15 montrent que la contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r des dalles post-renforcée sous charge est plus importante lorsque l'espacement longitudinal s_v entre renforcements est petit. En effet, cette contribution est d'environ 23% lorsque $s_v = 413$ mm alors qu'elle varie entre 37% et 44% lorsque $s_v = 375$ mm. Il est toutefois intéressant de remarquer que, pour un espacement s_v de 375 mm, la résistance développée par le béton V_b est beaucoup plus grande lorsque $V_{renf} = 0,80 V_c$. En effet, même si la résistance développée par les renforcements V_s est pratiquement la même pour les deux cas de renforcement, soient 497 kN lorsque $V_{renf} = 0,60 V_c$ et 491 kN lorsque $V_{renf} = 0,80 V_c$ (Tableau 5-14), la résistance développée par le béton V_b est de 286 kN lorsque $V_{renf} = 0,60 V_c$ et de 385 kN lorsque $V_{renf} = 0,80 V_c$ (26% de plus). Selon les analyses par éléments finis, il semble que pour un rapport d'élancement a / d de 3,30, une part importante de la résistance ultime à l'effort tranchant est développé par le béton.

Le béton non-fissuré de la zone en compression d'une dalle fléchie permet le développement d'un champ de contraintes principales au-dessus de la fissure critique de cisaillement permettant de transférer les efforts de la charge vers l'appui. La section de béton comprimée située au-dessus de la fissure de cisaillement, près de la charge, se déforme, par le fait-même, en cisaillement. Or, les contraintes de cisaillement développées dans cette partie du béton contribuent à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r de la dalle armée transversalement (Figure 5-30). Pour déterminer la contribution du béton non-fissuré en zone comprimée V_{bnf} , la contrainte de cisaillement v_{xy} de chaque élément de béton dans la partie supérieure à la fissure de cisaillement près de la charge a été relevée. L'effort tranchant total a été obtenu en intégrant les contraintes v_{xy} sur la surface de béton. Les Figure 5-31(a) à (d) montrent, pour chaque analyse de dalle post-renforcée, la distribution des contraintes de cisaillement v_{xy} et le profil de ces contraintes sur la section de béton comprimée.



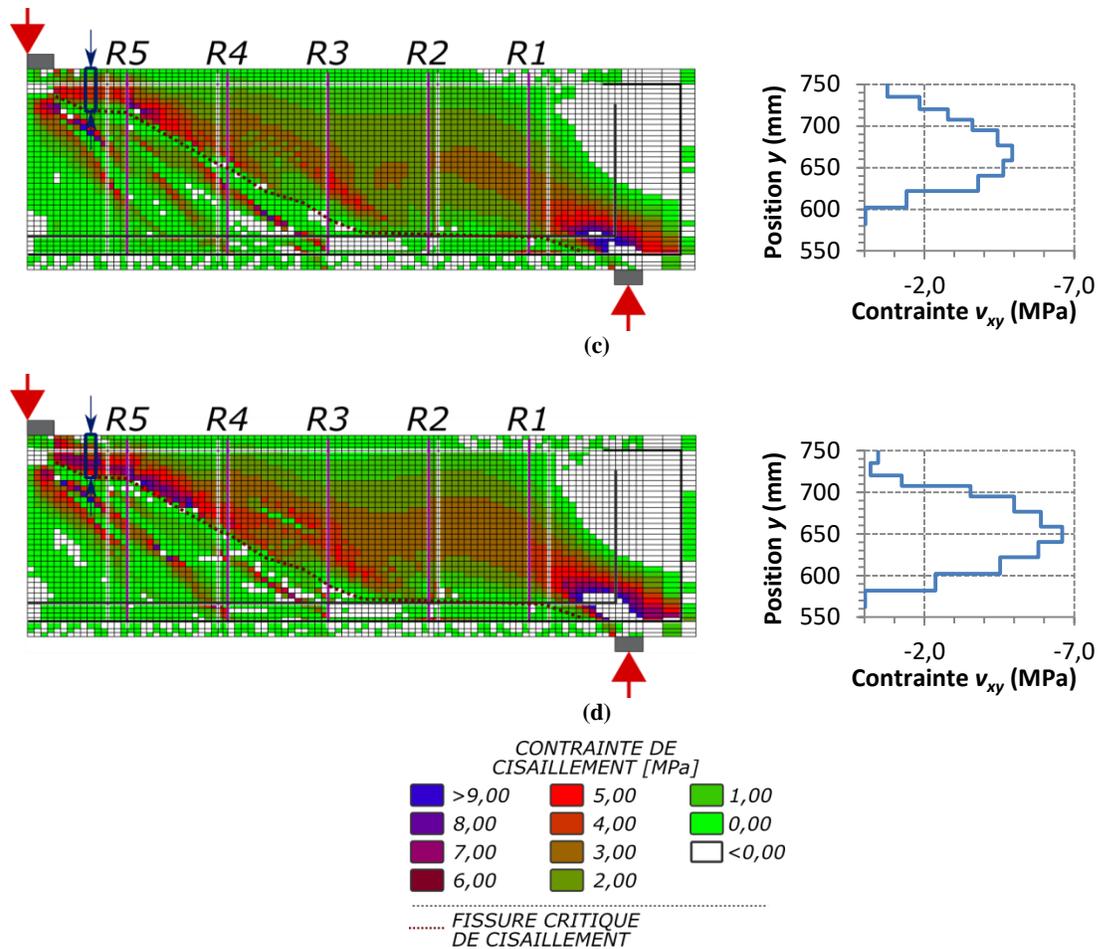


Figure 5-31. Distribution des contraintes en cisaillement v_{xy} dans le béton et profil des contraintes dans la section comprimée pour les analyses (a) FB-R60-413, (b) FB-R80-413, (c) FB-R60-375 et (d) FB-R80-375

L'effort tranchant repris par la zone comprimée de béton non-fissuré V_{bnf} est montré au Tableau 5-16 pour chaque analyse numérique. Cette contribution est comparée à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r de la dalle et à la contribution totale du béton V_b (Tableau 5-15).

Tableau 5-16. Contribution à la résistance à l'effort tranchant du béton dans la zone comprimée V_{bnf} et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles modélisées

	V_{bnf} (kN)	V_r (kN)	V_{bnf}/V_r	V_{bnf}/V_b
FB-R60-413	109	700	0,15	0,71
FB-R80-413	168	730	0,23	1,05
FB-R60-375	287	785	0,37	1,00
FB-R80-375	389	878	0,48	1,08

Les résultats présentés au Tableau 5-16 montrent que la contribution du béton en zone comprimée non-fissurée V_{bnf} augmente lorsque le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} est plus important. En effet, entre $V_{renf} = 0,60 V_c$ et $V_{renf} = 0,80 V_c$, la contribution à la résistance ultime V_{bnf} / V_r augmente de 8% avec $s_v = 413$ mm et de 11% avec $s_v = 375$ mm. La contribution de ce mécanisme parmi les autres au sein du béton est d'ailleurs importante selon les analyses, variant entre 70% à 100%. Cela signifie que le niveau de contraintes principales de compression qui chemine au-dessus de la fissure critique de cisaillement est significatif. En d'autres termes, pour un rapport d'élanement a / d de 3,30, une part importante de la résistance ultime à l'effort tranchant est développé par effet d'arche (bielle de compression directe).

5.8. Discussion

Cette section présente une analyse générale des résultats issus des analyses par éléments finis dans le but de permettre au lecteur de bien cerner les conclusions essentielles issues de la modélisation numérique.

- Une modélisation par éléments finis des dalles testées expérimentalement a été réalisée au moyen du logiciel *VecTor*, validé pour l'étude de la réponse à l'effort tranchant de dalles épaisses post-renforcées avec barres ancrées à l'époxy. Il a été possible de simuler la mise en place de barres transversales de renforcement dans une dalle chargée. Le processus d'analyse comprend la sauvegarde de l'état déformationnel d'une dalle modélisée sans armature transversale et l'activation des éléments de renforcement à un effort tranchant ciblé.
- À la manière des essais expérimentaux, l'effort tranchant au renforcement V_{renf} est déterminé en fonction de la capacité de la dalle sans armature transversale V_c . Les 3 cas de renforcement testés expérimentalement ont été modélisés : renforcement avec effort tranchant au renforcement V_{renf} équivalant à $0,60V_c$ et $0,80V_c$ de même qu'un renforcement post-pic.
- L'analyse par éléments finis d'une dalle sans armature transversale montre un comportement similaire aux essais expérimentaux. La capacité V_c de même que la position de la fissure de cisaillement sont similaires à celles de la dalle témoin expérimentale. La progression de la fissuration pour chaque niveau d'effort

tranchant au renforcement V_{renf} est aussi similaire à celle observée expérimentalement.

- L'analyse par éléments finis des dalles post-renforcées pré-pic montre une bonne correspondance avec le comportement des dalles expérimentales. La capacité V_r de même que la position de la fissure principale de cisaillement sont similaires à celles des dalles testées expérimentalement pour tous les cas de renforcement.
- L'analyse par éléments finis d'une dalle post-renforcée post-pic avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm montre une bonne correspondance avec le comportement de la dalle expérimentale. Toutefois, les observations expérimentales, à savoir, l'enrobage d'agent adhésif partiel de certaines parties de barres de renforcement de même que le colmatage des fissures ne sont pas pris en compte dans le modèle.
- Les mesures de déformation ε_{sx} sur le rang supérieur d'armature longitudinale (25M) au croisement de la fissure critique de cisaillement sont nettement plus grandes dans l'analyse numérique que dans les essais expérimentaux. Ceci montre que le délaminage du rang supérieur d'armature par la propagation de la fissure de cisaillement est surestimé dans l'analyse par éléments finis.
- La prédiction numérique du profil de déformation ε_{sv} des barres transversales de renforcement montrent que, tant pour un espacement longitudinal entre rangs de renforcements s_v de 413 mm que de 375 mm, le nombre de rangs de renforcements pleinement efficaces (plastifiés) est de deux (2). Cela est observable même si le nombre de barres croisée par la fissure de cisaillement est de quatre (4) pour $s_v = 413$ mm et de trois (3) pour $s_v = 375$ mm. Les rangs identifiés comme pleinement efficaces sont R3 et R4 lorsque $s_v = 413$ mm et R4 et R5 lorsque $s_v = 375$ mm. Ces observations au niveau numérique concordent avec celles expérimentales du chapitre 4.
- La prédiction numérique du profil de déformation ε_{sv} des barres de renforcement montrent que la plastification survient d'abord dans le rang de renforcements pleinement efficace le plus éloigné de la charge, soit R3 lorsque $s_v = 413$ mm et R4 lorsque $s_v = 375$ mm. Avec l'augmentation de l'effort tranchant, les rangs plus près de la charge plastifient à leur tour. Près de la rupture, il a été constaté que les rangs plus près de la charge (R4 pour $s_v = 413$ mm et R5 pour $s_v = 375$ mm) plastifient à

leur tour. Ceci montre que les barres transversales situées loin de la charge, au point de croisement entre la fissure diagonale principale et l'armature longitudinale, s'activent initialement. Les autres rangs de barres s'activent ensuite succinctement vers la position de la charge lorsque l'effort tranchant V augmente.

- Relativement à la résistance ultime, les renforcements transversaux contribuent davantage à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r ($V_s = 0,78 V_r$) pour les dalles renforcées avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm que pour les dalles avec $s_v = 375$ mm ($V_s \approx 0,60 V_r$). Ceci s'explique par la trajectoire de la fissure critique de cisaillement qui est moins inclinée lorsque $s_v = 413$ mm. La fissure diagonale croise et active ainsi plus de rangs de renforcement pour cet espacement (4 rangs pour $s_v = 413$ mm comparativement à 3 pour $s_v = 375$ mm).
- Les analyses numériques montrent aussi que la contribution du béton V_{bnf} à la résistance ultime V_r est plus importante lorsque l'espacement s_v est de 375 mm par rapport à s_v de 413 mm. La trajectoire de la fissure diagonale principale plus inclinée lorsque $s_v = 375$ mm semble favoriser l'effet d'arche et la transmission des contraintes principales de compression directement de la charge vers l'appui. La manifestation d'une telle bielle de compression avait été soupçonnée lors de l'analyse du mode de rupture des dalles expérimentales post-renforcées selon $s_v = 375$ mm (chapitre 4).
- Il a été observé au Tableau 5-13 que, pour un même espacement longitudinal s_v , la distribution des contraintes σ_{s_v} dans les barres de renforcement à la rupture ($V = V_r$) varie selon V_{renf} . En effet, il semble que les contraintes soient plus élevées dans le rang le plus loin de la charge (R2 pour $s_v = 413$ mm et R3 pour $s_v = 375$ mm) lorsque le renforcement est mis en place à $V_{renf} = 0,60 V_c$ plutôt qu'à $V_{renf} = 0,80 V_c$. À l'opposé, les contraintes semblent plus faibles dans le rang le plus près de la charge (R5 pour les deux espacements s_v) lorsque le renforcement est mis en place à $V_{renf} = 0,60 V_c$ plutôt qu'à $V_{renf} = 0,80 V_c$.
- La contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant occupe une part plus importante de la résistance V_r pour un espacement s_v de 375 mm que de 413 mm. En effet, pour $s_v = 413$ mm, cette contribution se chiffre autour de 23% de V_r alors que pour $s_v = 375$ mm, elle varie entre 37% et 44% de V_r . Pour un rapport

d'élancement $a/d = 3,30$ (élément élancé), une part importante de la résistance à l'effort tranchant est développée dans le béton, même si le renforcement est mis en place à un niveau d'effort tranchant V_{renf} élevé.

- Parmi les mécanismes de résistance à l'effort tranchant du béton, la force de cisaillement dans le béton comprimé non-fissuré V_{bnf} occupe une grande part de la contribution du béton V_b à la résistance ultime. De plus, les résultats montrés au Tableau 5-16 indiquent que la résistance V_{bnf} à l'ultime augmente lorsque le renforcement est installé un niveau d'effort tranchant plus élevé. En effet, pour les espacements s_v de 413 mm et de 375 mm, la part de V_{bnf} à la résistance ultime augmente de 8% à 11% lorsque V_{renf} passe de $0,60 V_c$ à $0,80 V_c$.
- Une analyse paramétrique permettra de mieux connaître l'effet du niveau d'effort tranchant au renforcement sur les différents mécanismes de résistance à l'effort tranchant. Aussi, elle permettra de voir si cet effet est similaire pour différents rapports d'élancement d'une dalle.

6. Analyse paramétrique

Suite à la validation des modèles numériques sur la base des résultats expérimentaux, une série d'analyses numériques ont été effectuées dans le but d'enrichir les données récoltées jusqu'à présent et n'ayant pu être reproduites en laboratoire sur le renforcement des dalles épaisses sous chargement de service. L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre a permis d'étudier l'influence de certaines variables sur la réponse structurale d'une dalle post-renforcée sous chargement de service. Les première et deuxième sections couvrent l'étude de dalles modélisées telles que celles testées expérimentalement dans le présent projet selon chacun des deux espacements longitudinaux entre rangs de barres transversales s_v étudiés. La troisième section présente l'examen de dalles modélisées telles que celles testées dans les travaux de Cusson (2012). La quatrième section montre les résultats de l'analyse d'une dalle épaisse fortement élancée. Enfin, le chapitre se conclue avec une analyse globale des résultats obtenus dans l'étude paramétrique.

6.1. Dalles post-renforcées telles que testées expérimentalement avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm

Les résultats présentés dans cette section sont issus de modèles numériques identiques à ceux présentés au chapitre 5 pour un post-renforcement selon un espacement longitudinal s_v de 413 mm.

6.1.1. Résistance à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}

Pour la même dalle, plusieurs niveaux d'effort tranchant au moment de la mise en place du renforcement V_{renf} ont été simulés numériquement, pour un rapport V_{renf} / V_c compris entre 0,00 et 0,90. Cela a permis d'examiner la réponse structurale d'une dalle post-renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 413 mm. Pour identifier les différentes analyses, une nomenclature similaire à celle du chapitre 5 a été employée, par exemple PEF-R60-413, c'est-à-dire :

- PEF : Identifiant du type de dalle modélisée ;

- RXX : niveau d'effort tranchant à la mise-en-place des renforcements V_{renf} en fonction de la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c , soit $100(V_{renf} / V_c)$, arrondi à 5 unités près ;
- 413 : espacement longitudinal s_v entre rangs de barres transversales.

À titre de rappel, l'ensemble des analyses numériques présentées dans cette section ont été réalisées sur les dalles de type PEF (chapitre 5). Une vue en élévation de la dalle PEF avec $s_v = 413$ mm est montré à la Figure 6-1.

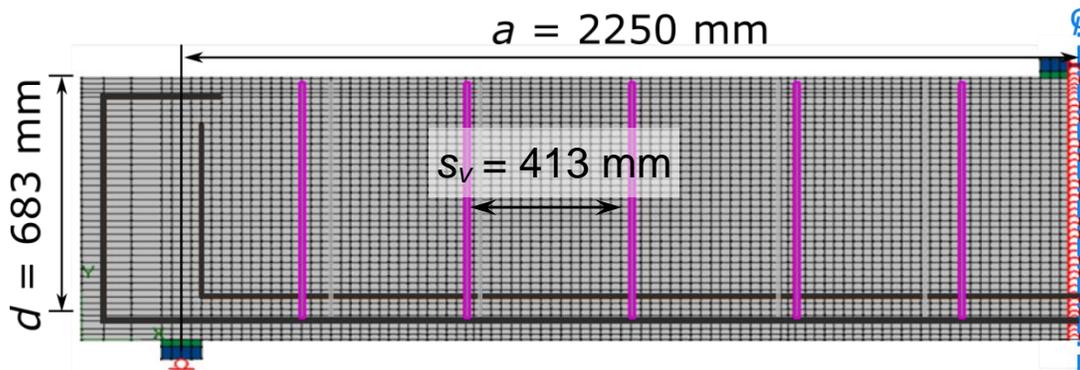


Figure 6-1. Vue en élévation d'une dalle de type PEF modélisée numériquement avec rangs de renforcements espacés longitudinalement de 413 mm

La démarche de modélisation est la même que celle présentée à la section 5.1, cette fois-ci appliquée aux divers rapports V_{renf} / V_c sélectionnés. L'analyse par éléments finis de la dalle PEF pour chaque cas de renforcement a permis de calculer la résistance ultime de la dalle post-renforcée V_r et la flèche obtenue à cet effort tranchant maximal Δ_{ult} qui sont présentées au Tableau 6-1. L'histogramme présenté à la Figure 6-2 montre la variation de la résistance ultime à l'effort tranchant V_r développée selon le rapport entre l'effort tranchant au moment du renforcement V_{renf} et la capacité sans armature transversale V_c .

Le Tableau 6-1 montre que pour tous les cas de renforcement, pour V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,90, la résistance à l'effort tranchant de la dalle post-renforcée V_r est supérieure d'au moins 52% à la résistance sans armature transversale V_c . Les analyses numériques montrent que même si le renforcement adhérent est mis en place en présence d'une charge de service, un gain de résistance à l'effort tranchant est attendu. De surcroît, il s'avère que la résistance ultime V_r de la dalle post-renforcée soit relativement constante avec l'augmentation du niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} d'après les résultats montrés à la Figure 6-2.

En effet, la résistance V_r d'une dalle renforcée à $0,00V_c$ est de 690 kN alors qu'une dalle post-renforcée à $0,90V_c$ a une résistance V_r de 738 kN, soit une augmentation (de 7%). Ceci peut sembler contre-intuitif pour le lecteur, mais il est possible de croire que les mécanismes de développement de la résistance à l'effort tranchant, décrits à la section 2.1, contribuent de manière variable à la résistance ultime selon le niveau d'effort tranchant lors de la mise-en-place des barres de renforcement.

Tableau 6-1. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche l'effort tranchant ultime Δ_{ult} pour les dalles PEF post-renforcées selon $s_v = 413$ mm

	Effort tranchant lors du renforcement		Résistance ultime à l'effort tranchant		Flèche à l'effort tranchant ultime
	V_{renf} (kN)	V_{renf}/V_c	V_r (kN)	V_r/V_c	Δ_{ult} (mm)
PEF-R00-413	0	0,00	690	1,52	12,0
PEF-R55-413	254	0,56	711	1,56	14,7
PEF-R60-413	279	0,61	700	1,54	12,9
PEF-R65-413	304	0,67	724	1,59	16,5
PEF-R75-413	328	0,72	768	1,69	18,9
PEF-R80-413	361	0,79	731	1,61	16,9
PEF-R85-413	372	0,82	820	1,80	19,2
PEF-R90-413	410	0,90	738	1,62	17,6

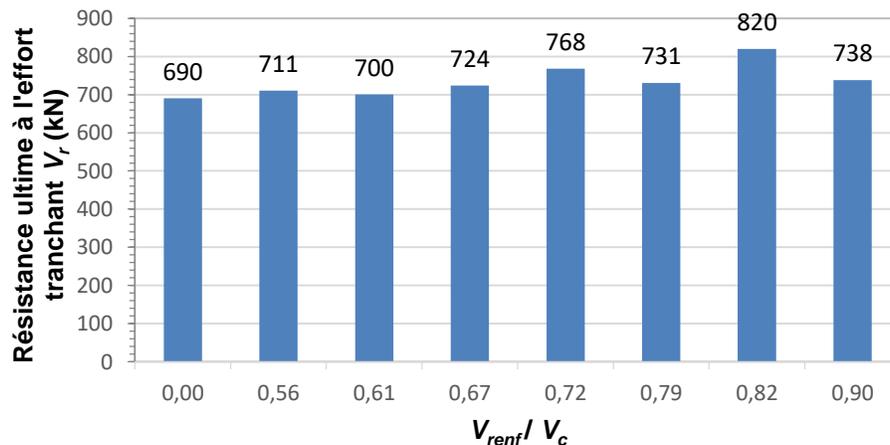
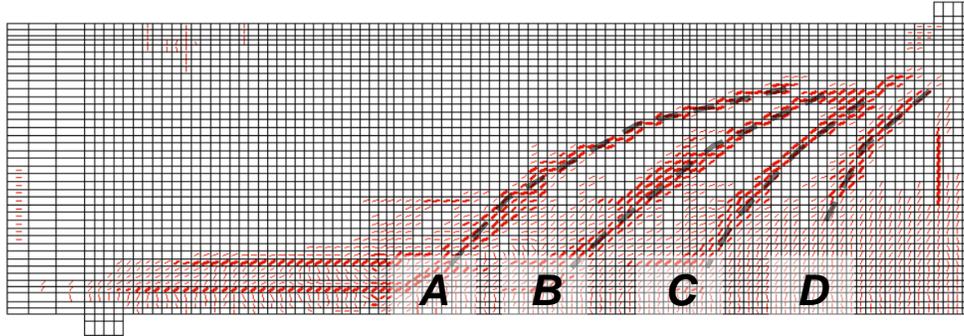


Figure 6-2. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r des dalles PEF en fonction du rapport entre l'effort tranchant au renforcement V_{renf} et la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c pour un espacement longitudinal entre rang d'armature transversale s_v de 413 mm

6.1.2. Fissuration

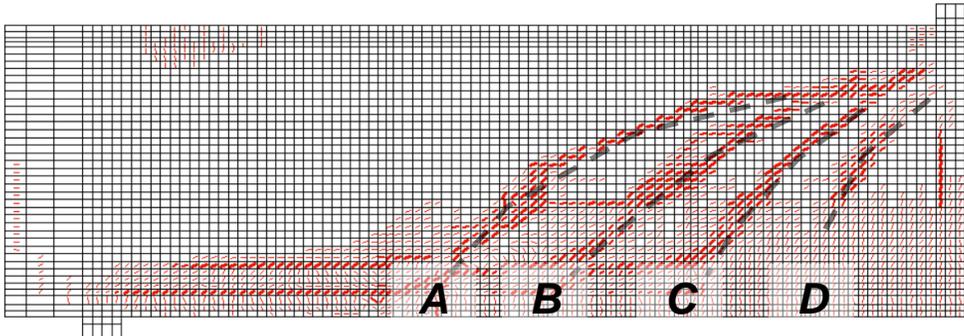
La Figure 6-3 montre les patrons de fissuration à la rupture ($V = V_r$) pour quatre (4) cas de dalles post-renforcées à V_{renf} / V_c varie entre 0,00 et 0,90 (Figure 6-3[a] à [d]) ainsi que pour un la dalle sans renforcements ($V_s = 0$) (Figure 6-3[e]). Les trajectoires typiques de fissure sont indiquées par les traits pointillés et identifiés selon leur position de A à D.

$$V_{renf} / V_c = 0,00, V = 690 \text{ kN}$$



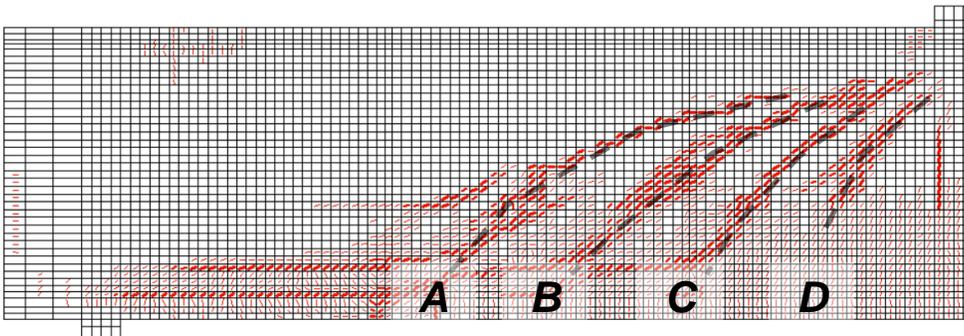
(a)

$$V_{renf} / V_c = 0,61, V = 700 \text{ kN}$$



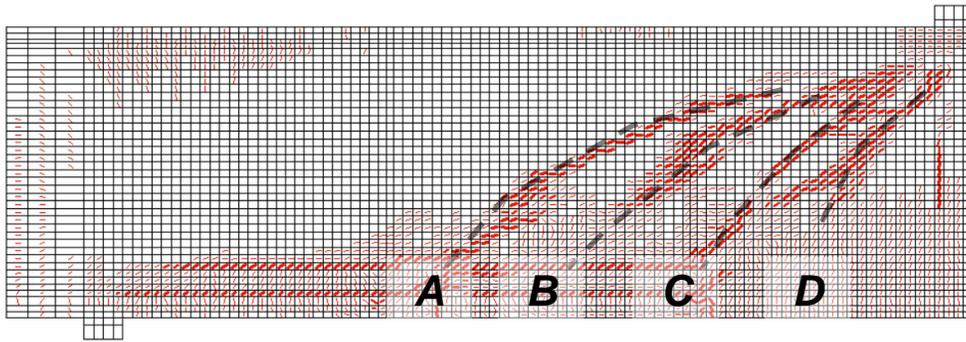
(b)

$$V_{renf} / V_c = 0,79, V = 708 \text{ kN}$$



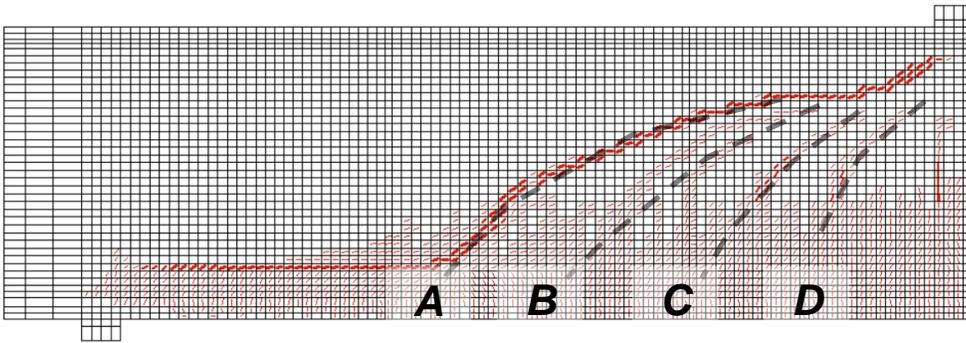
(c)

$$V_{renf} / V_c = 0,90, V = 735 \text{ kN}$$



(d)

$$V_s = 0, V_c = 455 \text{ kN}$$



(e)

Figure 6-3. Patrons de fissuration à la rupture des analyses (a) PEF-R00-413, (b) PEF-R60-413, (c) PEF-R80-413, (d) PEF-R90-413 et (e) PEF-NR

À la Figure 6-3, la trajectoire A est celle de la fissure critique de cisaillement pour tous les cas de dalles post-renforcées (Figure 6-14[a] à [d]) de même que pour la dalle sans armature transversale (Figure 6-14[e]). Il est possible de remarquer qu'alors que l'ouverture des fissures (intensité du trait rouge) est bien répartie entre les quatre (4) trajectoires de fissures A à D pour V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,79 (Figure 6-14[a] à [c]). L'ouverture est davantage prononcée sur les trajectoires C et D pour $V_{renf} / V_c = 0,90$ alors que celle de la trajectoire B plus restreinte, particulièrement dans le bas de la dalle, par rapport aux autres rapports V_{renf} / V_c .

Dans le but de voir l'importance de l'ouverture des différentes fissures pour un même effort tranchant V entre les différents cas de renforcement, la Figure 6-4(a) à (d) (colonne de droite) présente l'ouverture des fissures à un effort tranchant V fixe de 690 kN, soit la résistance ultime la plus faible mesurée parmi toutes les analyses. La colonne de gauche

présente l'ouverture des fissures au moment de la mise en place des renforcements ($V = V_{renf}$). La Figure 6-4(e) présente l'ouverture des fissures à l'ultime ($V = V_c$) dans la dalle sans armature transversale.

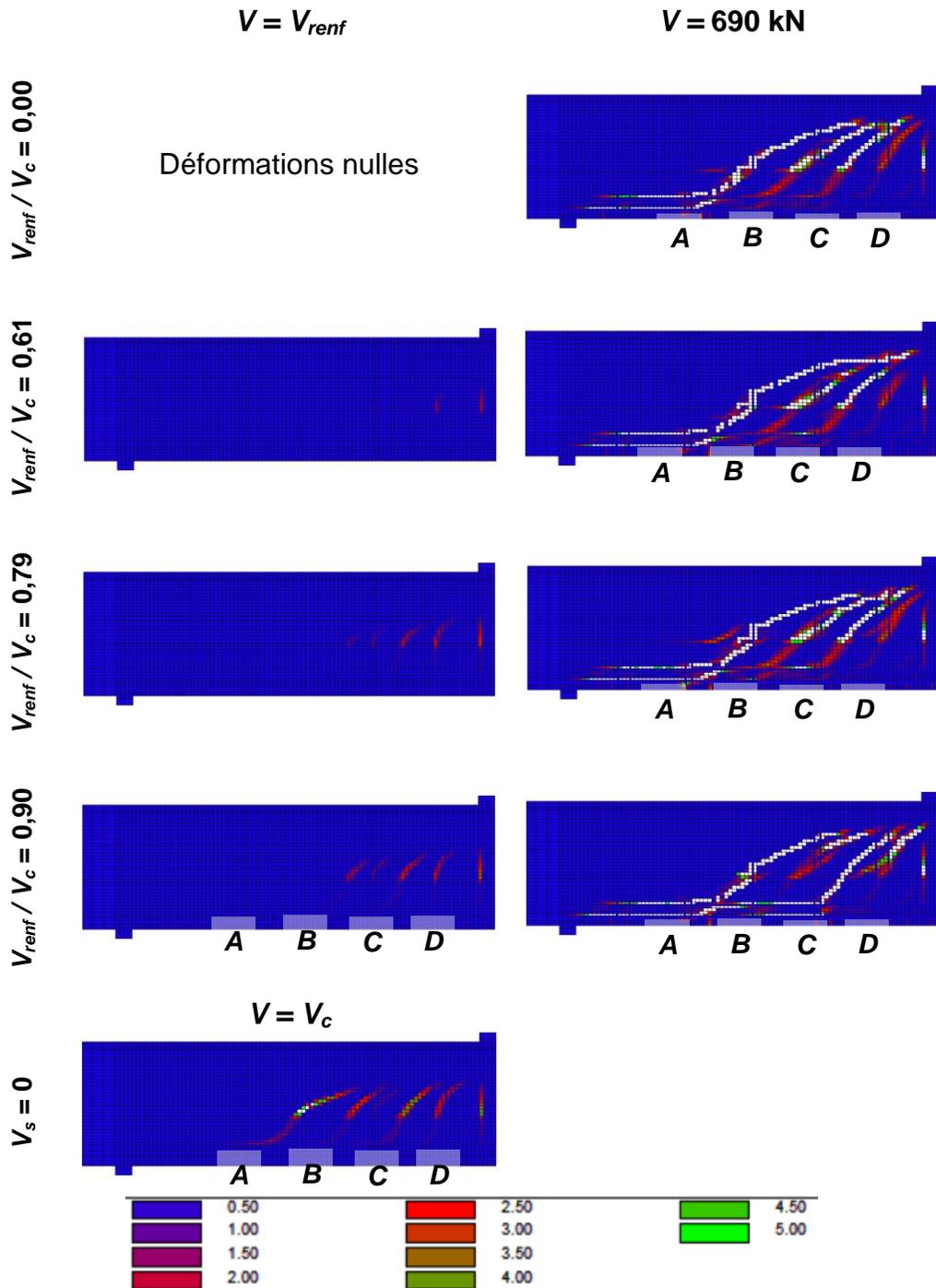


Figure 6-4. Ouverture des fissures à un même effort tranchant $V = 690 \text{ kN}$ et à $V = V_{renf}$ dans les analyses (a) PEF-R00-413, (b) PEF-R60-413, (c) PEF-R80-413, (d) PEF-R90-413 et (e) PEF-NR

Il est possible de voir dans la colonne de droite de la Figure 6-4 que pour un niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,79, les deux fissures B et C ont une ouverture à peu près semblable (entre 2,00 mm et 2,50 mm) à $V = 690$ kN. Toutefois, à $V_{renf} / V_c = 0,90$, la fissure C est ouverte de façon beaucoup plus importante (plus de 5,00 mm) que la B (près de 1,00 mm). Le patron de fissuration s'approche de celui sans armature transversale (Figure 6-4(e)) lorsque V_{renf} est élevé. En effet, les deux fissures les plus ouvertes à la Figure 6-4(e) lorsque $V = V_c$ sont les mêmes qui sont ouvertes à plus de 5,00 mm dans la dalle post-renforcée à $V_{renf} = 0,90 V_c$ à un effort tranchant $V = 690$ kN. D'autre part, il est possible de remarquer à la Figure 6-4 que la fissure D située près de la charge, au croisement du rang de renforcements R5, est de plus en plus ouverte à $V = 690$ kN à mesure que V_{renf} est élevé. Alors que l'ouverture de cette fissure au droit du rang R5 est d'environ 2 mm lorsque $V_{renf} = 0,00 V_c$, elle est de plus de 5 mm lorsque $V_{renf} = 0,90 V_c$. Dans l'ensemble, l'ouverture des fissures plus inclinées, c'est-à-dire C et D sont plus prononcées près de l'ultime lorsque V_{renf} / V_c est élevé (0,90).

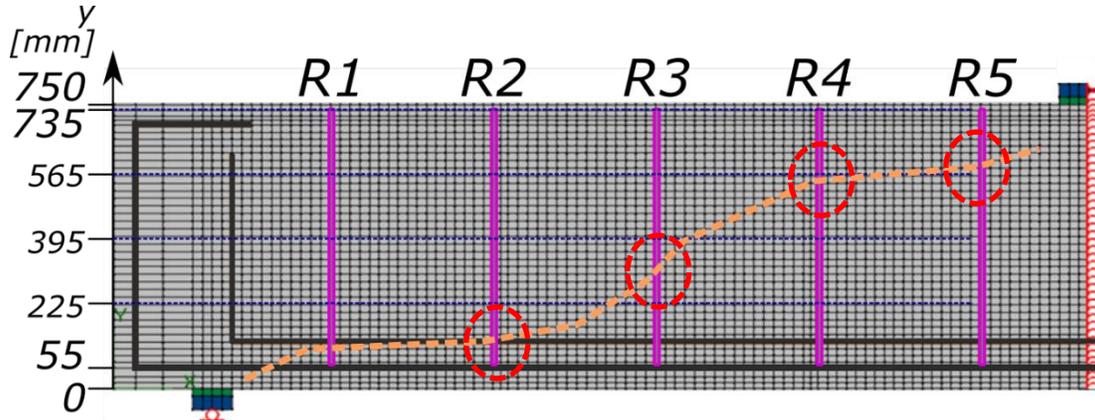
6.1.3. Déformations et contraintes dans les barres de renforcement

Afin d'examiner le développement de la résistance à l'effort tranchant dans les dalles post-renforcées selon l'effort tranchant au renforcement, la contrainte σ_{sv} maximale et la déformation ϵ_{sv} dans chaque rang de renforcements au droit de la fissure de cisaillement a été relevée à la rupture ($V = V_r$). Ces valeurs sont présentées au Tableau 6-2 pour chaque cas de renforcement.

Il est possible de voir au Tableau 6-2 que les déformations dans le rang de renforcement R2 (745 à 1151) sont relativement constantes en fonction du rapport V_{renf} / V_c et les barres demeurent dans le domaine élastique ($\epsilon_{sv} < \epsilon_y$). Le rang R3 est plastifié à la rupture ($\epsilon_{sv} \geq 15\ 737 \geq \epsilon_y$) à tous les rapports V_{renf}/V_c montrés au Tableau 6-2 à l'exception de $V_{renf}/V_c = 0,90$ où la déformation n'est que de 1336, ce qui montre que les barres adhérentes sont dans le domaine élastique. Les déformations mesurées au rang R4 montrent la plastification des barres pour tous les cas de renforcement ($\epsilon_{sv} \geq \epsilon_y$). Toutefois, les deux déformations les plus faibles (6731 et 3748) sont obtenues pour les deux rapports V_{renf} / V_c les plus élevés, soient 0,82 et 0,90. Au rang R5, les déformations sont généralement en croissance avec

l'augmentation de V_{renf} , passant de 1596 (état élastique) à $V_{renf} / V_c = 0,00$, à 14 211 (domaine plastique) à $V_{renf} / V_c = 0,72$ jusqu'à 19 940 (écrouissage) à $V_{renf} / V_c = 0,90$.

Tableau 6-2. Contrainte σ_{sv} maximale et déformation ϵ_{sv} au droit de la fissure critique de cisaillement à un effort tranchant V à ou près de la rupture pour chaque niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}



V_{renf} / V_c	V (kN)	Δ (mm)	Rang de renforcements				
			R2	R3	R4	R5	
0,00	690,4	12,0	σ_{sv} (MPa)	259	414	427	281
			ϵ_{sv}	1151	19803	22081	1596
0,56	710,6	14,7	σ_{sv} (MPa)	160	258*	403**	403**
			ϵ_{sv}	745	18051	8691**	9056**
0,61	700,1	12,9	σ_{sv} (MPa)	236	406	422	304
			ϵ_{sv}	1084	18352	21258	1518
0,67	723,5	16,5	σ_{sv} (MPa)	234	396	403	403
			ϵ_{sv}	1090	19708	15762	11531
0,72	768,0	18,9	σ_{sv} (MPa)	147	275*	429	403
			ϵ_{sv}	753	17615	22258	14211
0,79	730,5	16,9	σ_{sv} (MPa)	160	414	449	403
			ϵ_{sv}	836	19705	27904	14507
0,82	819,1	19,2	σ_{sv} (MPa)	177	403	403	413
			ϵ_{sv}	907	15757	6731	19608
0,90	737,8	17,6	σ_{sv} (MPa)	136	280	403	410
			ϵ_{sv}	850	1336	3748	19940

■ : $\epsilon_{sv} < \epsilon_y$ (état élastique) ■ : $\epsilon_y \leq \epsilon_{sv} < \epsilon_{sh}$ (état plastique) ■ : $\epsilon_{sv} > \epsilon_{sh}$ (écrouissage)

Les données marquées d'un (*) indique une relaxation notoire des barres suite à l'ouverture majeure de la fissure C, montrée à la Figure 6-5, peu avant la rupture de la dalle dans les

analyses où V_{renf} / V_c est de 0,56 et 0,72. En effet, pour $V_{renf}/V_c = 0,56$, il serait attendu d'avoir une contrainte $\sigma_{sv} \approx 403$ MPa pour une déformation $\varepsilon_{sv} = 18\ 051$. De plus, l'ouverture de cette fissure dans l'analyse avec $V_{renf}/V_c = 0,56$ a généré des déformations significativement différentes des analyses avec un rapport V_{renf} / V_c semblable aux rangs R4 et R5, marquées d'un (**).

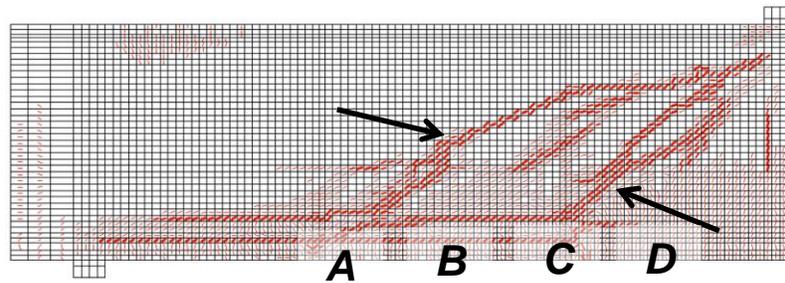


Figure 6-5. Position de la deuxième fissure de cisaillement critique développée avant la rupture dans les modèles PEF-R55-413 et PEF-R75-413

L'histogramme présenté à la Figure 6-6 montre les contraintes σ_{sv} maximales à la rupture pour chaque cas de renforcement. Celui présenté à la Figure 6-7 montre les déformations ε_{sv} maximales à la rupture pour chaque cas de renforcement.

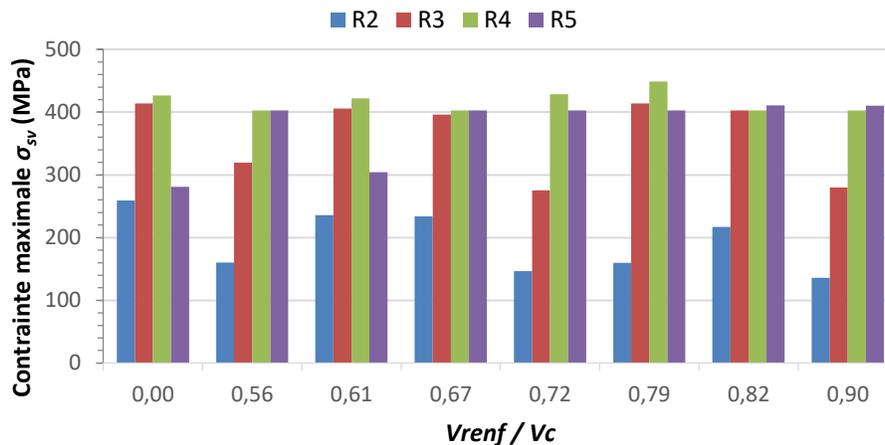


Figure 6-6. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 413$ mm

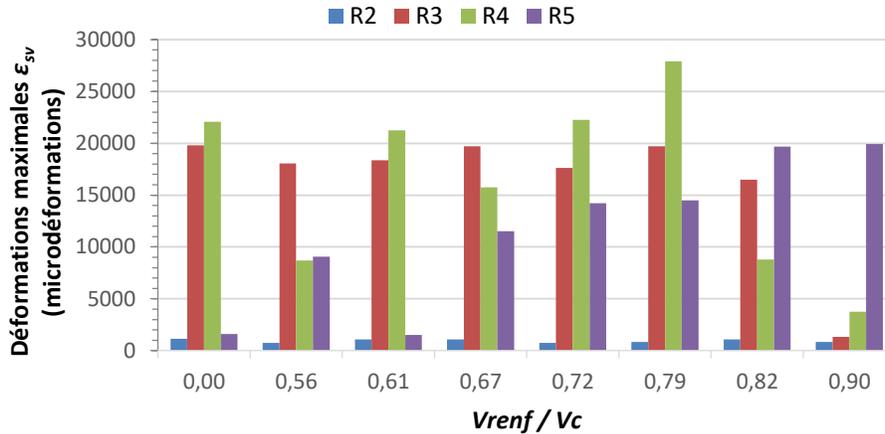


Figure 6-7. Déformation ϵ_{sv} maximale dans chaque rang de barres de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 413$ mm

Il est possible d'observer à la Figure 6-6 que pour tous les rapports V_{renf} / V_c , les barres transversales du rang R2 demeurent à l'état élastique ($\sigma_{sv} < f_y = 403$ MPa) alors que de 2 à 3 rangs parmi R3 à R5 atteignent la plastification voire l'écrasement. Les résultats montrés à la Figure 6-7 suggèrent que les déformations à la rupture des rangs R3 et R4 soient relativement constantes ($\epsilon_{sv} \approx 18\ 000$ et $\epsilon_{sv} \approx 20\ 000$ respectivement) pour un rapport $V_{renf} / V_c \leq 0,82$ et chutent lorsque $V_{renf} / V_c = 0,90$ ($\epsilon_{sv} = 1336$ et $\epsilon_{sv} = 3748$ respectivement). À l'inverse, la déformation des barres du rang R5 augmentent significativement à partir de $V_{renf} / V_c = 0,61$ ($\epsilon_{sv} = 1518$) pour être maximales ($\epsilon_{sv} = 19\ 940$) à $V_{renf} / V_c = 0,90$. Comme il a été dit précédemment, l'ouverture importante de la fissure C avant la rupture montrée à la Figure 6-5 dans les analyses avec V_{renf} / V_c de 0,56 et 0,72 a réduit significativement les contraintes dans le rang R3. De même, les déformations pourraient avoir été sous-estimées dans le rang R4 et surestimée dans le rang R5 dans l'analyse avec $V_{renf} / V_c = 0,56$ à cause de cette fissure.

Les résultats présentés jusqu'à maintenant dans cette section montrent que les rangs de barres transversales ancrées situés en amont de la fissure (progression de la fissure de l'appui vers la charge) sont davantage sollicités à la rupture lorsque le niveau d'effort tranchant V_{renf} est faible. Comme il a été montré au Tableau 6-2, de grandes déformations ϵ_{sv} peuvent être mesurées dans les barres des rangs R3 et R4 et la rupture à l'effort tranchant survient avant que les barres du rang situé en aval de la fissure (rang R5) n'aient plastifiés. À l'inverse, lorsque V_{renf} est significativement élevé ($V_{renf} / V_c \geq 0,85$), ce sont les

barres du rang R5, situé en aval de la fissure critique, qui sont davantage sollicitées à l'ultime. Comme il a été montré à la Figure 6-4, la progression des fissures vers la charge à ces niveaux d'effort tranchant avant le renforcement V_{renf} favorise de grandes déformations dans la région en aval de la fissure critique, c.-à-d. près de la charge et dans le haut de la dalle, une fois l'atteinte la résistance ultime de la dalle post-renforcée.

6.1.4. Contribution des barres transversales de renforcement à la résistance à l'effort tranchant

L'histogramme présenté à la Figure 6-8 montre l'effort tranchant repris par barres transversales de renforcement V_s selon le rapport d'effort tranchant au renforcement sur résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_{renf} / V_c . Le calcul pour V_s est effectué selon la même démarche que celle présentée au chapitre 5, soit à partir des contraintes développées à la rupture dans les rangs de renforcement au droit de la fissure critique de cisaillement.

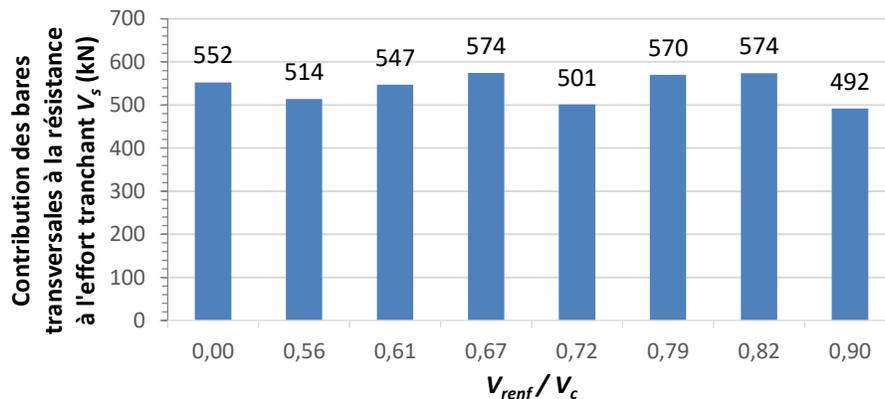


Figure 6-8. Contribution des barres transversales à la résistance à l'effort tranchant V_s selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}

D'après les données de la Figure 6-8, la contribution de l'armature transversale à la résistance à l'effort tranchant V_s varie entre les divers rapports V_{renf} / V_c . Une contribution maximale est observable à des rapports V_{renf} / V_c variant entre 0,67 et 0,82 avec environ 572 kN. Comme il a été vu au Tableau 6-2, trois (3) rangs de renforcements atteignent la plastification dans ces cas, ce qui a pour effet d'offrir une contribution importante à l'effort tranchant au sein de la dalle. La résistance V_s développée à ces niveaux de V_{renf} est d'ailleurs 4% plus élevée que lorsque le renforcement est mis en place sans chargement ($V_{renf} / V_c = 0,00$). Il est possible de remarquer que la variation de la contribution des

renforcements V_s selon le rapport V_{renf} / V_c ne suit pas la même variation de la résistance ultime V_r présentée à la Figure 6-2. En effet, alors qu'à $V_{renf} / V_c = 0,90$, la contribution V_s est de 492 kN, soit 12% de moins qu'à $V_{renf} / V_c = 0,00$ avec 552 kN, la résistance ultime V_r est plus grande à $V_{renf} / V_c = 0,90$ avec 738 kN plutôt que 690 kN. Ceci indique que la contribution du béton ($V - V_s = V_b$) à la résistance à l'effort tranchant varie aussi en fonction l'effort tranchant au renforcement V_{renf} .

6.1.5. Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant

L'histogramme de la Figure 6-9 montre la contribution de l'ensemble des mécanismes de résistance à l'effort tranchant au sein du béton V_b à l'ultime ($V = V_r$) pour l'ensemble des rapports V_{renf} / V_c étudiés.

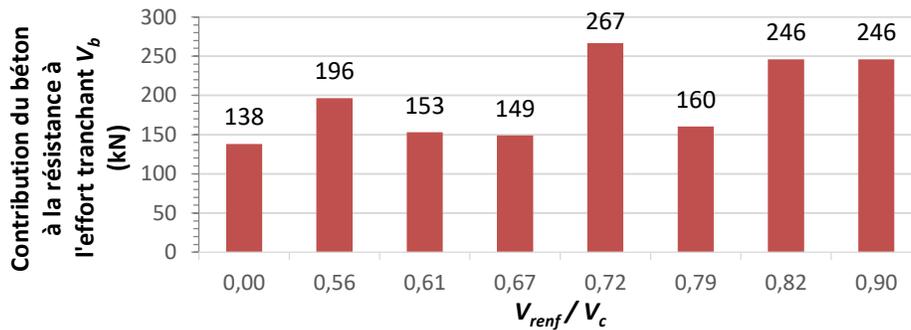


Figure 6-9. Contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant de la dalle PEF post-renforcée à des rapports V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,90

Les résultats montrés à la Figure 6-9 indiquent que les divers mécanismes de résistance à l'effort tranchant au sein du béton (section 2.1) contribuent davantage à la résistance ultime lorsque le renforcement a été mis en place à un effort tranchant V_{renf} élevé, c.-à-d. que $V_{renf} / V_c \geq 0,82$.

Afin de comprendre davantage comment la reprise de l'effort tranchant par le béton s'effectue, la Figure 6-10 présente le champ de contraintes principales de compression à l'ultime ($V = V_r$) au sein de dalles de type PEF renforcées à des rapports V_{renf} / V_c de 0,00 et de 0,90.

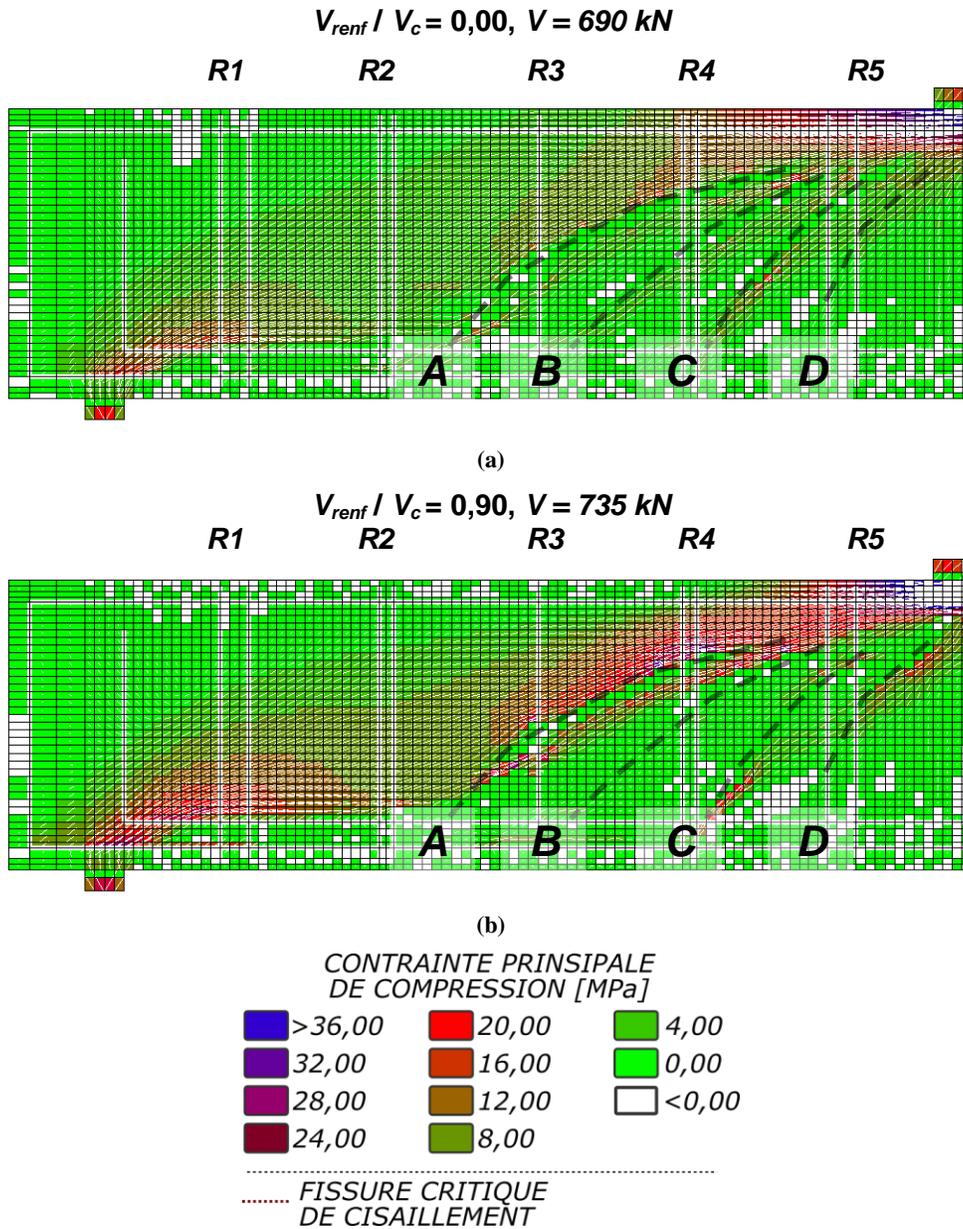


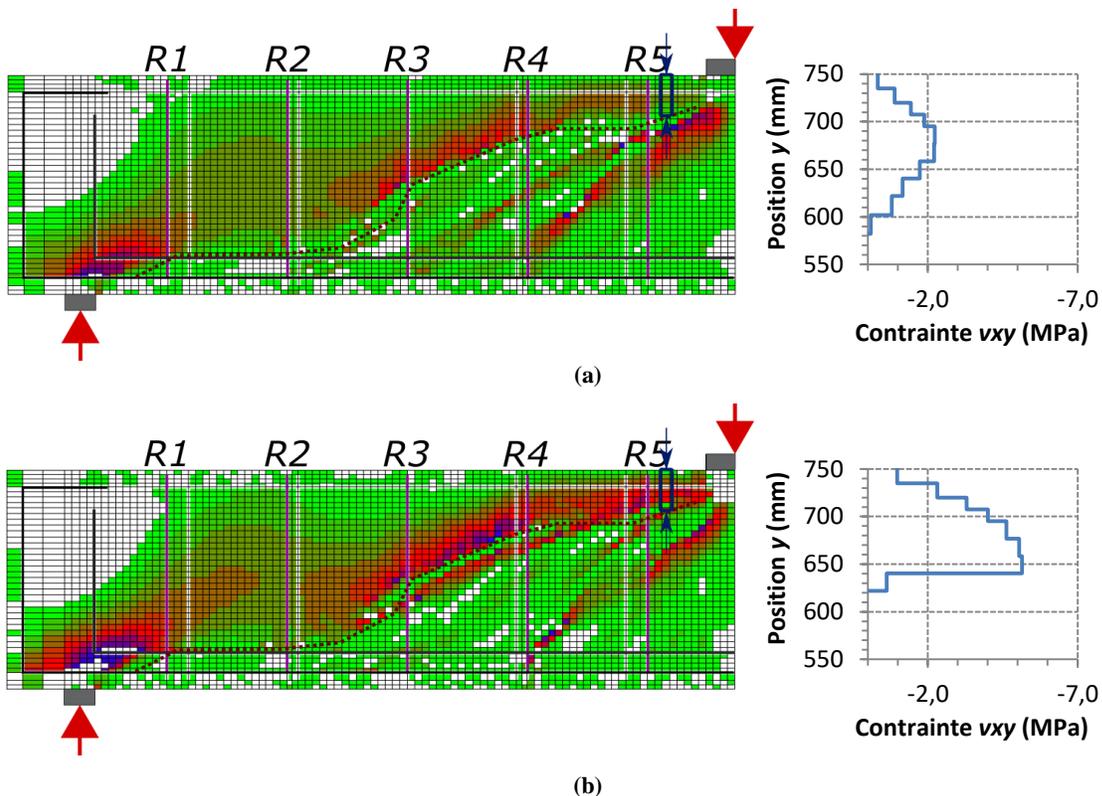
Figure 6-10. Champs de contraintes principales de compression au sein de dalles de type PEF post-renforcées selon un espacement $s_v = 413 \text{ mm}$ à (a) $V_{renf} / V_c = 0,00$ et à (b) $V_{renf} / V_c = 0,90$

Il est possible de remarquer à la Figure 6-10(a) que le cheminement des contraintes de compression est bien réparti entre les fissures A et B, B et C et C et D avec des contraintes avoisinant les 4 et 8 MPa. Cependant, à la Figure 6-10(b), c'est plutôt un cheminement de contraintes sous la fissure D qui est favorisé, avec des contraintes avoisinant les 16 MPa. Ceci montre que le l'angle du champ de compression s'incline davantage lorsque $V_{renf} / V_c = 0,90$. De surcroît, le cheminement de contraintes sous la fissure A traverse la fissure A près du rang de barres R3. Comme il a été vu au Tableau 6-2, la déformation ε_{sv} des barres

transversales du rang R3 à la rupture est significativement plus élevée lorsque $V_{renf} / V_c = 0,00$ ($\epsilon_{sv} = 19\ 803$) que lorsque $V_{renf} / V_c = 0,90$ ($\epsilon_{sv} = 1336$) ce qui montre que l'ouverture de la fissure *A* dans cette région est significativement plus faible lorsque $V_{renf} / V_c = 0,90 V_c$. Avec cette faible ouverture, il est possible pour les contraintes de compression de cheminer à travers cette fissure au niveau du rang R3. Ce montre que les lignes du champ de compression sont plus inclinées lorsque V_{renf} est élevé et que, comme il a été soulevé à la section 6.1.2, l'ouverture des fissures *C* et *D* est favorisée au dépend des *A* et *B*.

Par ailleurs, les contraintes de compression dans le béton situé autour de la fissure *A* sont significativement plus élevées à l'ultime lorsque $V_{renf} / V_c = 0,90$ (20 MPa vs. 8 MPa). Ceci montre que, pour ce cas de post-renforcement, la bielle de compression directe entre la charge et l'appui (effet d'arche) est davantage développée.

La Figure 6-11 montre pour les dalles PEF post-renforcée à un rapport V_{renf} / V_c de 0,00 et 0,90 la distribution des contraintes de cisaillement v_{xy} dans le béton et le profil de ces contraintes sur la section de béton comprimée non-fissurée située au-dessus de la fissure critique de cisaillement.



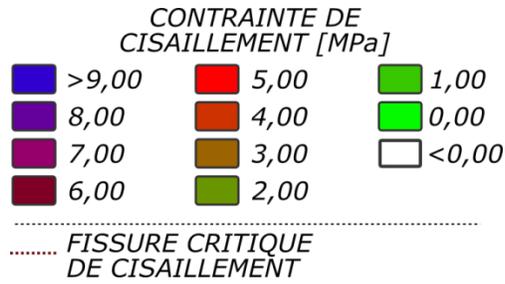


Figure 6-11. Contraintes en cisaillement v_{xy} dans le béton à la rupture ($V = V_r$) et profil des contraintes dans la section de béton non-fissuré au-dessus de la fissure critique comprimée pour les analyses (a) PEF-R00-413 et (b) PEF-R90-413

Il est possible de remarquer à la Figure 6-11(b) que pour un renforcement mis en place à $V_{renf} / V_c = 0,90$, des contraintes de cisaillement v_{xy} de 5,1 MPa peuvent être mesurées à la rupture dans la zone de béton comprimé au-dessus de la fissure critique alors qu'elles n'atteignent pas plus de 2,2 MPa lorsque $V_{renf} / V_c = 0,00$ (Figure 6-11[a]). Ainsi, le béton est davantage sollicité en cisaillement à l'ultime lorsque la dalle a été renforcée à un effort tranchant V_{renf} élevé. En intégrant les contraintes v_{xy} sur la surface de béton, la force de résistance à l'effort tranchant développée par le béton non-fissuré V_{bnf} est obtenue. La valeur de V_{bnf} atteinte à l'ultime est montrée au Tableau 6-3 pour chaque cas de renforcement de la dalle PEF. Cette contribution à la résistance est comparée à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r de la dalle post-renforcée.

Tableau 6-3. Contribution à la résistance à l'effort tranchant du béton dans la zone comprimée non-fissurée V_{bnf} et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles modélisées

	V_{renf} / V_r	V_{bnf} (kN)	V_r (kN)	V_{bnf} / V_r
PEF-R00-413	0,00	124	690	0,18
PEF-R55-413	0,56	197	711	0,28
PEF-R60-413	0,61	109	700	0,15
PEF-R65-413	0,67	132	724	0,18
PEF-R75-413	0,72	250	768	0,33
PEF-R80-413	0,79	168	731	0,23
PEF-R85-413	0,82	280	820	0,34
PEF-R90-413	0,90	258	738	0,35

Il est possible de remarquer au Tableau 6-3 que pour V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,90, la contribution du béton en zone comprimée non-fissuré V_{bnf} à la résistance ultime à l'effort

tranchant V_r varie entre 18% et 35% de cette résistance ultime. L'effort tranchant développé dans le béton est d'ailleurs 68% plus élevé lorsque $V_{renf} / V_c = 0,90$ (258 kN) que pour $V_{renf} / V_c = 0,00$ (124 kN). Comme il a été relevé à partir du diagramme de contraintes principales de compression de la Figure 6-10, il apparaît que de plus grandes contraintes sont développées à l'ultime dans une où V_{renf} est élevé. Comme ces contraintes cheminent par la zone comprimée non-fissurée du béton située au-dessus de la fissure critique de cisaillement, il en résulte des contraintes de cisaillement v_{xy} d'autant plus importantes. Il semble alors que la contribution du béton V_b croissante en fonction de V_{renf} montrée à la Figure 6-9 soit principalement due à l'augmentation de la contribution du béton en zone non-fissurée V_{bnf} . Ainsi, l'inclinaison du champ de compression observée à la Figure 6-10 favorise le développement tant d'une bielle directe de compression que de contraintes de cisaillement dans le béton.

6.2. Dalles post-renforcées telles que testées expérimentalement avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm

À la manière de la section 6.1, plusieurs niveaux d'effort tranchant ont été analysés numériquement afin d'examiner leur influence sur la résistance d'une dalle post-renforcée avec un espacement longitudinal s_v de 375 mm.

6.2.1. Résistance à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}

Une série d'analyses par éléments finis ont été réalisées avec les dalles de type PEF représentant les dalles testées expérimentalement. Une vue en élévation de la dalle PEF avec $s_v = 375$ mm est montrée à la Figure 6-12.

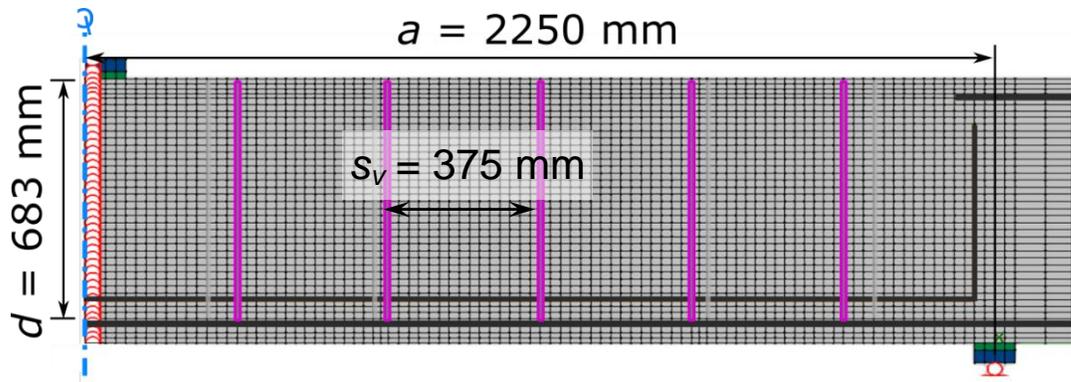


Figure 6-12. Vue en élévation d'une dalle de type PEF modélisée numériquement avec rangs de renforcements espacés longitudinalement de 375 mm

La résistance ultime à l'effort tranchant a été déterminée pour des niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} variant entre $0,00 V_c$ et $0,90 V_c$. Il s'agit des mêmes niveaux d'effort tranchant que ceux présentés à la section 6.1. La résistance ultime de la dalle post-renforcée V_r et la flèche obtenue à l'effort tranchant ultime Δ_{ult} sont présentées au Tableau 6-4. L'histogramme présenté à la Figure 6-13 montre la résistance à l'effort tranchant V_r en fonction de l'effort tranchant au renforcement exprimé en fraction de la capacité sans armature transversale (V_{renf} / V_c).

Le Tableau 6-4 montre que pour tous les cas de renforcement étudiés (V_{renf} / V_c allant de $0,00$ à $0,90$), la résistance à l'effort tranchant ultime de la dalle post-renforcée V_r est supérieure d'au moins 72% à celle sans armature transversale ($1 - V_r / V_c$). Similairement à ce qui a été observé à la section 6.1.1, les analyses numériques avec $s_v = 375$ mm montrent que même si le renforcement adhérent est mis en place en présence d'une charge de service, un gain de résistance à l'effort tranchant est à prévoir. Il s'avère que la résistance ultime de la dalle post-renforcée V_r soit relativement constante en fonction de l'effort tranchant au renforcement V_{renf} d'après les résultats montrés au Tableau 6-4. Pour V_{renf} / V_c variant entre $0,00$ et $0,90$, la moyenne de résistance à l'effort tranchant V_r développée dans la dalle après renforcement est de 841 kN avec un écart moyen de 29 kN (3,4%). Toutefois, il est possible d'observer à la Figure 6-13 qu'il existe tout de même une certaine variation de la résistance V_r en fonction de V_{renf} . En effet, deux maxima peuvent être observés à $V_{renf} / V_c = 0,00$ (864 kN) et $V_{renf} / V_c = 0,75$ (883 kN) de même qu'un minima à $V_{renf} / V_c = 0,61$ (784 kN). À la manière de ce qui a été discuté à la section 6.1.1, il semble que les mécanismes de

développement de la résistance à l'effort tranchant se manifestent de manière particulière selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} .

Tableau 6-4. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche l'effort tranchant ultime Δ_{ult} pour les dalles PEF post-renforcées selon $s_v = 375$ mm

	Effort tranchant lors du renforcement		Résistance ultime à l'effort tranchant		Flèche à l'effort tranchant ultime
	V_{renf} (kN)	V_{renf}/V_c	V_r (kN)	V_r/V_c	Δ_{ult} (mm)
PEF-R00-375	0	0,00	864	1,90	18,3
PEF-R55-375	254	0,56	858	1,89	17,7
PEF-R60-375	279	0,61	784	1,72	15,7
PEF-R65-375	304	0,67	813	1,79	16,6
PEF-R75-375	339	0,75	883	1,94	19,7
PEF-R80-375	361	0,79	876	1,93	19,7
PEF-R85-375	382	0,84	829	1,82	17,3
PEF-R90-375	402	0,88	823	1,81	17,8

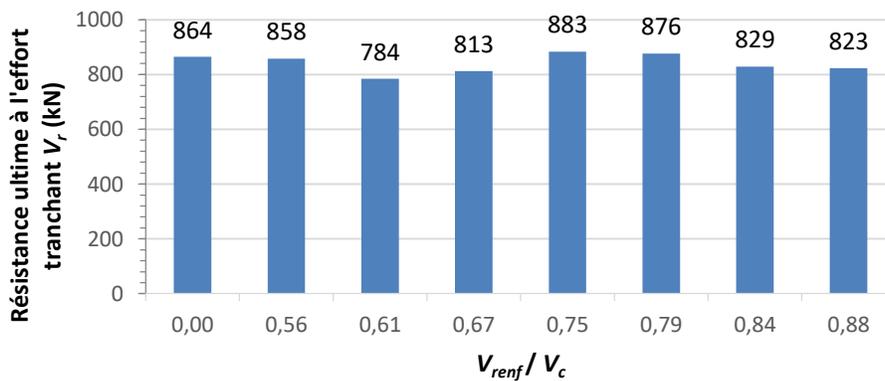
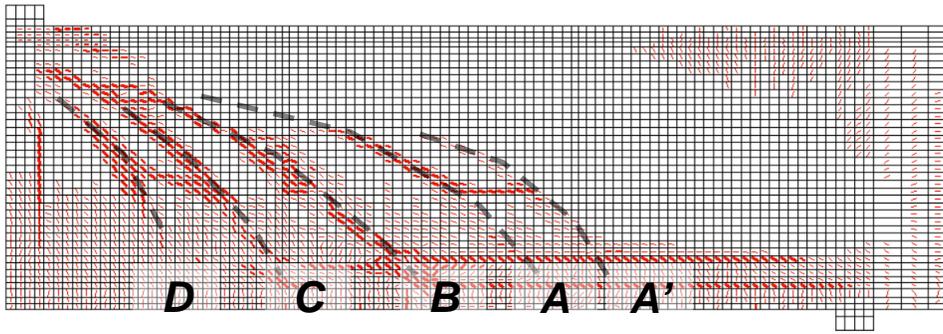


Figure 6-13. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r des dalles modélisées PEF en fonction du rapport entre l'effort tranchant au renforcement V_{renf} et la résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c pour un espacement longitudinal entre renforcements s_v de 375 mm

6.2.2. Fissuration

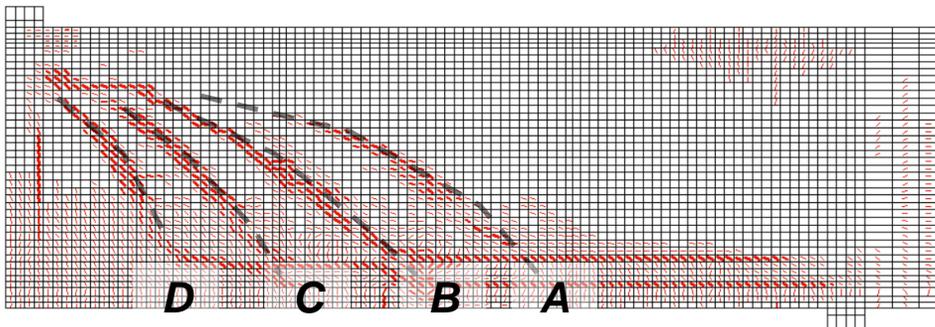
La Figure 6-14 montre les patrons de fissuration à la rupture pour quatre (4) cas de renforcement où V_{renf} varie de $0,00 V_c$ à $0,90 V_c$ (Figure 6-14[a] à [d]) ainsi que pour un le cas sans renforcements ($V_s = 0$) (Figure 6-14[e]). Les trajectoires typiques de fissure sont indiquées par les traits pointillés et identifiés selon leur position de A à D.

$$V_{renf} / V_c = 0,00, V = 864 \text{ kN}$$



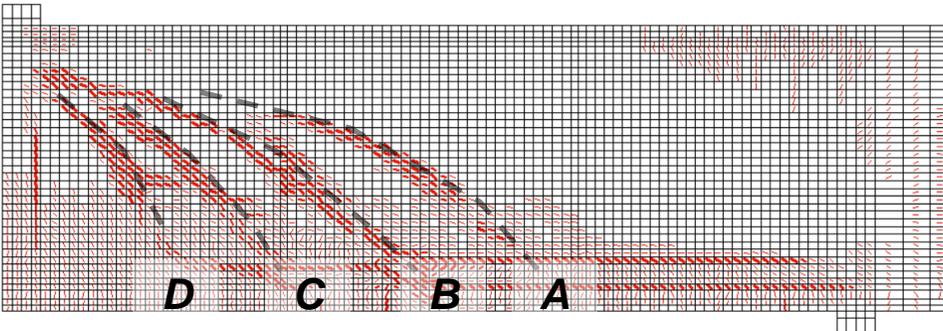
(a)

$$V_{renf} / V_c = 0,61, V = 784 \text{ kN}$$



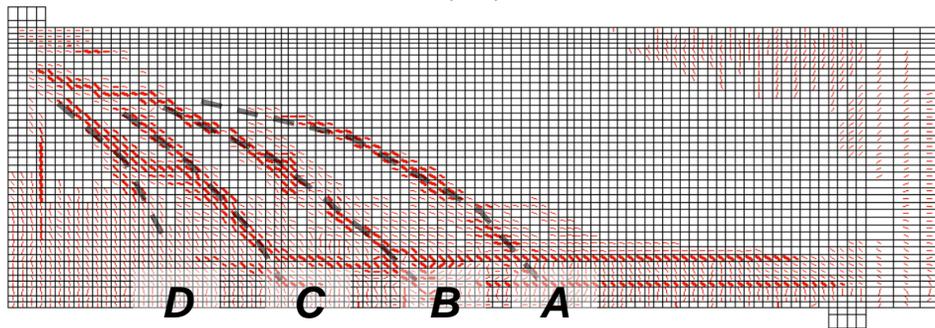
(b)

$$V_{renf} / V_c = 0,79, V = 860 \text{ kN}$$



(c)

$$V_{renf} / V_c = 0,88, V = 822 \text{ kN}$$



(d)

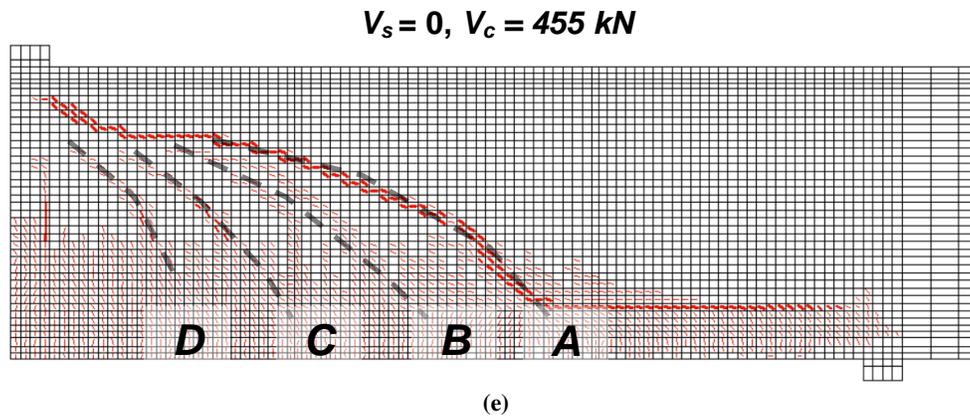


Figure 6-14. Patrons de fissuration à la rupture des analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R60-375, (c) PEF-R80-375, (d) PEF-R90-375 et (e) PEF-NR

Il est possible de voir à la Figure 6-14 que les quatre (4) trajectoires de fissure A à D développées dans les modèles PEF-RXX-375 sont aux mêmes positions que pour les modèles PEF-RXX-413 montrés à la Figure 6-3. Cependant, pour les dalles post-renforcées de la Figure 6-14[a] à [d], la fissure critique de cisaillement se développe toujours au niveau de la trajectoire B. Cette fissure est plus inclinée que la fissure critique A de la dalle non-renforcée à la Figure 6-14(e) et des dalles post-renforcées de la Figure 6-3. La Figure 6-14(a) montre que pour $V_{renf} / V_c = 0,00$, une 5^e fissure est développée au niveau de la trajectoire A'. Cette fissure additionnelle est moins inclinée que la fissure A. Par ailleurs, il est possible d'observer à la Figure 6-14(d) que pour $V_{renf} / V_c = 0,88$, que les fissures C et D sont davantage développées que dans les autres dalles post-renforcées à V_{renf} / V_c plus faible. D'après les résultats montrés à la Figure 6-14, un renforcement mis en place à $V_{renf} / V_c = 0,00$ favorise l'ouverture d'un grand nombre de fissures et de fissures peu inclinée, telle la A' qui n'est pas observée dans les autres cas. À l'inverse, dans une dalle post-renforcée à $V_{renf} / V_c = 0,88$, l'ouverture de fissures plus inclinées est favorisée. Ces observations corroborent avec celles de la section 6.2.2.

Dans le but de voir l'importance de l'ouverture des différentes fissures pour un même effort tranchant V pour les différents cas de dalle post- renforcée, la Figure 6-15(a) à (d) (colonne de droite) présente l'ouverture des fissures à un effort tranchant V de 784 kN, soit la résistance ultime de PEF-R60-375, la plus faible mesurée dans toutes les analyses. La colonne de gauche présente l'ouverture des fissures au moment de la mise en place des

renforcements. La Figure 6-15(e) présente l'ouverture des fissures à l'ultime ($V = V_c$) dans la dalle sans armature transversale.

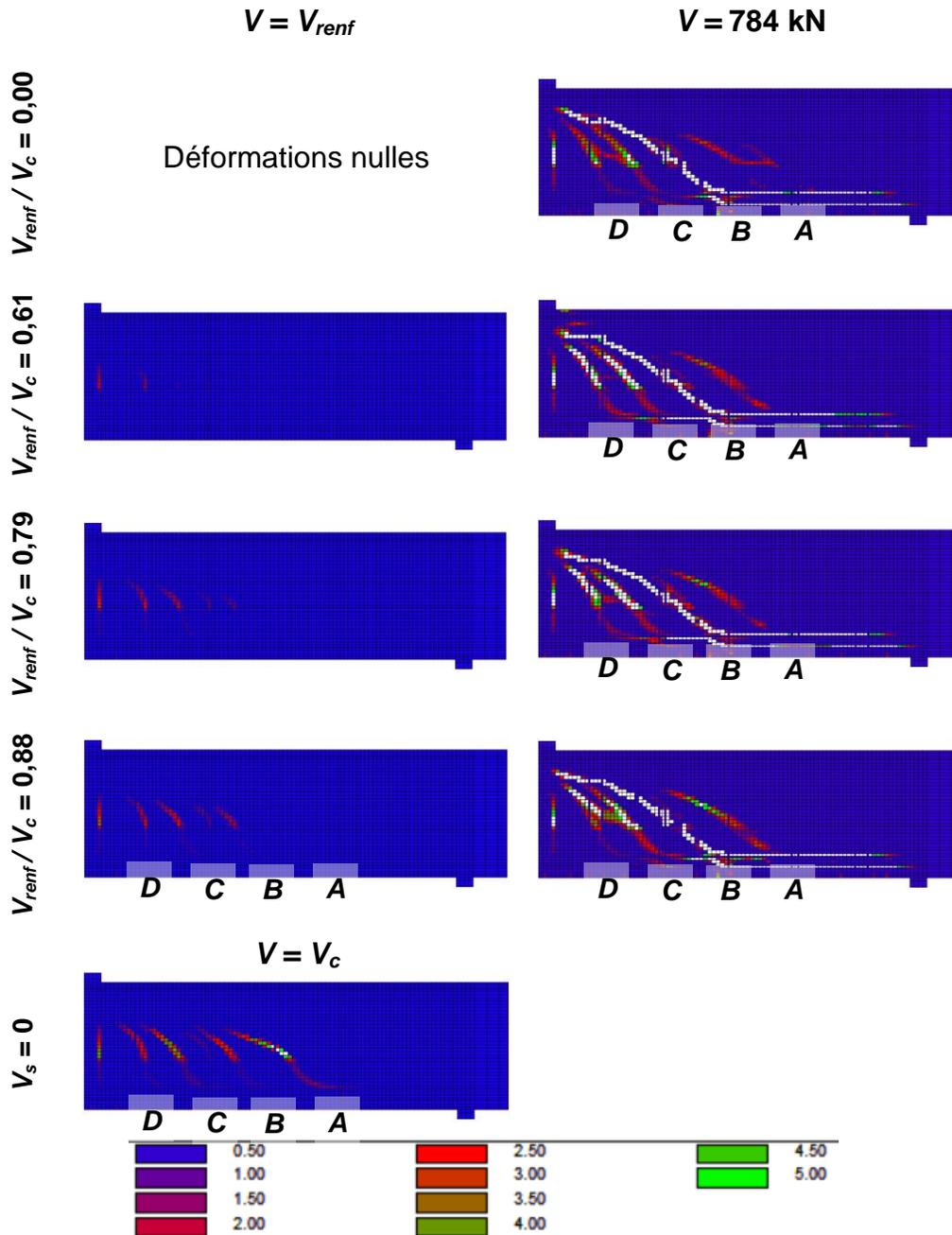


Figure 6-15. Ouverture des fissures à un même effort tranchant $V = 784 \text{ kN}$ dans les analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R60-375, (c) PEF-R80-375, (d) PEF-R90-375 et (e) PEF-NR

La Figure 6-15(a) montre que pour une dalle renforcée à $V_{renf} / V_c = 0,00$, l'ouverture des fissures A, C et D est plus faible que pour les autres dalles post-renforcées (Figure 6-14[b] à [d]). Comme il a été observé à la Figure 6-14, l'apparition d'un plus grand nombre de

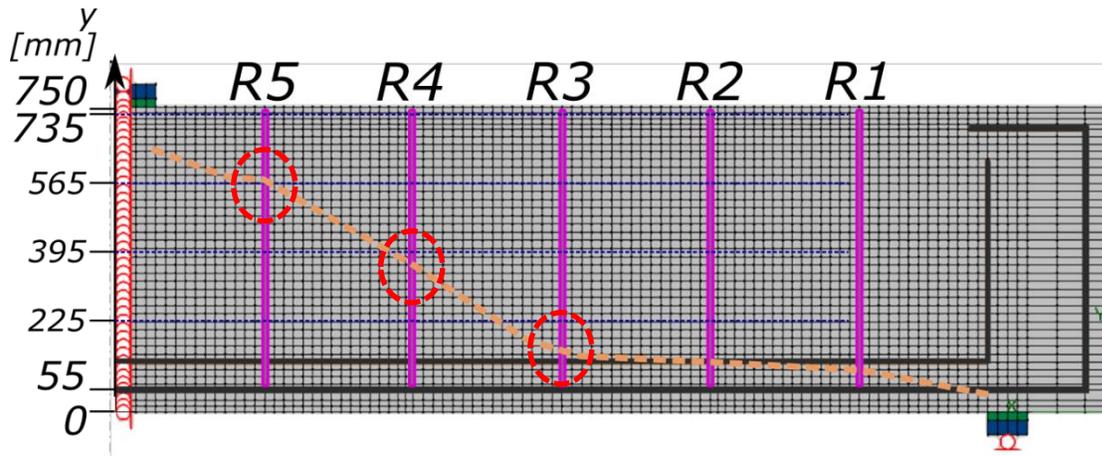
fissure pourrait expliquer ces ouvertures plus faibles. La Figure 6-14(d) montre par ailleurs que pour $V_{renf} / V_c = 0,88$, l'ouverture des fissures *C* et *D* est plus importante que pour les autres cas de post-renforcement, ce qui rejoint l'observation faite à la Figure 6-13. Les schémas d'ouvertures de fissure montrent donc bien que l'ouverture de fissures plus inclinées est favorisée lorsque V_{renf} est élevé. Dans un autre ordre d'idée, il est possible d'observer que la fissure critique dans la dalle non-renforcée (trajectoire *A*) est davantage ouverte à la rupture lorsque V_{renf} / V_c augmente. Ceci montre que l'ouverture des fissures développées dans la dalle sans armature transversale est aussi favorisée lorsque V_{renf} / V_c est élevé.

6.2.3. Déformations et contraintes dans les barres transversales de renforcement

Afin d'examiner le développement de la résistance à l'effort tranchant dans les dalles post-renforcées selon l'effort tranchant au renforcement, la contrainte σ_{sv} maximale et la déformation ε_{sv} dans chaque rang de renforcements au droit de la fissure de cisaillement a été relevée à la rupture ($V = V_r$). Ces valeurs sont présentées Tableau 6-5 pour chaque cas de renforcement.

Il est possible de voir au Tableau 6-5, qu'à la rupture de la dalle, les barres transversales du rang R3 n'atteignent l'état plastique que pour les cas où V_{renf} / V_c est de 0,00 ou 0,56 (ε_{sv} de 3390 et 2098 respectivement). Lorsque le rapport $V_{renf} / V_c \geq 0,61$, ces renforcements demeurent dans le domaine élastique jusqu'à la rupture ($\varepsilon_{sv} \leq 1978$). Les barres du rang R4 atteignent l'écroutissement dans tous les cas de renforcement ($24\ 500 \leq \varepsilon_{sv} \leq 28\ 899$). Celles du rang R5 sont plastifiées à la rupture dans tous les cas, mais atteignent parfois l'écroutissement avec certains rapports V_{renf} / V_c (généralement $16\ 095 \leq \varepsilon_{sv} \leq 22\ 824$). La déformation plus faible de 10 872 relevée pour $V_{renf} / V_c = 0,61$ est probablement due à la rupture précoce de la dalle par rapport aux autres ($V_r = 784$ kN plutôt que $V_r = 866$ kN pour $V_{renf} / V_c = 0,00$) puisque les grandes déformations dans le rang R5 surviennent à des efforts tranchants élevés suite à l'écroutissement des barres du rang R4.

Tableau 6-5. Contrainte σ_{sv} maximale et déformation ϵ_{sv} au droit de la fissure critique de cisaillement à l'effort tranchant ultime ($V = V_r$) pour chaque rapport V_{renf} / V_c analysé



V_{renf} / V_c	V (kN)	Δ (mm)	Rang de renforcements			
			R3	R4	R5	
0	864	18,3	σ_{sv} (MPa)	403	453	419
			ϵ_{sv}	3390	27739	20732
0,56	858	17,7	σ_{sv} (MPa)	403	455	422
			ϵ_{sv}	2098	27513	21136
0,61	784	15,7	σ_{sv} (MPa)	401	440	403
			ϵ_{sv}	1978	24500	10872
0,67	813	16,6	σ_{sv} (MPa)	403	449	403
			ϵ_{sv}	1934	26181	17786
0,75	883	19,7	σ_{sv} (MPa)	361	462	410
			ϵ_{sv}	1637	28899	20690
0,79	878	19,7	σ_{sv} (MPa)	363	457	403
			ϵ_{sv}	1648	27974	18450
0,84	829	17,3	σ_{sv} (MPa)	322	453	403
			ϵ_{sv}	1450	27055	16095
0,88	823	17,8	σ_{sv} (MPa)	255	447	431
			ϵ_{sv}	1354	25943	22824

■ : $\epsilon_{sv} < \epsilon_{yv}$ (état élastique) ■ : $\epsilon_{yv} \leq \epsilon_{sv} < \epsilon_{sh}$ (état plastique) ■ : $\epsilon_{sv} > \epsilon_{sh}$ (écrouissage)

L'histogramme présenté à la Figure 6-16 montre les contraintes σ_{sv} maximales à la rupture pour chaque cas de post-renforcement de la dalle PEF. Celui présenté à la Figure 6-17 montre les déformations ε_{sv} maximales à la rupture pour chaque cas de renforcement. Ces déformations maximales sont relevées au droit de la fissure critique de cisaillement.

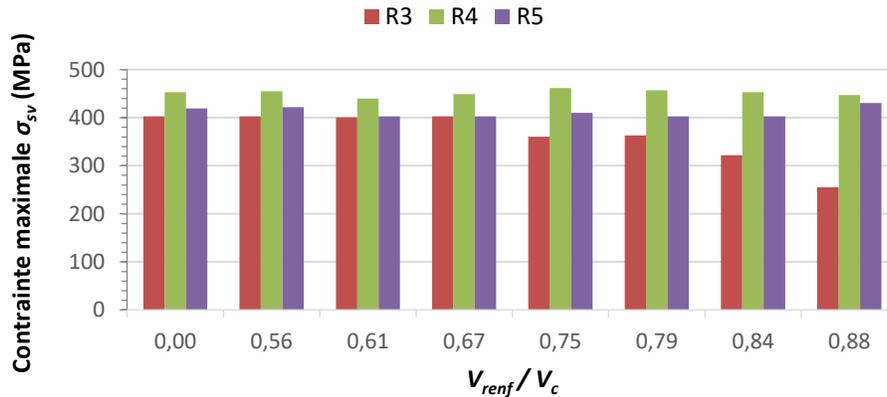


Figure 6-16. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 375$ mm

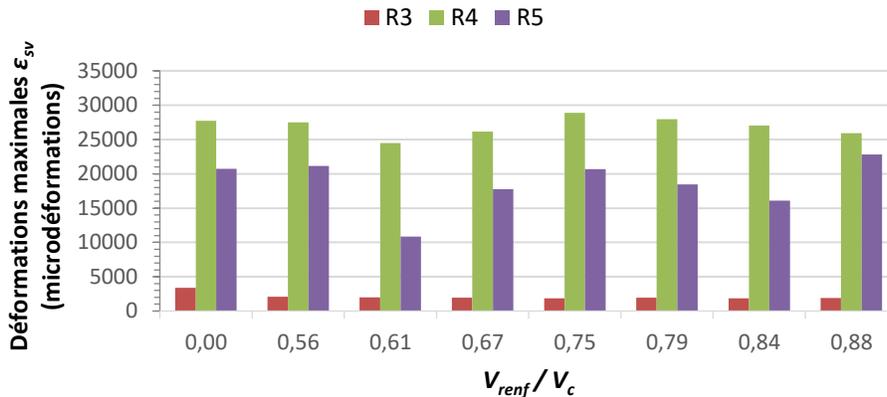


Figure 6-17. Déformation ε_{sv} maximale dans chaque rang de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement avec $s_v = 375$ mm

À la lumière des données montrées à la Figure 6-16, la contrainte σ_{sv} dans les barres transversales de renforcement des rangs R4 et R5 demeurent relativement constantes à la rupture si V_{renf}/V_c est croissant ($440 \text{ MPa} \leq \sigma_{sv} \leq 462 \text{ MPa}$ pour R4 et $403 \text{ MPa} \leq \sigma_{sv} \leq 431 \text{ MPa}$ pour R5). Toutefois, celle dans les barres du rang R3 diminuent, passant de 403 MPa lorsque $V_{renf}/V_c = 0,00$ à 255 MPa lorsque $V_{renf}/V_c = 0,88$ (diminution de 37%). La Figure 6-15(d) (colonne $V = V_{renf}$) montre qu'une ouverture de fissure de l'ordre de 1,00 mm est présente dans la dalle au moment du renforcement lorsque $V_{renf}/V_c = 0,88$. Il a été relevé

par Fernández Ruiz et coll. (2010) qu'avec l'ouverture d'une fissure au moment du renforcement, la déformation à la rupture d'une barre post-installée peut être réduite si la rupture de l'élément survient avant l'activation complète de cette barre. Il semble que pour des rapports V_{renf} / V_c élevés de l'ordre de 0,75, l'ouverture de fissure présente avant l'installation des barres du rang R3 soit telle que l'ouverture supplémentaire de la fissure après renforcement soit insuffisante pour faire plastifier les barres à la rupture ($\epsilon_{sv} < \epsilon_y$). Cette plastification survient toutefois ou est très près d'être atteinte ($\epsilon_{sv} \approx \epsilon_y$), lorsque $V_{renf} / V_c \leq 0,67$. La Figure 6-17 montre que les déformations des barres des rangs R4 et R5 à la rupture varient sensiblement en fonction du rapport V_{renf} / V_c , mais demeurent toujours supérieures à la limite élastique ($\epsilon_{sv} > \epsilon_y$) pour tous les rapports V_{renf} / V_c analysés.

6.2.4. Contribution des barres transversales de renforcement à la résistance ultime à l'effort tranchant

L'histogramme présenté à la Figure 6-18 montre l'effort tranchant repris par les barres transversales de renforcement V_s selon le rapport d'effort tranchant au renforcement sur résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_{renf} / V_c . Le calcul pour V_s est effectué selon la même démarche que celle présentée au chapitre 5 et à la section 6.1.4, soit à partir des contraintes σ_{sv} développées à la rupture dans les rangs de renforcement au droit de la fissure critique de cisaillement.

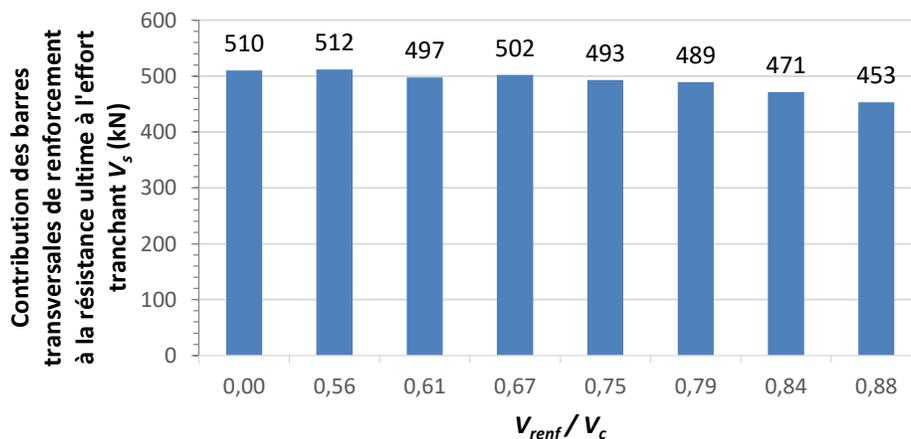


Figure 6-18. Contribution des barres transversales de renforcement à la résistance ultime à l'effort tranchant V_s selon le rapport V_{renf} / V_c

D'après les données de la Figure 6-18, la contribution des barres transversales V_s lorsque $s_v = 375$ mm diminue avec l'augmentation de V_{renf} . Cette diminution est faible entre V_{renf} / V_c

de 0,00 et 0,79 (- 4%) mais est plus prononcée lorsque $V_{renf} / V_c \geq 0,84$. En effet, alors que la contribution des renforcements est de 510 kN lorsque $V_{renf} / V_c = 0,00$, elle est de 453 kN lorsque $V_{renf} / V_c = 0,88$, soit une diminution de 13%. Comme il a été vu à la section précédente, c'est la diminution de la contrainte dans les barres en amont de la fissure (rang R3) qui cause la diminution de la contribution des renforcements à des rapports V_{renf} / V_c élevés. La contrainte σ_{sv} à la rupture des barres en aval de la fissure (rangs R4 et R5) demeure relativement constante. La résistance ultime à l'effort tranchant V_r à la Figure 6-13 obtenue selon les divers rapports V_{renf} / V_c ne reflète pas la tendance montrée ici à la Figure 6-18 pour V_s . Tout comme à la section 6.1, la contribution du béton à la résistance ultime V_b varie aussi en fonction du rapport V_{renf} / V_c .

6.2.5. Contribution du béton à la résistance ultime à l'effort tranchant

L'histogramme de la Figure 6-19 montre la contribution de l'ensemble des mécanismes de résistance à l'effort tranchant au sein du béton V_b ($V_r - V_s$) à l'ultime ($V = V_r$) pour l'ensemble des rapports V_{renf} / V_c analysés.

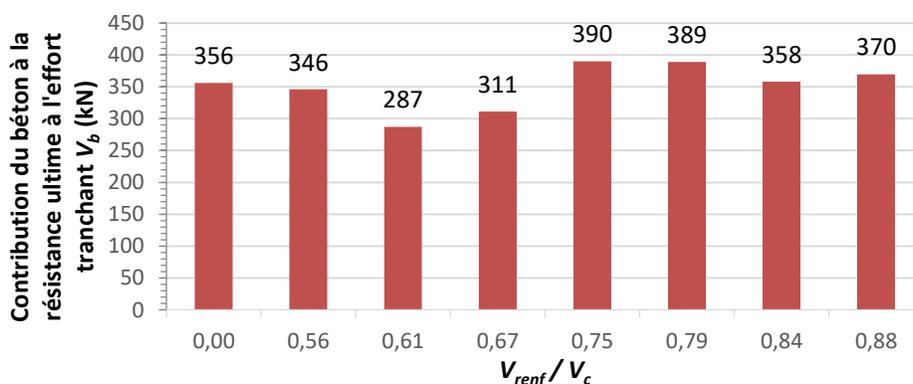
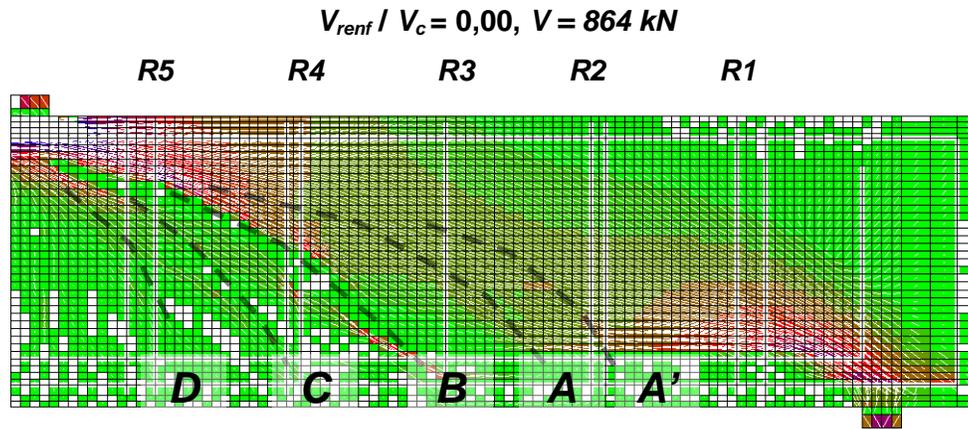


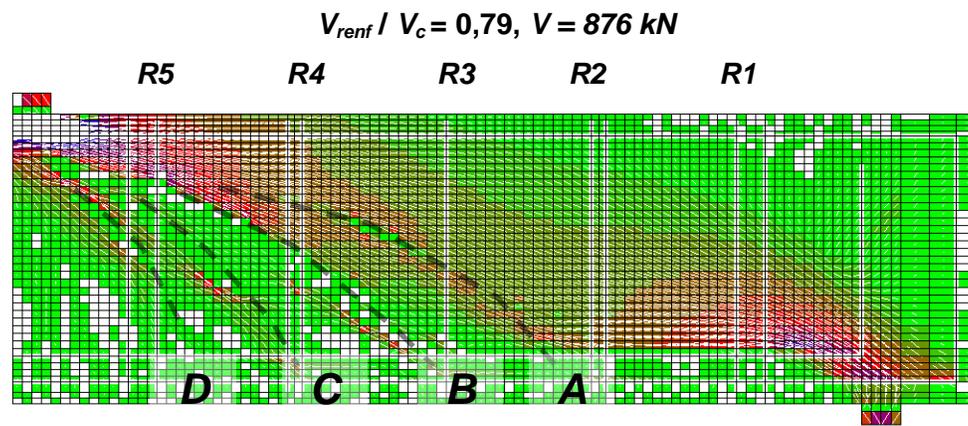
Figure 6-19. Contribution du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant de la dalle PEF post-renforcée à des rapports V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,90

La Figure 6-19 montre que la contribution de l'ensemble des mécanismes de résistance à l'effort tranchant au sein du béton V_b atteint des valeurs maximales à V_{renf} / V_c de 0,75 et 0,79 et minimales lorsque V_{renf} / V_c est de 0,61 et 0,67.

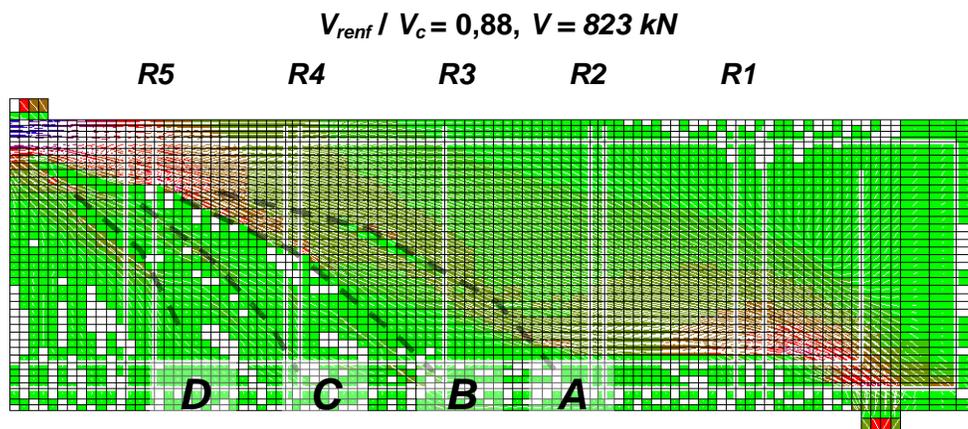
La Figure 6-20 présente la répartition et l'intensité des contraintes principales en compression dans le béton sein de dalles PEF post-renforcées des rapports V_{renf} / V_c de 0,00, 0,79 et 0,88.



(a)



(b)



(c)

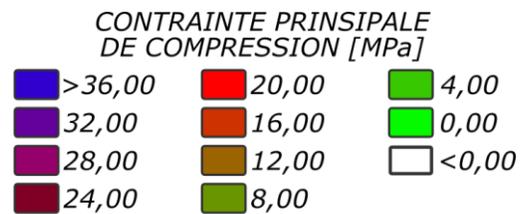
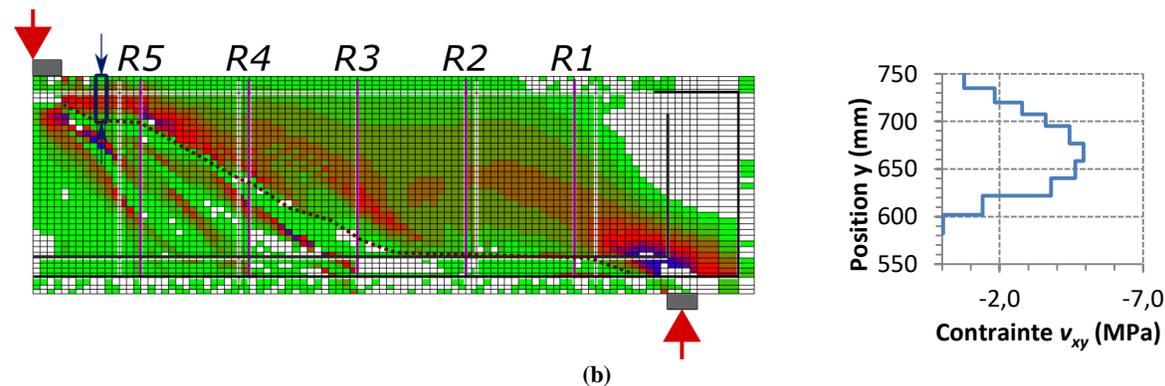
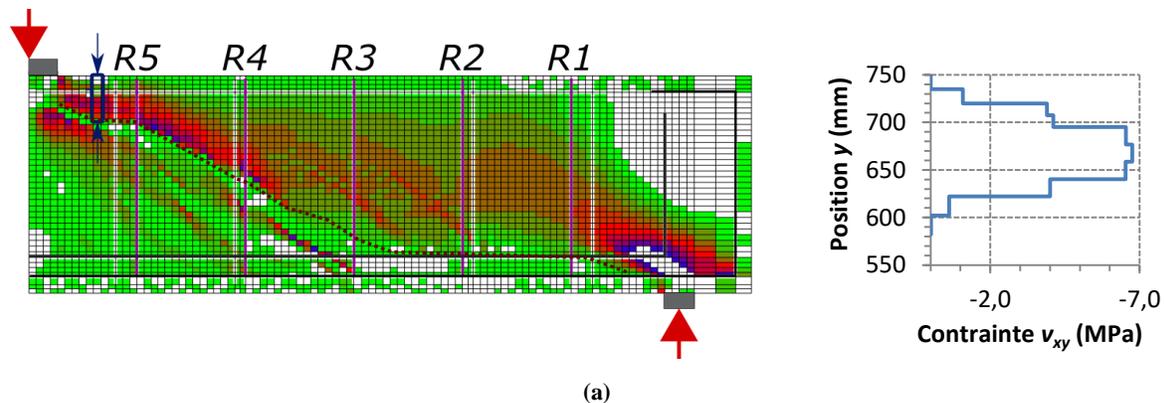


Figure 6-20. Champ de contraintes principales de compression dans le béton à la rupture dans les analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R80-375 et (c) PEF-R90-375

La Figure 6-20(a) montre que pour $V_{renf} / V_c = 0,00$, une part des contraintes chemine à travers la fissure C pour rejoindre le bas du rang R3. Ce cheminement n'est pas observable aux Figure 6-20(b) et (c) où les contraintes vont plutôt rejoindre le bas du rang R4. L'intensité des contraintes atteint jusqu'à 20 MPa. L'ouverture importante des fissures C et D observées pour les rapports V_{renf} / V_c élevés à la Figure 6-15 pourrait expliquer pourquoi il est impossible pour les contraintes de cheminer à travers ces fissures. Ceci montre donc que le champ de compression est d'avantage incliné lorsque $V_{renf} / V_c \geq 0,79$ que lorsque $V_{renf} / V_c = 0,00$.

La Figure 6-21 montre pour les dalles PEF post-renforcée à $V_{renf} / V_c = 0,00$ (Figure 6-21[a]), $V_{renf} / V_c = 0,61$ (Figure 6-21[b]) et $V_{renf} / V_c = 0,88$ (Figure 6-21[c]) la distribution des contraintes de cisaillement v_{xy} dans le béton et le profil de ces contraintes sur la section de béton comprimé non-fissuré située au-dessus de la fissure critique de cisaillement.



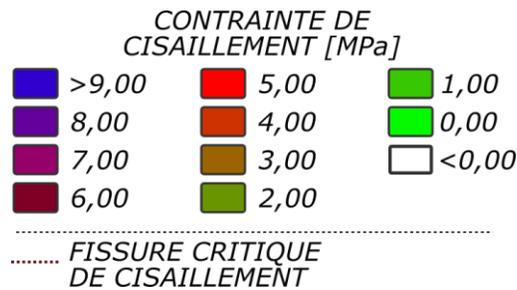
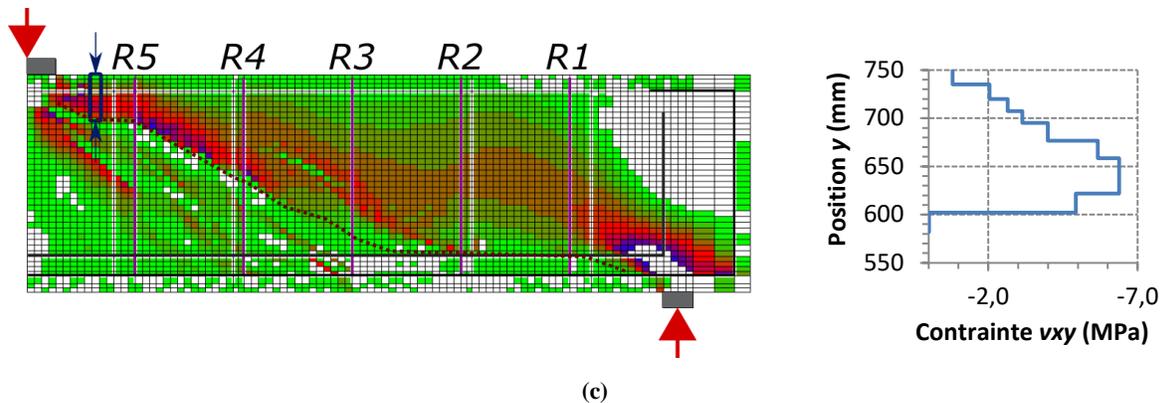


Figure 6-21. Distribution des contraintes en cisaillement v_{xy} dans le béton à la rupture ($V = V_r$) et profil des contraintes dans la section comprimée pour les analyses (a) PEF-R00-375, (b) PEF-R60-375 et (c) PEF-R90-375

Il est possible de voir à la Figure 6-21 que les profils de contraintes de cisaillement v_{xy} à la rupture dans la zone de béton comprimée est similaire pour des rapports V_{renf} / V_c de 0,00 et de 0,90. La contrainte v_{xy} maximale dans cette zone est de l'ordre de 6,5 MPa pour les deux cas de renforcement. Cependant, pour $V_{renf} / V_c = 0,61$ (Figure 6-21[c]), la contrainte maximale ne dépasse pas 5,0 MPa. La hauteur de la zone comprimée est réduite à la position du rang R5. En effet, la position verticale de la fissure critique à cet endroit est à $y = 595$ mm pour $V_{renf} / V_c = 0,61$ alors qu'elle est à $y = 575$ mm pour les autres rapports V_{renf} / V_c , tel que montré à la Figure 6-22. La concentration des contraintes dans cette surface réduite de béton pour $V_{renf} / V_c = 0,61$ a causé la rupture du béton à un effort tranchant plus faible que pour les autres rapports V_{renf} / V_c .

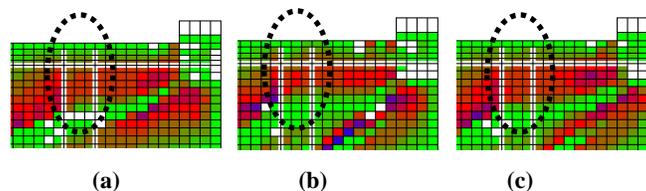


Figure 6-22. Changement dans la hauteur de la zone comprimée à un effort tranchant V de 784 kN lorsque (a) $V_{renf} / V_c = 0,00$, (b) $V_{renf} / V_c = 0,60$ et (c) $V_{renf} / V_c = 0,90$

En intégrant la contrainte de cisaillement sur la surface de béton située au-dessus de la fissure critique de cisaillement, la force de cisaillement reprise par le béton en zone non-fissurée V_{bnf} est montrée au Tableau 6-6. L'effort tranchant ainsi développé est comparé à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r de la dalle PEF pour tous les rapports V_{renf} / V_c analysés.

Tableau 6-6. Contribution à la résistance à l'effort tranchant ultime du béton dans la zone comprimée V_{bnf} et comparaison avec la résistance ultime V_r des dalles PEF post-renforcées

	V_{renf} / V_r	V_{bnf} (kN)	V_r (kN)	V_{bnf} / V_r
PEF-R00-375	0,00	345	866	0,40
PEF-R55-375	0,56	335	858	0,39
PEF-R60-375	0,61	288	784	0,37
PEF-R65-375	0,67	322	813	0,40
PEF-R75-375	0,75	356	883	0,40
PEF-R80-375	0,79	419	878	0,48
PEF-R85-375	0,84	310	829	0,37
PEF-R90-375	0,88	380	823	0,46

Les résultats présentés au Tableau 6-6 montrent que la résistance à l'effort tranchant développée dans le béton non-fissuré V_{bnf} varie entre 288 kN et 419 kN pour des rapports V_{renf} / V_c variant de 0,00 à 0,88. Une part importante de 37% à 48% de la résistance ultime à l'effort tranchant V_r est attribuable au béton en zone comprimée. Les parts V_{bnf} / V_r les plus importantes V_{bnf} / V_r sont enregistrées lorsque V_{renf} / V_c est de 0,79 et 0,90 et les parts les plus faibles lorsque V_{renf} / V_c est de 0,56 et 0,61. Même si la contribution des renforcements V_s diminue avec l'augmentation de V_{renf} comme il a été vu à la Figure 6-18, la contribution du béton V_{bnf} à l'ultime augmente généralement avec le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} . Cette observation corrobore avec celle de la section 6.1.5.

6.3. Dalles post-renforcées telles que testées dans l'étude de Cusson (2012)

Les travaux de Cusson (2012) présentés au chapitre 2 ont permis de déterminer expérimentalement la résistance à l'effort tranchant de dalles épaisses renforcées avec barres ancrées à l'époxy lorsque ce renforcement est mis en place sans chargement ($V = 0$). Le rapport s_v / d_v utilisé dans cette étude est de 0,60. L'étude numérique présentée par Fiset et coll. (2014) montre une bonne prédiction du comportement de cette dalle par la modélisation numérique VecTor. Dans le but de voir si les observations des sections précédentes faites pour un post-renforcement sous charge se répètent sur la dalle déjà étudiée de Cusson (2012), cette dernière a été modélisée, analysée et les résultats sont présentés dans cette section.

6.3.1. Présentation du modèle numérique

Les dalles testées dans les travaux de Cusson (2012) ont une section transversale rectangulaire de 610 mm x 750 mm (section 2.5.2). À la différence des dalles PEF présentées jusqu'à maintenant dans ce mémoire, le rapport d'élancement a / d est de 2,88 (par rapport à 3,30) et le taux d'armature longitudinal ρ_x est de 1,5% (par rapport à 2,0%). Pour identifier les différentes analyses par éléments finis du type de dalle issu de Cusson (2012), une nomenclature similaire à celle présentée à la section 6.1.1 est utilisée avec *BC* comme identifiant du type de dalle (*ex.* : BC-R80). L'espacement longitudinal entre rangs de renforcement s_v est de 380 mm pour toutes les dalles analysées. Une représentation de la dalle BC par éléments finis est présentée à la Figure 6-23. Les propriétés des matériaux sont celles déterminées dans Cusson (2012) et montrées aux Tableau 6-7 et Tableau 6-8.

Les lois de comportement utilisées sont les mêmes que celle présentées au chapitre 5, à l'exception du raidissement en traction qui est adopté de Bentz (2003). Ces équations sont basées essentiellement sur celles de Collins et Mitchell (1987) utilisées pour les dalles PEF. Les équations de Bentz (2003) sont toutefois mieux adaptées pour le taux d'armature longitudinal des dalles BC (Wong et coll., 2013).

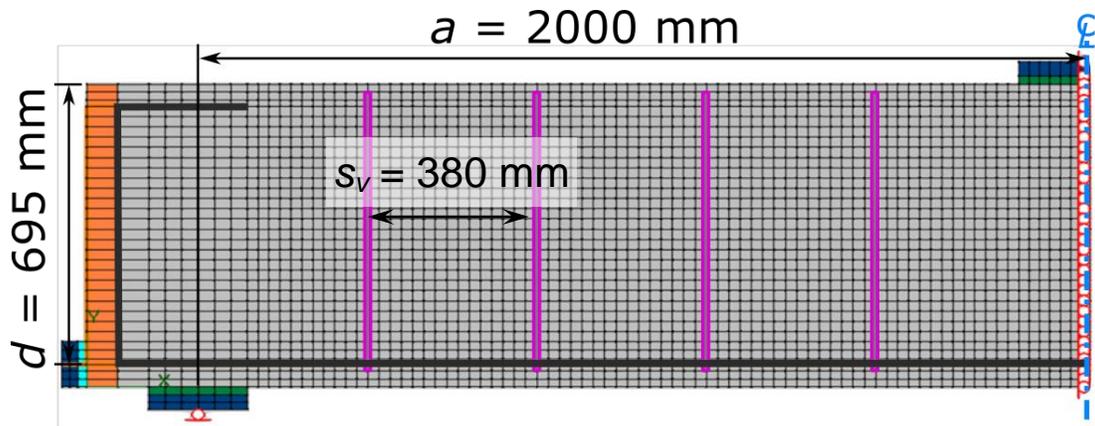


Figure 6-23. Dalle type BC modélisée par éléments finis telle que testée expérimentalement dans les travaux de Cusson (2012) avec les conditions d'appui et l'armature.

Tableau 6-7. Propriétés mécaniques spécifiées aux éléments béton dans le modèle numérique des dalles BC

Propriété du béton		Valeur
Résistance à la compression	f_c	33,3 MPa
Résistance à la traction	f_t	1,90 MPa
Module élastique	E_c	25 700 MPa
Taille nominale maximale des granulats	a_g	19 mm

Tableau 6-8. Propriétés de l'acier d'armature incorporées au modèle numérique des dalles BC

Propriété de l'acier d'armature			Arm. Long. 30M	Renf. 15M
Aire transversale	A_s, A_v	mm ²	7000	400
Diamètre de barre	d_b	mm	29,9	15,9
Limite élastique	f_y	MPa	508	448
Limite ultime	f_u	MPa	668	633
Module élastique	E_s	GPa	200	200
Déformation de fin d'écroutissage	ϵ_{sh}	µm/m	23	23
Déformation à l'ultime	ϵ_u	µm/m	175	180

6.3.2. Résistance de la dalle sans armature transversale V_c

L'analyse par éléments finis de la dalle BC sans armature transversale, identifiée BC-NR, a permis de déterminer sa résistance à l'effort tranchant en l'absence d'armature transversale V_c qui est présentée dans le Tableau 6-9. Cette résistance a été relevée indirectement de façon expérimentale lors d'essais sur dalles renforcées de façon non-adhérentes par Cusson (2012). Les résultats de calcul présentés dans Fiset et coll. (2018) montrent que la

résistance V_c sans armature transversale expérimentale des dalles testées par Cusson (2012) est de 449 kN. La résistance de 391 kN calculée selon la méthode générale de la norme canadienne CSA S6-14 est aussi présentée dans le Tableau 6-9.

Tableau 6-9. Résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c issue de l'analyse par éléments finis BC-NR et du calcul normatif S6-14

	V_c (kN)	Δ_{ult} (mm)	$V_{c.EF} /$ $V_{c.EXP}$	$V_{c.EF} /$ $V_{c.S6-14}$
Analyse par éléments finis BC-NR Bédard (2018)	399	3,2	0,89	1,02
Expérimental Cusson (2012), Fiset et coll. (2018)	449	4,1*		
Calcul norme S6-14	391	-		

*Flèche obtenue avec un renforcement non-adhérent dans la dalle

Il est possible de remarquer au Tableau 6-9 que l'analyse par éléments finis approxime bien la résistance sans armature transversale V_c des dalles expérimentales de Cusson (2012) avec un écart de 11%. La similitude est plus importante encore avec le calcul de la norme S6-14 par un écart de 2%.

6.3.3. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}

Les essais expérimentaux présentés dans Cusson (2012) et les analyses par éléments finis présentées dans Fiset et coll. (2014) sont issus d'une dalle avec renforcement à l'effort tranchant mis en place lorsque l'effort tranchant est nul ($V = V_{renf} = 0$). La résistance ultime à l'effort tranchant V_r de même que la flèche à l'ultime Δ_{ult} issues de chacune de ces études en plus de l'analyse BC-R00 sont présentées au Tableau 6-10.

Tableau 6-10. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche à l'ultime Δ_{ult} pour des barres de adhérentes de renforcement mises en place dans une dalle BC à un effort tranchant nul ($V_{renf} = 0$) selon l'analyse numérique du présent projet et des études antérieures

Référence	Méthode d'analyse	V_r (kN)	Δ_{ult} (mm)
BC-R00 (Bédard, 2018)	Éléments finis	860	14,5
<i>Fiset et coll. (2014)</i>	Éléments finis	719	6,4
<i>Cusson (2012)</i>	Expérimentale	756	11,9

Il est possible de remarquer au Tableau 6-10 que la résistance V_r calculée par l'analyse numérique BC-R00 est 20% supérieure à celle de l'analyse présentée par Fiset et coll. (2014), soient 860 kN et 719 kN respectivement. Cette différence est principalement due aux lois de comportement du matériau béton et de l'adhérence qui diffèrent entre les deux analyses. En effet, pour l'analyse BC-R00, les lois de comportement ont été choisies pour représenter les dalles expérimentales du présent projet. Malgré cette différence de résistance, la fissuration et le comportement expérimental de la dalle sont bien repris dans l'analyse numérique.

Quatre (4) analyses par éléments finis ont été réalisées avec des rapport d'effort tranchant lors du renforcement sur résistance sans armature transversale V_{renf} / V_c de 0,00, 0,61, 0,79 et 0,89 (identifiées BC-R00, BC-R60, BC-R80 et BC-R90). Les résistances ultimes à l'effort tranchant V_r des quatre (4) analyses de même que les flèches à l'ultime Δ_{ult} sont montrées aussi au Tableau 6-11. L'histogramme de la Figure 6-24 présente la résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du niveau du rapport V_{renf} / V_c .

Tableau 6-11. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r et flèche à l'ultime Δ_{ult} pour les dalles BC

	Effort tranchant lors du renforcement		Résistance ultime à l'effort tranchant		Flèche à l'effort tranchant ultime
	V_{renf} (kN)	V_{renf}/V_c	V_r (kN)	V_r/V_c	Δ_{ult} (mm)
BC-R00	0	0,00	860	2,16	14,5
BC-R60	243	0,61	862	2,16	14,8
BC-R80	315	0,79	860	2,16	15,5
BC-R90	355	0,89	808	2,03	13,6

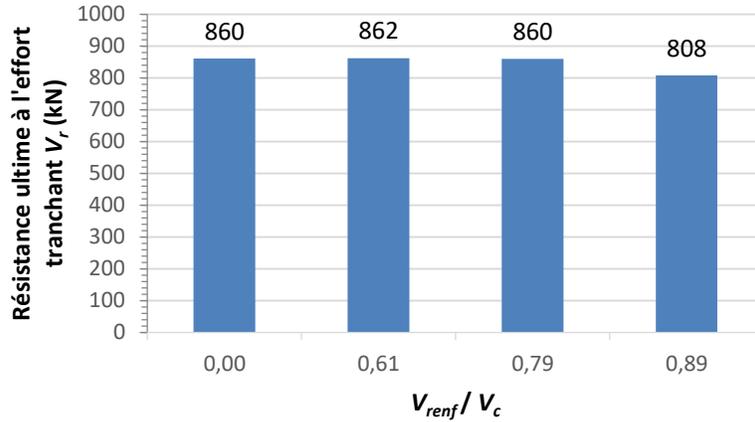


Figure 6-24. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du rapport V_{renf} / V_c pour une dalle de type BC

Selon les résultats des analyses par éléments finis présentés à la Figure 6-24, la résistance ultime à l'effort tranchant V_r des dalles post-renforcées à un rapport V_{renf} / V_c variant entre 0,00 et 0,79 est pratiquement constante autour de 861 kN. Une diminution de la résistance V_r est observable $V_{renf} / V_c = 0,89$ pour atteindre 808 kN (réduction de 7%).

La Figure 6-25 montre les courbes d'effort tranchant V versus flèche Δ pour les différents rapports V_{renf} / V_c au moment du renforcement. À titre comparatif, la courbe d'effort tranchant expérimentale de Cusson (2012) où le renforcement avec barres ancrées à l'époxy a été réalisé à $V_{renf} / V_c = 0,00$ est aussi présentée sur la figure.

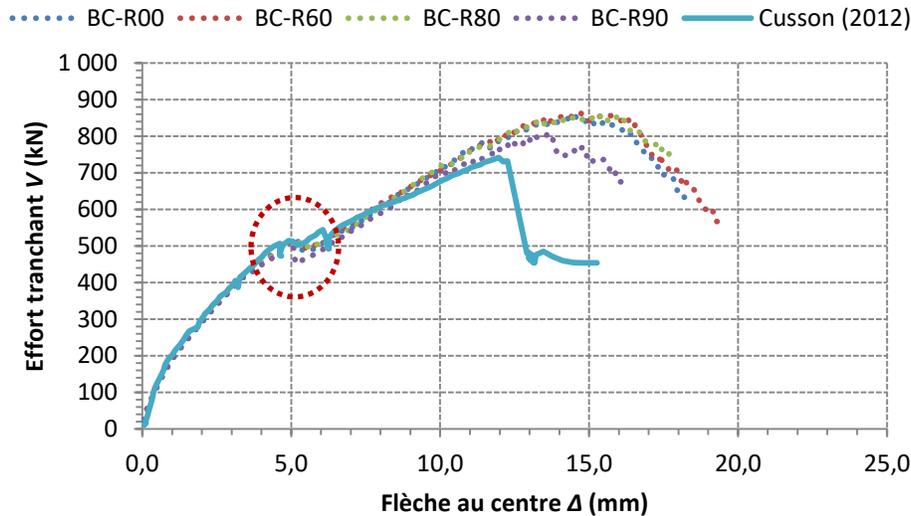
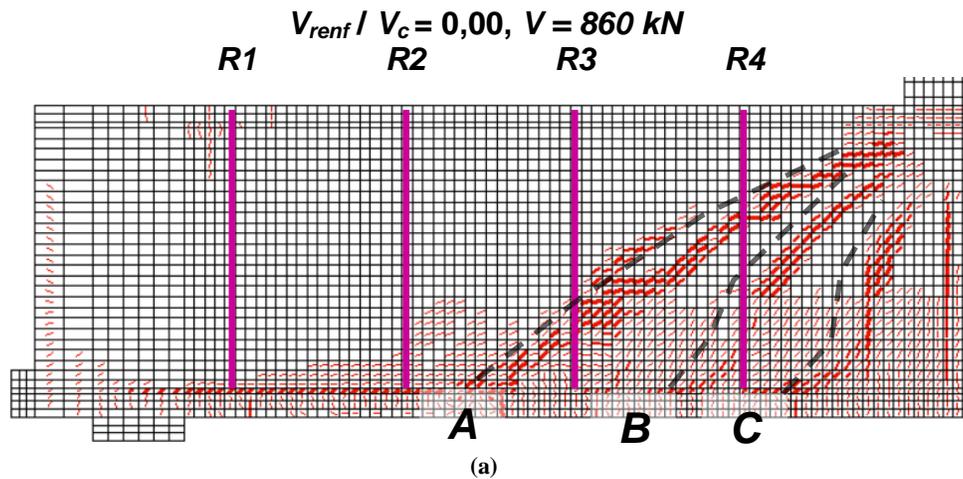


Figure 6-25. Courbes d'effort tranchant V – flèche Δ des dalles BC selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} et comparaison avec la courbe expérimentale de Cusson (2012)

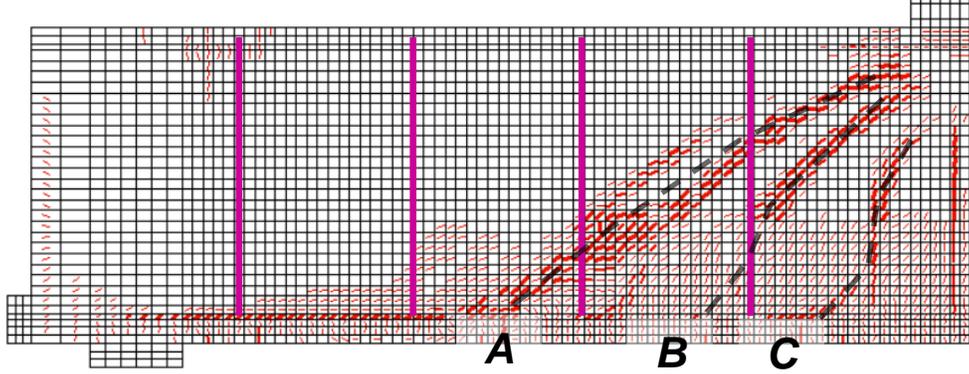
Pour les analyses numériques présentées à la Figure 6-25, la pente ascendante des courbes présentées est très semblable pour les quatre (4) niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} jusqu'à une flèche Δ d'environ 5,0 mm (cercle rouge sur la figure). Il s'agit de la propagation de la fissure critique de cisaillement. À ce moment, des pertes de capacité variant entre 17 kN et 30 kN sont enregistrées lorsque le rapport V_{renf} / V_c se situe entre 0,00 et 0,79. Lorsque $V_{renf} / V_c = 0,89$ (BC-90), l'amplitude de la perte augmente à 54 kN. Tout comme pour les modèles numériques ci-présentés, une perte de capacité a été enregistrée lors du chargement de la dalle expérimentale de Cusson (2012) à un effort tranchant et une flèche semblables aux modèles numériques BC, soient $V \approx 500$ kN et $\Delta \approx 4,5$ mm (cercle rouge sur la Figure 6-25).

6.3.4. Fissuration

La Figure 6-26 montre les patrons de fissuration à la rupture ($V = V_r$) pour les quatre (4) cas de renforcement où V_{renf} / V_c varie de 0,00 à 0,89 (Figure 6-14[a] à [d]) ainsi que pour la même dalle sans armature transversale ($V_s = 0$) (Figure 6-26[e]). À titre comparatif, la Figure 6-26(f) présente le patron de fissuration après rupture obtenu expérimentalement dans une dalle avec renforcement adhérent dans les travaux de Cusson (2012). Aussi, la Figure 6-26(g) présente le patron de fissuration à l'apparition de la fissure critique dans une dalle avec renforcement non-adhérent ($V = V_c$).

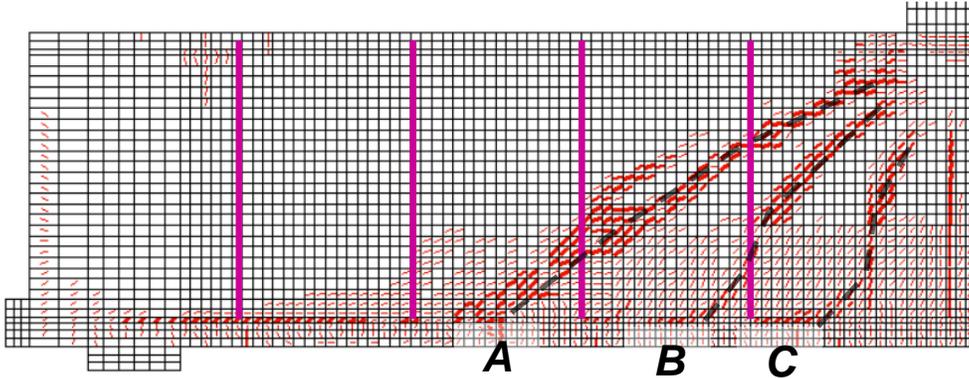


$V_{renf} / V_c = 0,61, V = 862 \text{ kN}$
R1 R2 R3 R4



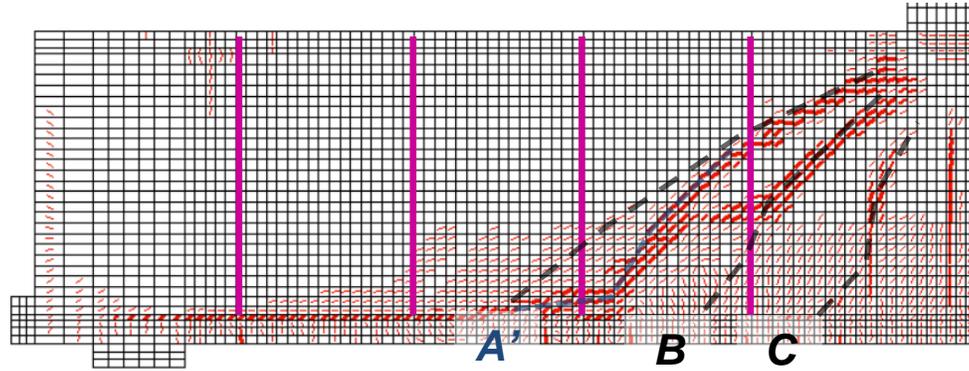
(b)

$V_{renf} / V_c = 0,79, V = 860 \text{ kN}$
R1 R2 R3 R4



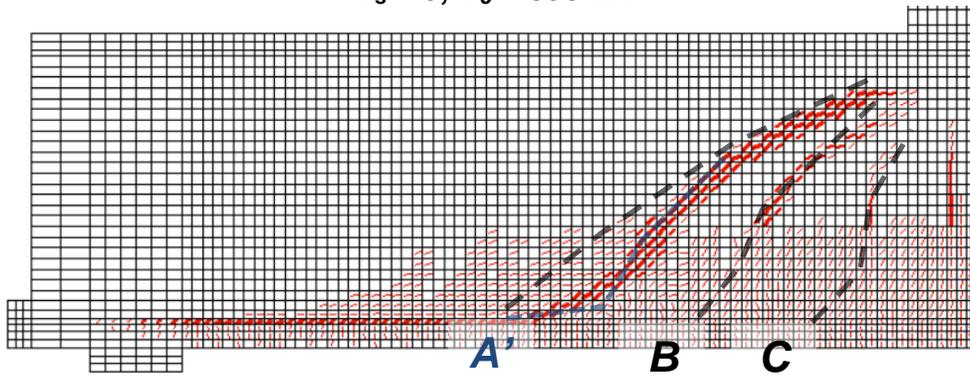
(c)

$V_{renf} / V_c = 0,89, V = 808 \text{ kN}$
R1 R2 R3 R4



(d)

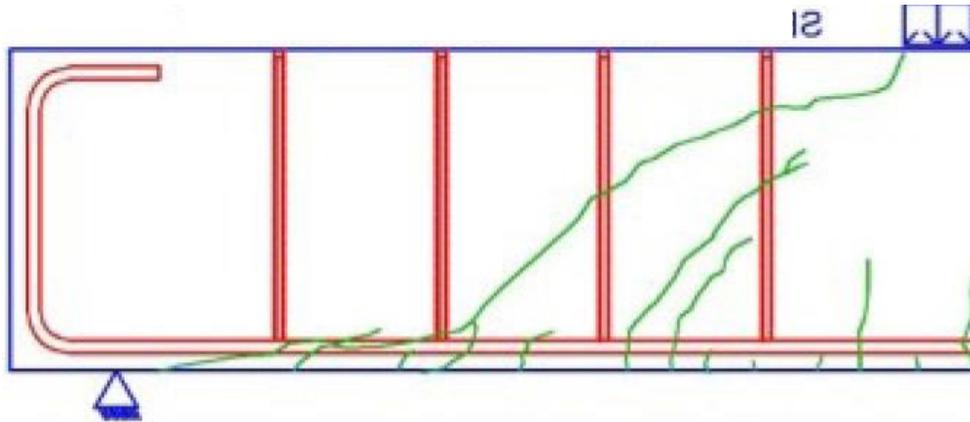
$$V_s = 0, V_c = 393 \text{ kN}$$



(e)

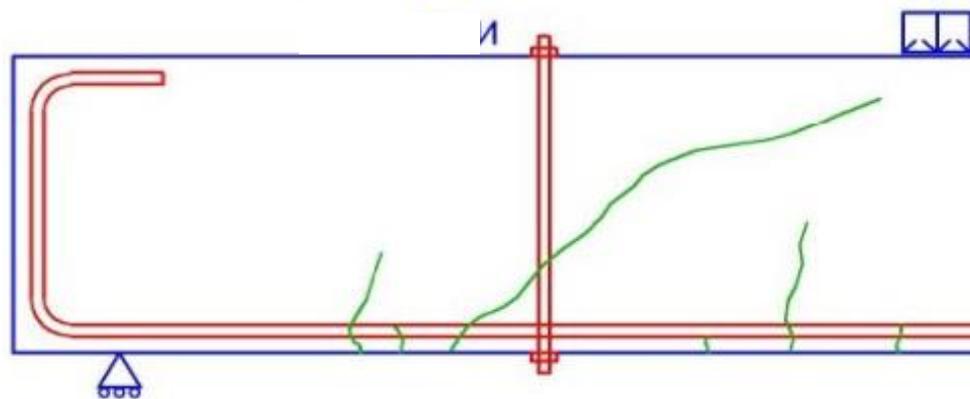
$$\text{Cusson (2012)} \quad V_{renf} / V_c = 0,00, \quad V = 756 \text{ kN}$$

R1 R2 R3 R4



(f)

$$\text{Cusson (2012), Armature non-adhérente, } V_c = 449 \text{ kN}$$



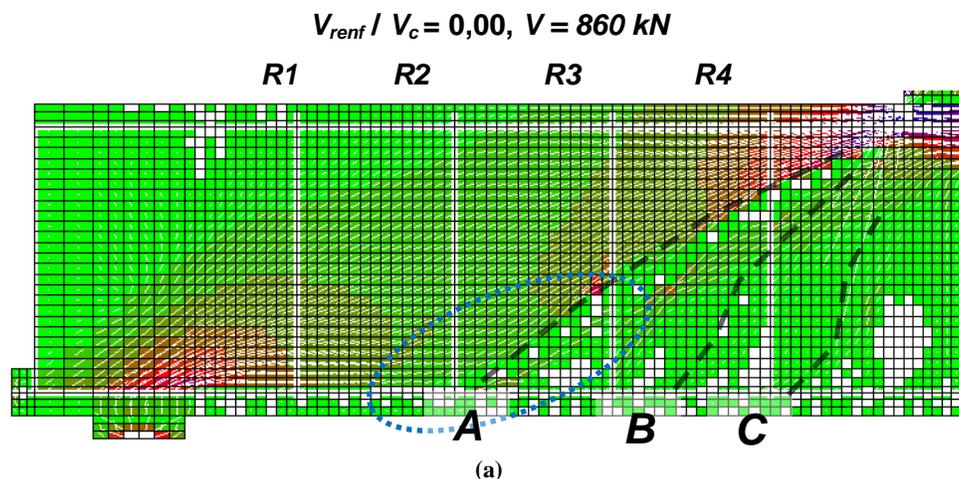
(g)

Figure 6-26. Patrons de fissuration à la rupture ($V = V_r$) issus des analyses numériques (a) BC-R00, (b) BC-R60, (c) BC-R80, (d) BC-R90 et (e) BC-NR et pour les essais expérimentaux de Cusson (2012) (f) sur dalle renforcée avec barres ancrées à l'époxy après la rupture et (g) à l'apparition de la fissure critique pour une dalle avec armature non-adhérente ($V = V_c$). (f) et (g) tirés de Cusson (2012)

Selon les patrons de fissuration à la rupture montrés à la Figure 6-26(a) à (c), la trajectoire de la fissure critique de cisaillement est la même (trajectoire A) pour un rapport V_{renf} / V_c allant de 0,00 à 0,79. Il avait été noté dans Cusson (2012) que la fissure principale de cisaillement intercepte deux (3) rangs de renforcements (Figure 6-26[f]), ce qui est observé aussi dans les résultats des Figure 6-26(a) à (c) (rangs R2 à R4). La trajectoire change à partir de $V_{renf} / V_c = 0,89$ (Figure 6-26[d]) pour ressembler davantage à la fissure principale sans armature transversale (Figure 6-26[e]). En effet, la trajectoire de fissure A dévie au niveau de du rang de barres transversales R3 pour devenir la trajectoire A'. La fissure en A' est plus inclinée que celle en A. Le développement avancé de la fissuration de flexion-cisaillement à $V_{renf} / V_c = 0,89$ favorise l'ouverture de cette même fissure à l'ultime, à l'image de ce qui a été relevé à la Figure 6-15. Le nombre de rangs d'armature transversale intercepté par la fissure critique chute alors de trois (3) à deux (2). Un nombre réduit de rangs de barres de renforcement contribuant à la résistance à l'effort tranchant pourrait expliquer la diminution de la résistance ultime avec $V_{renf} / V_c = 0,89$ par rapport aux rapports V_{renf} / V_c inférieurs. De plus, la Figure 6-26(d) montre que l'ouverture de la fissure B est plus importante à l'ultime pour $V_{renf} / V_c = 0,89$ que pour les autres cas de renforcement.

6.3.5. Déformations et contraintes dans les barres de renforcement

La Figure 6-27 montre la distribution du champ de contraintes principales en compression au sein de la dalle post-renforcée à la rupture lorsque V_{renf} / V_c est de 0,00 (Figure 6-27[a]) et 0,89 (Figure 6-27[b]).



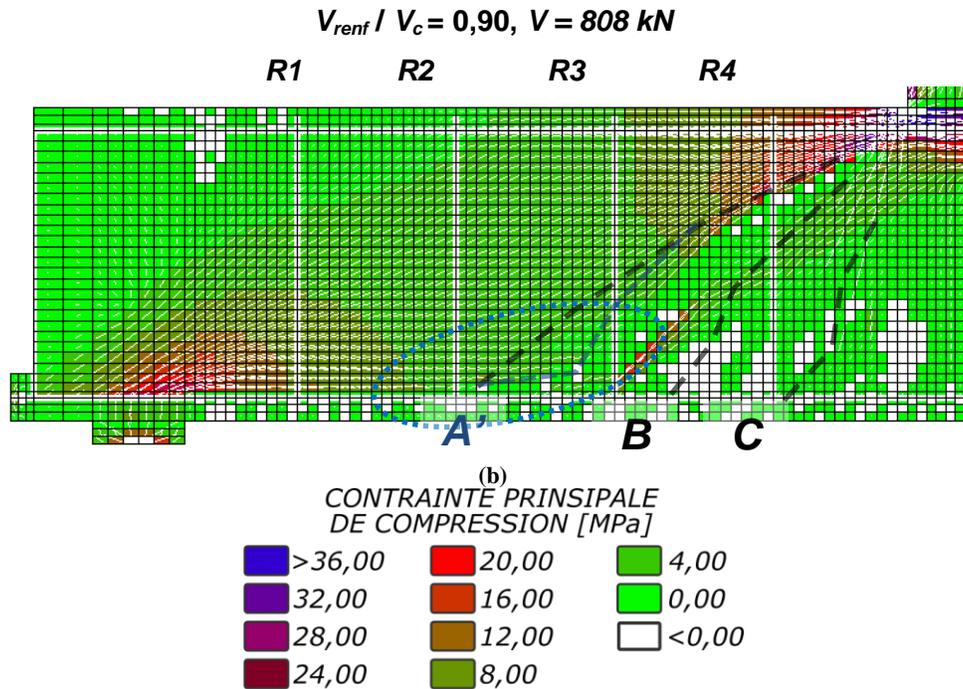


Figure 6-27. Champ de contraintes principales de compression à la rupture pour les analyses (a) BC-R00 et (b) BC-R90.

La Figure 6-27(a) montre que les lignes du champ de compression atteignent le bas du rang de renforcement R2 (cercle bleu) lorsque $V_{renf} / V_c = 0,00$ ce qui n'est pas le cas à la Figure 6-27(b) pour $V_{renf} / V_c = 0,89$. Ceci signifie alors que les barres du rang R2 ne permettent pas de transmettre une part des efforts principaux à travers la fissure critique de cisaillement. Tel qu'observé à la section précédente (Figure 6-26), lorsque $V_{renf} / V_c = 0,89$, le changement de trajectoire de la fissure critique de A vers A' réduit effectivement le nombre de rangs de renforcements contributifs à la résistance de trois (3) à deux (2).

L'histogramme présenté à la Figure 6-28 montre les contraintes σ_{sv} maximales à la rupture pour chaque cas de renforcement. Celui présenté à la Figure 6-29 montre les déformations ϵ_{sv} maximales à la rupture pour chaque cas de renforcement.

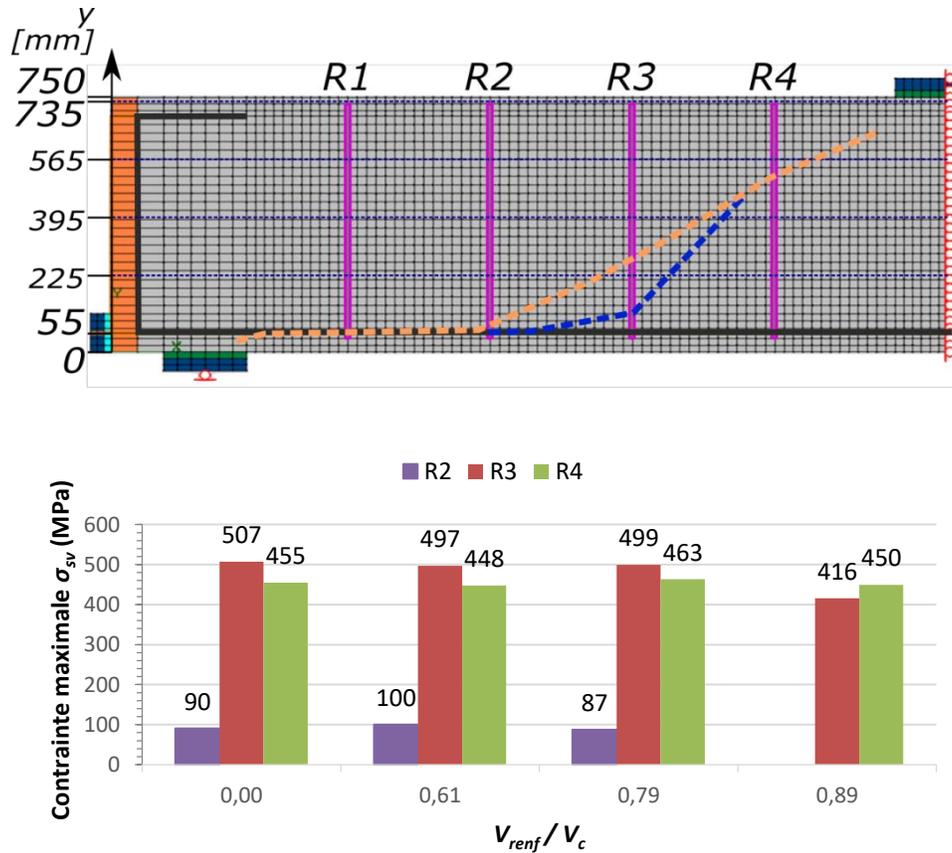


Figure 6-28. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de barres transversales croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement d'une dalle BC

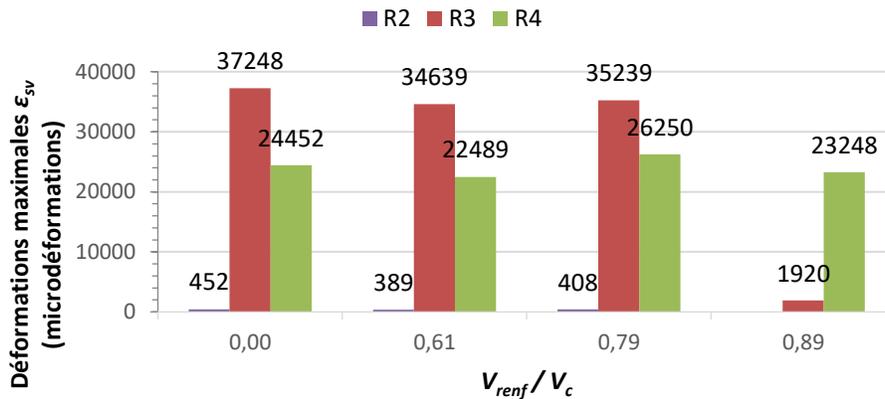


Figure 6-29. Déformation ϵ_{sv} maximale dans chaque rang de barres transversales croisant la fissure critique de cisaillement à la rupture pour chaque cas de renforcement d'une dalle BC

Il est possible de remarquer aux Figure 6-28 et Figure 6-29 que les contraintes et déformations des barres de renforcement à la rupture sont à peu près les mêmes lorsque V_{renf}/V_c varie de 0,00 à 0,79. En effet, les barres des rangs R3 et R4 (en aval de la fissure) sont dans le domaine plastique ($\epsilon_{sv} \geq \epsilon_y = 2240$) dans tous les cas, alors que le rang R2 (en

amont) demeure dans le domaine élastique et les contraintes sont au plus à 22% de la limite élastique f_y de 448 MPa. Cependant, lorsque $V_{renf} / V_c = 0,89$, les barres transversales au rang R3 demeurent dans le domaine élastique ($\epsilon_{sv} < \epsilon_y$) à la rupture et seuls ceux en R4 atteignent l'état plastique. La Figure 6-29 montre qu'il y a une nette diminution des déformations reprises à la rupture par les barres du rang R3 entre $V_{renf} / V_c = 0,79$ ($\epsilon_{sv} = 35\ 239$) et $V_{renf} / V_c = 0,89$ ($\epsilon_{sv} = 1920$) alors que celles reprises par les barres R4 demeurent sensiblement les mêmes et dans la phase d'écrouissage (26 250 et 23 248 respectivement, $\epsilon_{sv} > \epsilon_{sh} = 23\ 000$).

6.3.6. Contribution des barres transversales et du béton à la résistance à l'effort tranchant

L'histogramme présenté à la Figure 6-30 montre l'effort tranchant repris par l'armature transversale (renforcements) V_s selon le rapport d'effort tranchant au renforcement sur résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_{renf} / V_c . La même figure présente aussi la contribution des divers mécanismes de résistance du béton V_b .

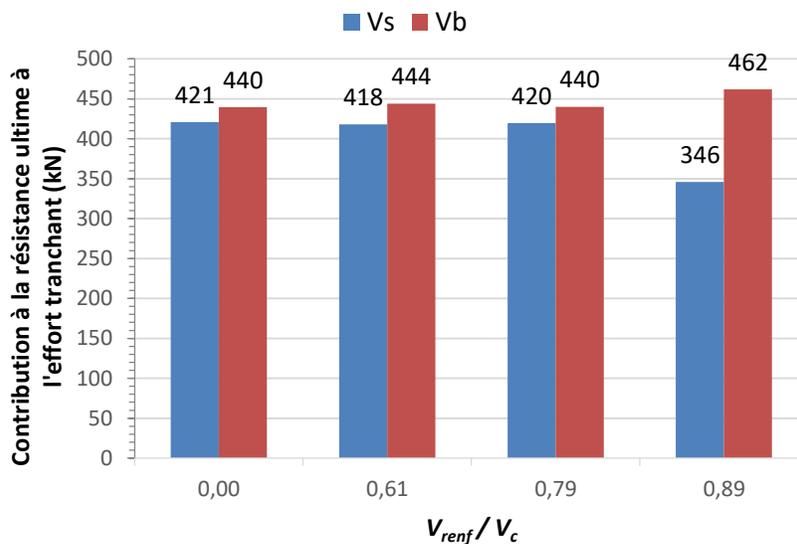


Figure 6-30. Contribution des barres transversales V_s et du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r selon le rapport V_{renf} / V_c

La Figure 6-30 montre que la contribution des barres transversales V_s demeure constante à une valeur d'environ 420 kN pour des rapports V_{renf} / V_c variant de 0,00 à 0,79. À $V_{renf} / V_c = 0,89$, cette contribution chute de 18% pour atteindre 346 kN. Cette diminution peut en

partie être expliquée par l'absence des barres du rang R2 à la résistance ultime, comme il a été relevé à la Figure 6-27. D'autre part, les Figure 6-28 et Figure 6-29 montrent que le rang R3 reprend des déformations et des contraintes plus faibles lorsque $V_{renf} / V_c = 0,89$ que pour les cas où le rapport V_{renf} / V_c inférieurs. Comme il a été vu aux sections 6.1.4 et 6.2.4, à un V_{renf} / V_c significativement élevé, les rangs d'armature transversale en amont de la fissure critique contribuent de façon moindre à la résistance à l'effort tranchant dans une dalle post-renforcée. Par ailleurs, la Figure 6-30 montre aussi que la contribution du béton V_b est plus importante lorsque $V_{renf} / V_c = 0,89$ (462 kN) que pour les autres cas (environ 442 kN). Ceci avait été observé aux sections 6.1.5 et 6.2.5.

La résistance à l'effort tranchant développée à l'ultime par les barres transversales V_s et par le béton V_b sont présentés au Tableau 6-12 pour chaque rapport V_{renf} / V_c analysé. Cette contribution est comparée à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r de la dalle.

Tableau 6-12. Contribution à la résistance ultime à l'effort tranchant des barres transversales V_s et du béton V_b et comparaison avec la résistance ultime V_r de la dalle BC rpost-renforcée selon différents rapports V_{renf} / V_c

	V_{renf} / V_r	V_r (kN)	V_s (kN)	V_s / V_r	V_b (kN)	V_b / V_r
BC-R00	0,00	860	421	0,59	440	0,41
BC-R60	0,61	862	418	0,58	444	0,42
BC-R80	0,79	860	420	0,57	440	0,43
BC-R90	0,89	808	346	0,43	462	0,57

Les résultats présentés au Tableau 6-12 montrent que la contribution du béton occupe une part variant de 41% à 57% de la résistance ultime à l'effort tranchant. L'augmentation de la contribution du béton à $V_{renf} / V_c = 0,89$ pourrait être causée par la fissure critique plus inclinée montrée à la Figure 6-27(b). Avec un champ de compression plus incliné, l'effet d'arche à la rupture est plus efficace et développe davantage de résistance à l'effort tranchant.

Enfin, les résultats montrés au Tableau 6-12 indiquent que le béton contribue de façon significative à la résistance à l'effort tranchant (environ 46% de V_r) dans les dalles BC dont le rapport d'élanement $a/d = 2,88$. Ce faible rapport favorise le développement de l'effet d'arche (section 2.2.4).

6.4. Dalle grandement élancée

Il a été vu dans les sections précédentes que pour des rapports d'élancement (a/d) de 2,88 et 3,30, un effet d'arche (bielle de compression directe) se développe dans ces dalles lorsque post-renforcées. Le béton contribue alors significativement à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r . Il a été vu néanmoins que le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} semble influencer le processus de développement de la résistance à l'effort tranchant dans les barres de renforcement. Afin d'examiner davantage l'effet du niveau d'effort tranchant au renforcement sur les barres transversales, un élément grandement élancé a été modélisé rendant l'effet d'arche significativement moins important.

6.4.1. Présentation du modèle numérique

L'élément de béton modélisé, montré à la Figure 6-31, a une épaisseur de 750 mm et une section transversale en I dont les ailes ont une largeur de 610 mm et l'âme de 305 mm. La distance entre la charge et l'appui étant de 3750 mm, le rapport d'élancement a/d est de 5,40. Pour résister à l'important moment de flexion, l'aire d'armature longitudinale de flexion A_{sx} définie est de 14 000 mm², ce qui correspond à 20 barres 30M. De l'armature de compression ayant une aire transversale de 4000 mm² a été ajoutée dans le haut de l'élément. L'espacement longitudinal entre rangs de renforcement s_v est de 375 mm pour un rapport s_v/d_v de 0,61. Il s'agit du même rapport que pour les dalles testées dans ce projet et celles présentées dans Cusson (2012).

Les analyses réalisées pour cet élément élancé sont identifiées par le préfixe LG. La nomenclature est la même que celle adoptée pour les dalles BC de la section précédente (ex. : LG-R00). Une représentation en élévation de l'élément LG modélisé par éléments finis est présentée à la Figure 6-32. Cette figure montre aussi l'identification des rangs de renforcement sur la longueur de l'élément, de R1 (près de l'appui) à R10 (près de la charge). Les propriétés du béton et de l'armature présentées respectivement aux Tableau 6-13 et Tableau 6-15 sont les mêmes que celles intégrées au dalles PEF (section 5.2). Les lois de comportement utilisées sont les mêmes que celles présentées au chapitre 5, à l'exception du raidissement en traction qui est adopté de Bentz (2003) tel que pour les dalles BC de la section précédente.

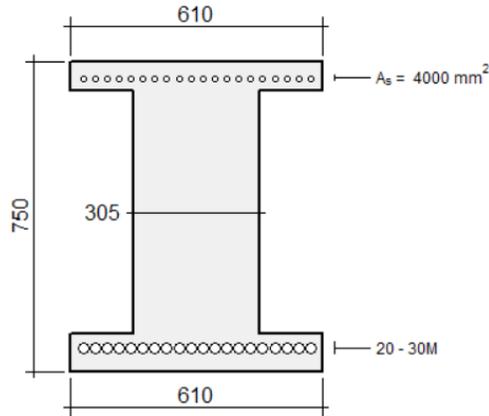


Figure 6-31. Section transversale de l'élément élané LG

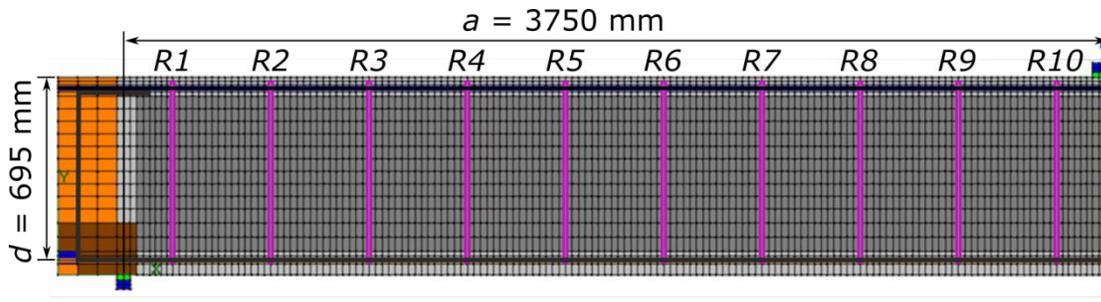


Figure 6-32. Représentation par éléments finis d'une demi-longueur d'élément élané LG avec les conditions d'appui et l'armature

Tableau 6-13. Propriétés mécaniques spécifiées aux éléments béton dans le modèle numérique de l'élément LG

Propriété du béton		Valeur
Résistance à la compression	f_c	39,5 MPa
Résistance à la traction	f_t	2,07 MPa
Module élastique	E_c	28 600 MPa
Taille nominale maximale des granulats	a_g	19 mm

Tableau 6-14. Propriétés de l'acier d'armature incorporées au modèle numérique de l'élément LG

Propriété de l'acier d'armature			Arm. Long. 30M	Renf. 15M	Arm. Comp. 15M
Aire transversale	A_s, A_v	mm ²	14 000	400	4000
Diamètre de barre	d_b	mm	29,9	15,9	29,9
Limite élastique	f_y	MPa	450	407	450
Limite ultime	f_u	MPa	600	604	600
Module élastique	E_s	GPa	200	203	200
Déformation d'écroutage	ϵ_{sh}	µm/m	23	18	23
Déformation à l'ultime	ϵ_u	µm/m	180	150	180

6.4.2. Résistance de la dalle sans armature transversale V_c

L'analyse par éléments finis de la dalle LG sans armature transversale, identifiée LG-NR, a permis de déterminer sa résistance à l'effort tranchant en l'absence d'armature transversale V_c qui est présentée dans le Tableau 6-15. La valeur calculée selon la méthode générale de la norme canadienne CSA S6-14 est aussi présentée dans ce tableau.

Il est possible de remarquer au Tableau 6-15 que la résistance V_c de la dalle élancé LG obtenue depuis analyse par éléments finis est de 325 kN, soit 22% supérieure à celle de 266 kN du calcul normatif.

Tableau 6-15. Résistance à l'effort tranchant sans armature transversale V_c issue de l'analyse par éléments finis BC-NR et du calcul normatif S6-14

	V_c (kN)	Δ_{ult} (mm)	$V_{c.EF} /$ $V_{c.S6-14}$
Analyse par éléments finis LG-NR	325	11,2	1,22
Calcul norme S6-14	266	-	

6.4.3. Résistance à l'effort tranchant V_r selon le niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf}

Quatre (4) analyses par éléments finis ont été réalisées avec des rapports V_{renf} / V_c de 0,00, 0,60, 0,80 et 0,90 (identifiées LG-R00, LG-R60, LG-R80 et LG-R90). La valeur d'effort tranchant V_{renf} correspondant à chaque niveau est montrée au Tableau 6-16. Les résistances ultimes à l'effort tranchant V_r de toutes les quatre analyses de même que les flèches à l'ultime Δ_{ult} sont montrées aussi au Tableau 6-16. L'histogramme de la Figure 6-33 présente la résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du rapport V_{renf} / V_c .

Tableau 6-16. Niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , résistance ultime à l'effort tranchant V_r , et flèche l'effort tranchant ultime Δ_{ult} pour l'élément élancé LG

	Effort tranchant lors du renforcement		Résistance ultime à l'effort tranchant		Flèche à l'effort tranchant ultime
	V_{renf} (kN)	V_{renf}/V_c	V_r (kN)	V_r/V_c	Δ_{ult} (mm)
LG-R00	0	0,00	629,8	1,94	28,3
LG-R60	192	0,59	624,7	1,92	27,5
LG-R80	261	0,80	639,6	1,97	28,3
LG-R90	297	0,91	621,6	1,91	26,7

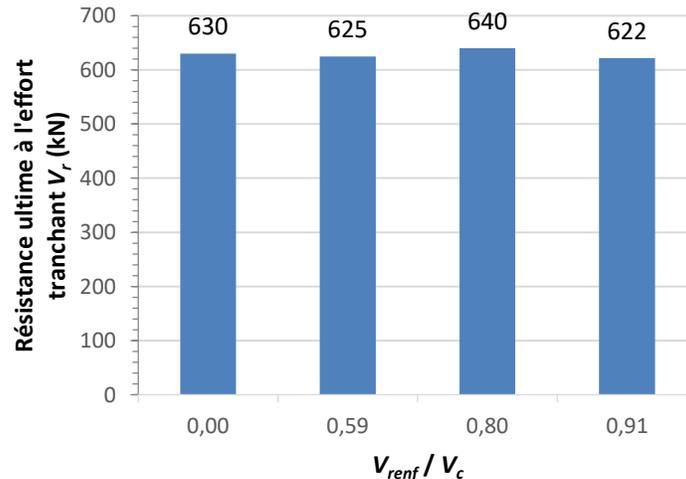


Figure 6-33. Résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} pour l'élément élancé type LG

Il est possible de remarquer que, selon les résultats des analyses par éléments finis présentés à la Figure 6-33, la résistance ultime à l'effort tranchant V_r passe de 630 kN lorsque $V_{renf}/V_c = 0,00$ à 622 kN lorsque $V_{renf}/V_c = 0,91$, soit une diminution de 1%. Un maxima de résistance est obtenu lorsque $V_{renf}/V_c = 0,80$ avec $V_r = 640$ kN, soit 2% de plus que lorsque $V_{renf}/V_c = 0,00$. En somme, il est possible de voir que la résistance ultime à l'effort tranchant d'un élément élancé de type LG est à peu près constante pour un post-renforcement adhérent effectué à un rapport V_{renf}/V_c variant de 0,00 à 0,91 (V_r moyen de 629 kN, écart moyen de 1%). Selon le Tableau 6-16, la résistance avec post-renforcement adhérent dans un élément LG est près du double de celle sans renforcement (V_r/V_c en moyenne de 1,94) pour V_{renf}/V_c variant de 0,00 à 0,91.

La Figure 6-34 montre les courbes d'effort tranchant V versus flèche Δ pour chaque cas de renforcement.

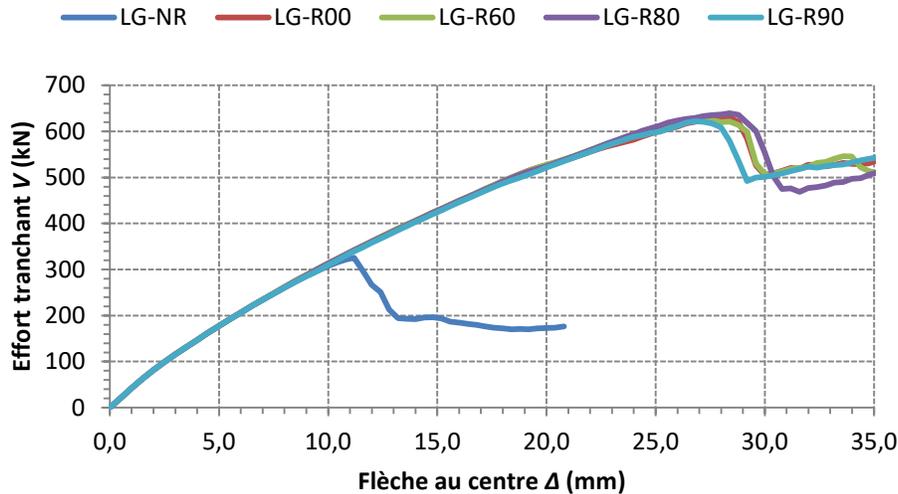


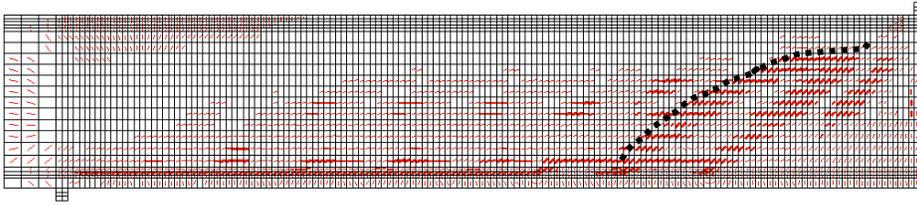
Figure 6-34. Courbes d'effort tranchant V - flèche pour les différentes les quatre (4) analyses numériques d'élément LG post-renforcée et celle sans armature transversale

Les quatre (4) courbes pré-pic à la Figure 6-34 pour les dalles post-renforcées sont très semblables. La pente est d'ailleurs très constante au-delà de $V = V_c$ issu de LG-NR. La rupture des éléments post-renforcés survient à une flèche Δ_{ult} très semblable lorsque le rapport V_{renf} / V_c varie entre 0,00 et 0,80, soit entre 27,5 mm et 28,3 mm (écart 3%), mais diminue lorsque $V_{renf} / V_c = 0,91$ à 26,7 mm. L'envergure de la diminution de l'effort tranchant V après rupture est similaire pour les cas de renforcement où V_{renf} / V_c est de 0,00, 0,59 et 0,91 (-108 kN en moyenne) mais est particulièrement plus élevée lorsque V_{renf} / V_c avec -164 kN (34% de plus). Cette diminution de l'effort tranchant correspond à l'ouverture de la fissure critique de cisaillement. Pour un rapport V_{renf} / V_c plus élevé, soit à 0,91, la diminution de l'effort tranchant après rupture est moindre que lorsque $V_{renf} / V_c = 0,80$. Toutefois, la rupture survient à une flèche Δ_{ult} moindre. Le mécanisme de rupture à l'effort tranchant d'un élément élancé LG semble changer à ces niveaux d'effort tranchant au renforcement.

6.4.4. Fissuration

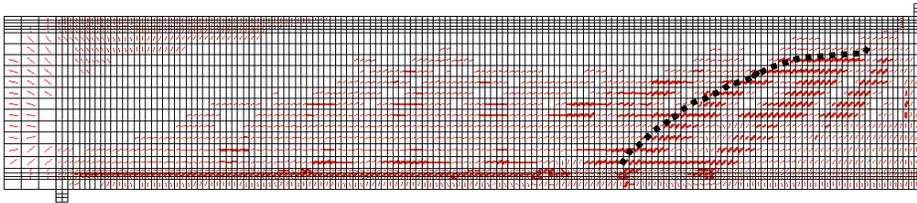
La Figure 6-35 montre le patron de fissuration post-rupture issus des analyses numériques avec élément élancé LG. La fissure critique de cisaillement est montrée en pointillé noir.

$$V_{renf} / V_c = 0,00 ; V = 630 \text{ kN}$$



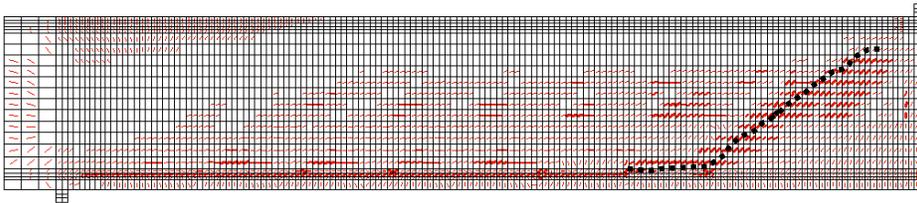
(a)

$$V_{renf} / V_c = 0,59 ; V = 625 \text{ kN}$$



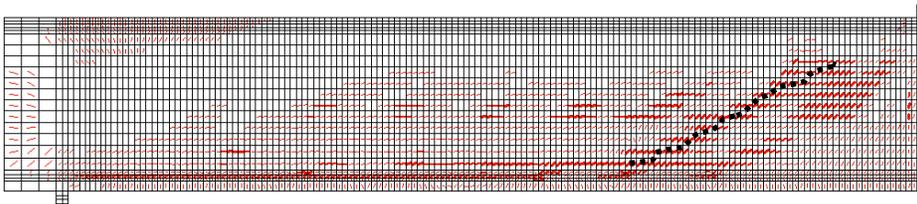
(b)

$$V_{renf} / V_c = 0,80 ; V = 640 \text{ kN}$$



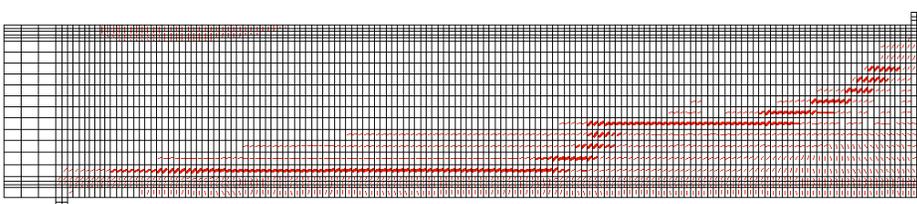
(c)

$$V_{renf} / V_c = 0,91 ; V = 622 \text{ kN}$$



(d)

$$V_s = 0 ; V_c = 325 \text{ kN}$$



(e)

Figure 6-35. Patron de fissuration post-rupture pour un élément élargi LG post-renforcé à (a) $V_{renf}/V_c = 0,00$, (b) $V_{renf}/V_c = 0,59$, (c) $V_{renf}/V_c = 0,80$ et (d) $V_{renf}/V_c = 0,91$ et (e) sans renforcement ($V_s = 0$)

Il est possible de voir à la Figure 6-35 que la trajectoire de la fissure principale de cisaillement (pointillé noir) est la même pour des rapports V_{renf} / V_c de 0,00 et 0,59. Une

fissure secondaire inclinée se forme cependant à proximité de la charge. À $V_{renf}/V_c = 0,80$, cette fissure inclinée est la fissure principale causant la rupture de l'élément. À $V_{renf}/V_c = 0,91$, une fissure similaire à $V_{renf}/V_c = 0,91$ se développe.

6.4.5. Déformations et contraintes dans les barres de renforcement

La Figure 6-36 montre la contrainte σ_{sv} maximale mesurée dans chaque rang de renforcement à la rupture ($V = V_r$) pour chaque cas de renforcement. Les rangs de renforcement montrés sont ceux interceptés par la fissure de cisaillement principale lorsque celle-ci se développe après la rupture. Les rangs R7 à R10 sont les rangs interceptés par la fissure critique de cisaillement.

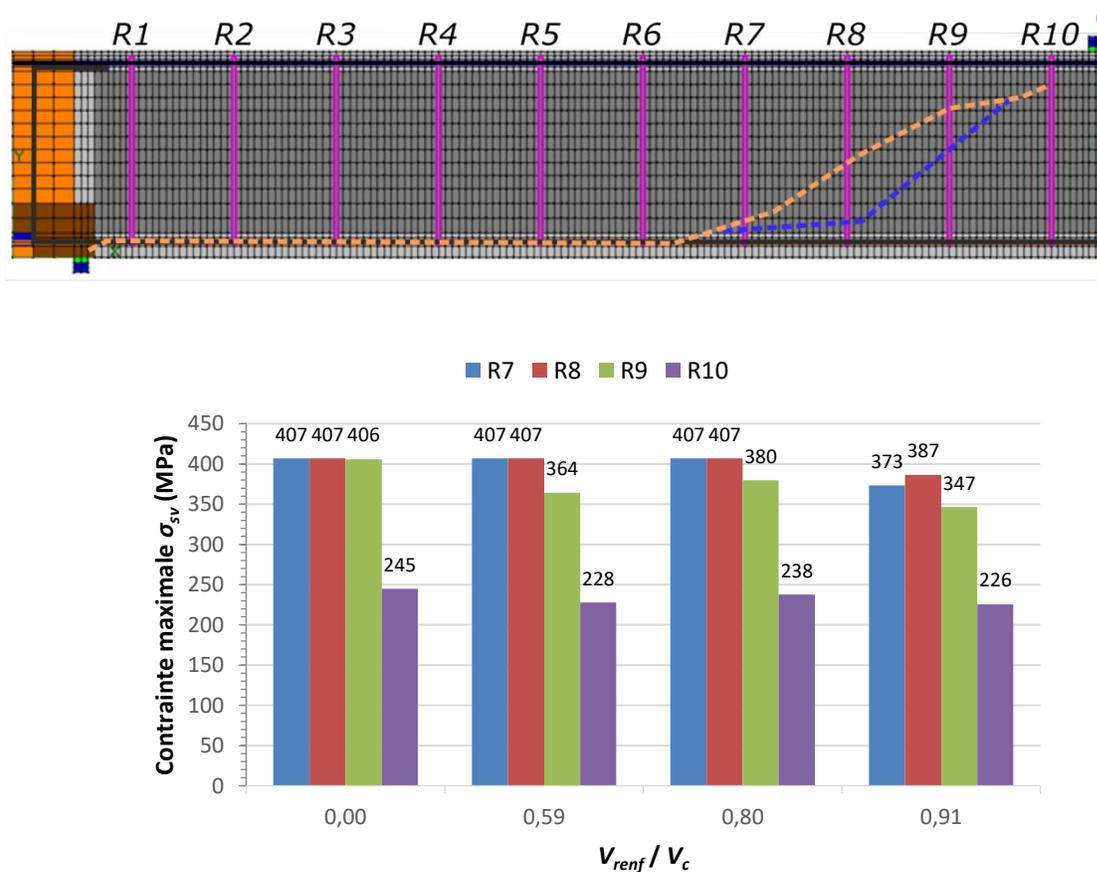


Figure 6-36. Contrainte σ_{sv} maximale dans chaque rang de barres transversales à la rupture pour chaque rapport V_{renf}/V_c analysé pour une dalle LG

Il est possible de voir à la Figure 6-36 qu'il y a diminution des contraintes σ_{sv} dans les barres de renforcement avec l'augmentation du rapport V_{renf}/V_c . À cet effet, les barres du rang R9 sont pratiquement plastifiées ($\sigma_{sv} = 406 \text{ MPa} \approx f_y$) à la rupture lorsque $V_{renf}/V_c =$

0,00 mais atteignent seulement $\sigma_{sv} = 364$ MPa lorsque $V_{renf} / V_c = 0,59$ et $\sigma_{sv} = 347$ MPa lorsque $V_{renf} / V_c = 0,91$. Les renforcements en R7 et R8 sont toujours plastifiés à la rupture ($\sigma_{sv} = f_y = 407$ MPa) jusqu'à un rapport V_{renf} / V_c de 0,80. Ils demeurent à l'état élastique cependant lorsque $V_{renf} / V_c = 0,91$. Comme il a été vu à la Figure 6-34, la rupture survient à une flèche Δ_{ult} plus faible lorsque $V_{renf} / V_c = 0,91$ ce qui pourrait s'expliquer par la non-plastification des barres à la rupture et la déformation moindre des barres à l'état élastique.

La Figure 6-37 montre la déformation brute maximale dans chaque rang de renforcement à la rupture pour les mêmes rangs que ceux montrés à la Figure 6-36. La déformation brute correspond à la déformation totale mesurée sur l'élément de renforcement et comprend la déformation initiale du béton avant renforcement.

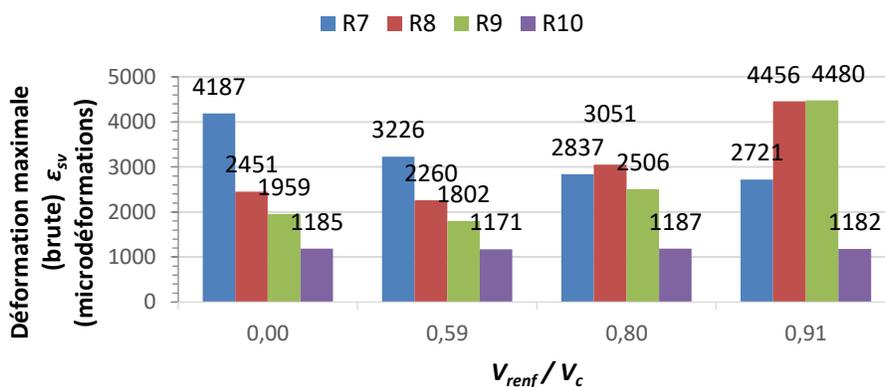


Figure 6-37. Déformation ϵ_{sv} , brute maximale dans chaque rang de la rupture pour chaque cas de renforcement d'un élément LG

Les résultats montrés à la Figure 6-37 montrent une nette augmentation des déformations totales à la rupture au niveau des rangs R8 et R9 lorsque $V_{renf} / V_c = 0,91$ par rapport aux niveaux d'effort tranchant au renforcement plus faibles. Il est possible aussi de noter la diminution de la déformation au rang R7 avec l'augmentation du rapport V_{renf} / V_c . La déformation du rang R10 reste stable pour tous les rapports V_{renf} / V_c . La Figure 6-35 montre que la fissure principale, dans tous les cas de renforcement étudiés, traverse le rang de renforcement R10 près de la zone de béton comprimé. Comme la rupture de l'élément survient sans la rupture en compression du béton, ce rang de renforcement demeure à l'état élastique et peu sollicité.

Afin d'observer uniquement la déformation de l'acier des barres de renforcement, sans la déformation initiale du béton avant renforcement, la Figure 6-38 montre les déformations nettes à la rupture pour les différents cas de renforcement d'un élément LG.

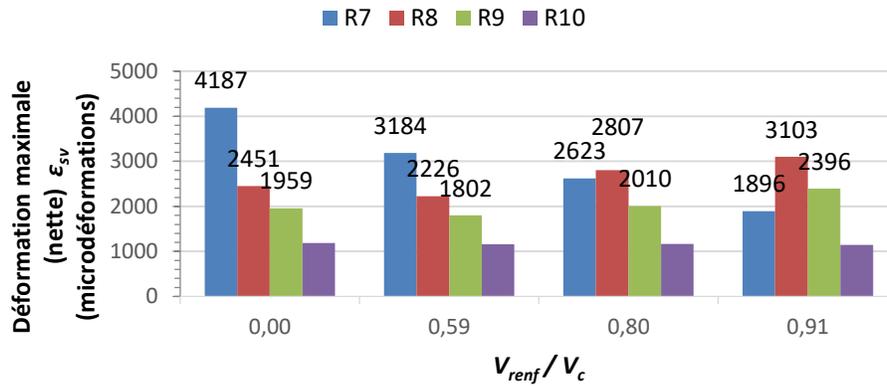


Figure 6-38. Déformation ϵ_{sv} nette maximale dans chaque rang de à la rupture pour chaque cas de renforcement d'un élément LG

Les déformations nettes des renforcements montrées à la Figure 6-38 montrent une tendance similaire à ce qui a été relevé dans les sections précédentes, à l'effet que qu'avec l'augmentation du rapport V_{renf} / V_c , la déformation ϵ_{sv} du rang en amont de la fissure critique (R7) diminue et celle des rangs en aval (R8 et R9) augmente. Cependant, il est possible de remarquer que lorsque $V_{renf} / V_c = 0,91$, les déformations nettes vont au-delà de la déformation élastique des renforcements ($\epsilon_y = 2035$) même si les contraintes montrées à la Figure 6-36 indiquent que les barres sont en état élastique.

L'histogramme de la Figure 6-39 montre la contribution des barres transversales V_s et du béton V_b à la résistance ultime à l'effort tranchant pour les différents rapports V_{renf} / V_c analysés.

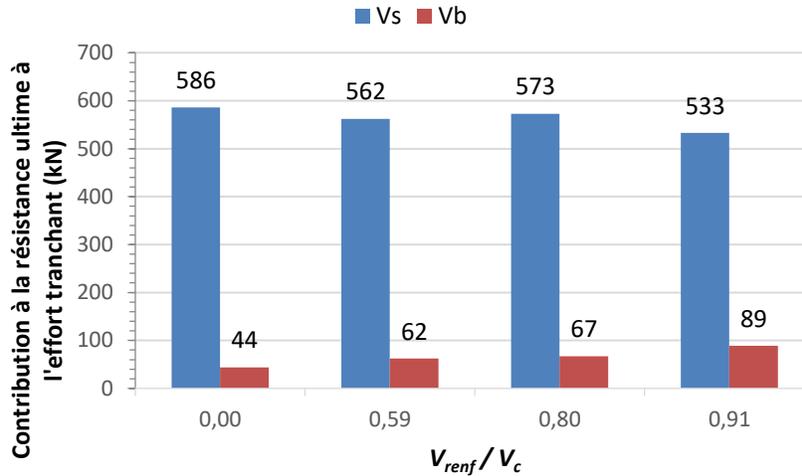


Figure 6-39. Contribution des barres transversales V_s et du béton V_b à la résistance à l'effort tranchant selon le rapport V_{renf}/V_c pour la dalle LG

Les résultats de la Figure 6-39 montrent que la contribution des barres transversales à la résistance à l'effort tranchant V_s diminue avec l'augmentation du rapport V_{renf}/V_c , passant de 586 kN lorsque $V_{renf}/V_c = 0,00$ à 533 kN lorsque $V_{renf}/V_c = 0,91$ (diminution de 9%). La contribution du béton V_b tend à augmenter avec V_{renf}/V_c passant de 44 kN à 89 kN. Les mêmes tendances ont été observées aux sections 6.16.1.4, 6.2 et 6.3. Toutefois, la part de contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant dans une dalle fortement élancée est très faible, se chiffrant entre 7% et 14% de V_r .

Jusqu'à présent, toutes les analyses ont été réalisées avec une aire d'armature transversale A_v de 400 mm². Pour une dalle fortement élancée, la contribution des armatures transversales est déterminée en grande partie par la résistance ultime V_r . Or, il est possible de croire qu'une diminution de l'aire A_v puisse engendrer une diminution plus marquée de la résistance avec renforcements V_r .

6.4.6. Influence de l'aire transversale d'acier de renforcements A_v sur la résistance ultime à l'effort tranchant V_r

Il a été observé aux sections précédentes que la variation de la résistance à l'effort tranchant V_r en fonction du niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} semble être largement dépendante de la contribution des renforcements V_s à la résistance ultime. Toutefois, cette diminution semble relativement faible proportionnellement aux résistances V_r atteintes.

Dans l'optique d'observer un impact plus marqué sur la diminution de la résistance V_r avec l'augmentation du niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , des aires d'armature transversale A_v réduites ont été modélisées avec l'élément de type LG. Le Tableau 6-17 présente un sommaire des aires transversales étudiées. La nomenclature des analyses sous forme LG-RXX a été conservée en ajoutant en suffixe l'aire transversale déterminée.

La Figure 6-40 présente les courbes Effort tranchant (V) – flèche (Δ) pour les dalles LG renforcées à un rapport V_{renf}/V_c variant de 0,00 à 0,90 avec une aire A_v de 200 mm^2 (Figure 6-40(a)) et de 100 mm^2 (Figure 6-40(b)).

Tableau 6-17. Aires d'armature transversale des renforcements analysées avec l'élément de type LG

Nomenclature LG-RXX-...	Aire d'armature transversale A_v (mm^2)
A400	400
A200	200
A100	100
<i>Aire minimale S6-14 [8.9.1.3]</i>	106

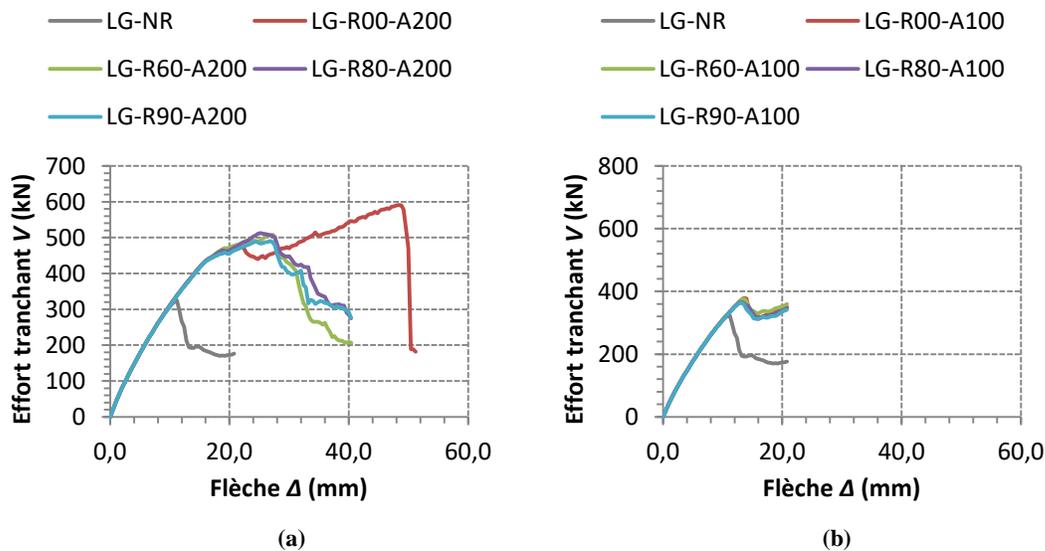


Figure 6-40. Courbes Effort tranchant (V) - flèche (Δ) pour les dalles LG post-renforcées avec (a) $A_v = 200\text{ mm}^2$ et (b) $A_v = 100\text{ mm}^2$

La courbe LG-R00-A200 à la Figure 6-40(a) est significativement différente des autres courbes avec un regain de capacité linéaire après la propagation de la fissure critique à $V = 470$ kN et $\Delta = 22,4$ mm. Ce comportement s'apparente à celui observé à la section 6.2.1 pour des dalles PEF post-renforcées selon un rapport s_v / d_v de 0,61 où l'effet d'arche était un mécanisme important de résistance après l'ouverture de la fissure critique. Les autres courbes montrées aux Figure 6-40(a) et (b) sont néanmoins semblables entre les différents rapports V_{renf} / V_c et pour chaque aire A_v .

Les Figure 6-41(a) et (b) présentent les résistances V_r et les gains de résistance obtenus par rapport à la dalle LG non-renforcée.

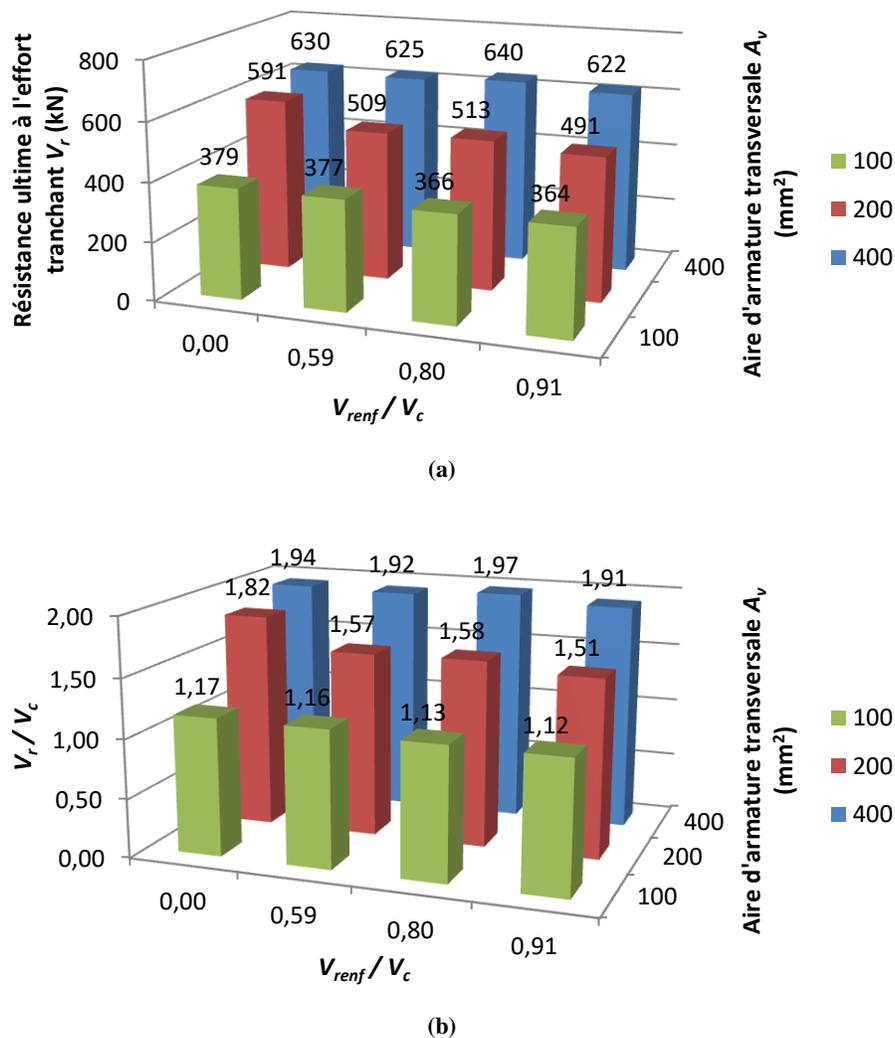


Figure 6-41. (a) Résistance ultime à l'effort tranchant V_r en fonction du rapport V_{renf} / V_c et de l'aire d'armature transversale A_v et (b) gain de résistance par rapport à une dalle LG non-renforcée exprimé par le rapport V_r / V_c en fonction des mêmes variables

La Figure 6-41 montre que la perte de résistance à l'effort tranchant V_r entre un élément LG post-renforcé à $V_{renf} / V_c = 0,59$ et $0,91$ est de 6% lorsque $A_v = 200 \text{ mm}^2$ et qu'elle est de 4% lorsque $A_v = 100 \text{ mm}^2$. Les données obtenues montrent donc que le gain de capacité diminue avec l'augmentation du rapport V_{renf} / V_c , mais que cette diminution est minime, même si l'aire d'armature transversale A_v est réduite jusqu'au minimum prescrit par la norme CSA S6-14. Il ne semble donc pas y avoir d'impact significatif sur la diminution de la résistance lorsque l'aire A_v est petite.

6.5. Contribution à la résistance ultime des mécanismes de résistance à l'effort tranchant

À la lumière des résultats de l'analyse paramétrique présentés dans cette section, certaines tendances quant au développement de la résistance à l'effort tranchant ont pu être observées pour les diverses dalles et éléments de béton étudiés. Même si la résistance ultime à l'effort tranchant V_r varie faiblement en fonction du niveau d'effort tranchant au renforcement V_{renf} , il n'en demeure pas moins que la déformation dans les barres de renforcement et la fissuration au sein de l'élément de béton évoluent avec V_{renf} . En se basant sur les informations relevées dans les analyses, des remarques quant aux mécanismes de développement de la résistance à l'effort tranchant dans une dalle post-renforcée sous charge sont présentées dans cette section.

6.5.1. Déformation et ouverture de fissure initiale locale au renforcement

Pour les barres situées en amont de la fissure critique de cisaillement, des déformations ϵ_{sv} plus élevées sont observées lorsque V_{renf} est faible. En effet, lorsque le renforcement d'une dalle est effectué sans chargement ($V = 0$), la déformation du béton lorsque soumis à une charge entraîne aussi la déformation de l'acier. Cependant, comme le montre Ruiz et coll. (2010) au chapitre 2 pour les renforcements post-installés (comme le montre la Figure 6-42) lorsque le béton est déjà déformé par une charge au moment du renforcement (zone blanche), seule la déformation supplémentaire du béton entraîne la déformation de l'élément de renforcement (zone grise). Il est alors possible que les déformations dans les barres soient limitées par la capacité du béton à se déformer suffisamment au-delà de son état initial.

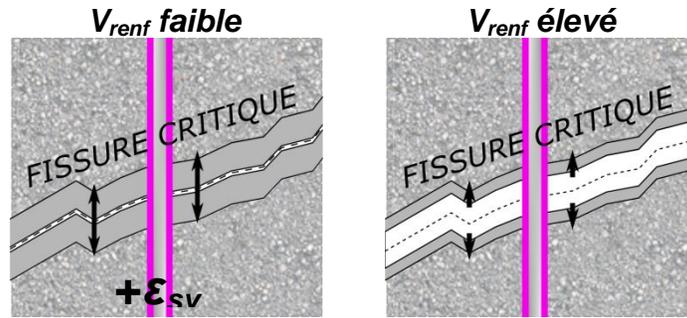


Figure 6-42. Activation et déformation d'une barre de renforcement placée dans un béton déjà déformé ou fissuré

Il a été observé aux Figure 6-7, Figure 6-17, Figure 6-29 et Figure 6-38 que les barres de renforcements interceptant la fissure principale de cisaillement qui sont situées en amont de la fissure critique se déforment significativement moins à la rupture lorsque l'installation de ces renforcements se fait à un effort tranchant V_{renf} élevé, c'est-à-dire près de $0,80 V_c$ ou $0,90 V_c$. Comme le montre la Figure 6-43, ces barres se situent près de la zone en traction de la dalle fléchie. Cette zone de la dalle fissure à des charges faibles comme le montre la Figure 5-15 au chapitre 5. Ceci montre que la déformation en traction du béton dans cette zone peut être très importante avant la mise en place des renforcements. Si le niveau d'effort tranchant V_{renf} est élevé, le béton développe une déformation initiale si grande que la déformation supplémentaire de la dalle renforcée avant la rupture génère peu de déformation ε_{sv} dans les renforcements. Les contraintes dans les barres concernées sont alors faibles.

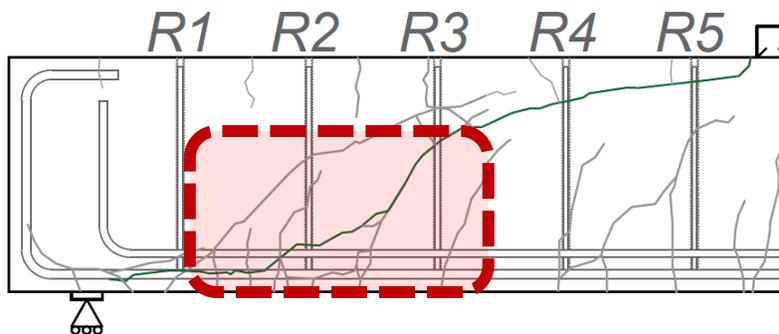


Figure 6-43. Barres de renforcements croisant la fissure principale de cisaillement en amont de cette fissure, dans la zone fissurée d'une dalle épaisse au moment du renforcement

À l'inverse, si les renforcements sont mis-en-place à un effort tranchant V_{renf} faible, (V_{renf}/V_c entre 0,00 et 0,60), la zone en traction de la dalle développe peu de fissures et la déformation du béton initiale est faible. Le chargement supplémentaire de la dalle renforcée engendre une déformation ε_{sv} dans les barres de renforcement significativement grande. Les

contraintes reprises par ces barres dans un tel cas de renforcement sont alors significativement plus grandes que lorsque V_{renf} est élevé.

6.5.2. Propagation de fissure et effet de couture

Même si les barres de renforcement croisant la fissure principale de cisaillement dans la zone en traction de la dalle fléchie développent moins de déformations et de contraintes lorsque V_{renf} est élevé, une tendance inverse s'observe pour les barres situées les plus près de la charge, comme le montre la Figure 6-44. En effet, les Figure 6-7 (R5), et Figure 6-38 (R8, R9) montrent que la déformation à la rupture des barres situées près de la charge augmentent lorsque le renforcement est mis en place à un V_{renf} élevé, soit à partir d'environ $0,85 V_c$. Les Figure 6-17 (R5), Figure 6-29 (R4) montrent tout de même une relation constante entre la déformation à l'ultime des barres et V_{renf} . Les Figure 6-4 et Figure 6-15 montrent que pour un même effort tranchant V dans la dalle post-renforcée, l'ouverture de fissure est plus importante au droit des barres situées près de la charge. De plus, à ces mêmes figures, la distribution des ouvertures de fissures dans la dalle au moment du renforcement montre que les fissures ont progressées vers la charge (ou le centre de la dalle) lorsque V_{renf} est élevé.

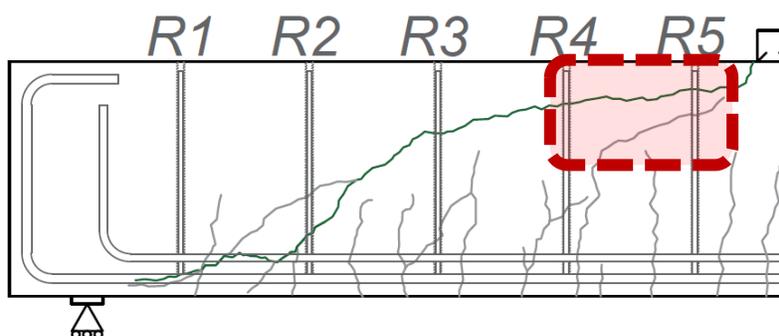


Figure 6-44. Barres de renforcement croisant la fissure critique de cisaillement en aval de fissure, près de la charge
 À V_{renf} élevé, la progression des fissures vers la charge et la déformation importante du béton en traction dans la dalle non-renforcée favorisent le développement de déformation dans la partie supérieure de la dalle une fois la dalle renforcée et que $V > V_{renf}$. Les barres situées en aval de la fissure critique étant grandement sollicitées, la contribution de ces barres à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r est plus importante lorsque le renforcement est effectué à V_{renf} élevé. À l'inverse, lorsque le renforcement est mis en place à un effort tranchant V_{renf} plus faible, la progression de la fissure de cisaillement vers

la charge est ralentie par la présence des renforcements hâtivement installés. Cette restriction à la progression de la fissure de cisaillement, montré à la Figure 6-45 par effet couture diminue l'ouverture de fissure et la déformation du béton au droit des renforcements situés en aval de la fissure critique. Les déformations et contraintes développées dans ces barres sont alors diminuées de même que leur contribution à la résistance ultime à l'effort tranchant.

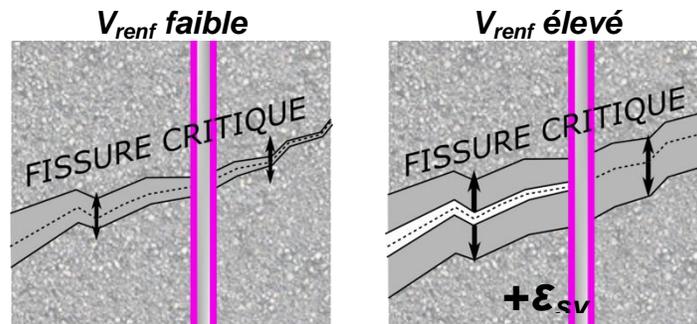


Figure 6-45. Ouverture de fissure gênée par la présence de renforcements à V_{renf} faible (gauche) et progression avancée de la fissuration et sollicitation plus importante des barres en bout de fissure à V_{renf} élevé (droite)

6.5.3. Angle du champ de compression

Les Figure 6-3, Figure 6-26 et Figure 6-35 montre un changement dans l'angle de la fissure principale de cisaillement en fonction des niveaux d'effort tranchant V_{renf} . En effet, la fissure devient davantage inclinée lorsque V_{renf} est élevé. En observant les schémas de contraintes principales de compression, il est possible de voir que le champ de compression tant aussi à s'incliner davantage, ce qui favorise l'ouverture de fissures plus inclinées. Ce changement d'angle du champ de compression favorise l'effet d'arche par la transmission directe des contraintes principales de compression de la charge vers l'appui, comme le montre la Figure 6-10 et la Figure 6-27. La contribution du béton V_b , et, plus précisément, du béton en zone comprimée non-fissurée à la résistance ultime V_{bnf} , augmente, tel que montré aux Tableau 6-3 et Tableau 6-12. En effet, l'augmentation tant de l'angle que de l'intensité des contraintes principales de traction dans la zone non-fissuré de béton située au-dessus de la fissure critique augmente les contraintes de cisaillement v_{xy} dans le béton et, *de facto*, la force de cisaillement V_{bnf} . Ce mécanisme de résistance à l'effort tranchant, identifié à la Figure 6-46, devient alors plus important lorsque V_{renf} est élevé.

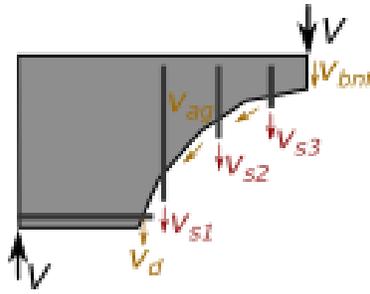


Figure 6-46. Résumé des mécanismes de résistance à l'effort tranchant expliqués à la section 2.1

Par ailleurs, le changement d'angle du champ de compression peut modifier la contribution de certains rangs de renforcements. Il a été observé à la section 6.3.5 que le nombre de rangs de barres transversales contribuant à la résistance à l'effort tranchant pouvait diminuer à un rapport V_{renf} / V_c élevé. La contribution des barres V_s à la résistance à l'effort tranchant dans un tel cas s'en trouve fortement diminuée, comme le montre la Figure 6-30. Même si ce changement d'inclinaison de fissure n'a pas été observé pour la dalle PEF renforcée avec un rapport s_v / d_v de 0,61 (Figure 6-14), il n'en demeure pas moins que la distribution des contraintes dans les barres de renforcement à la Figure 6-16 reflète une amorce de changement de direction dans la fissure principale avec les renforcements, le rang R3 développant moins de contrainte et celui R5 en développant davantage lorsque le rapport V_{renf} / V_c avoisine 0,90.

6.6. Discussion

- Une étude paramétrique a permis de déterminer l'influence de divers niveaux d'effort tranchant au renforcement V_{renf} allant de $0,00 V_c$ à $0,90 V_c$ sur la résistance ultime à l'effort tranchant V_r de dalles post-renforcées. Trois types de dalles ont été analysés :
 - PEF, tel que testé expérimentalement, rapport d'élanement a/d de 3,30 ;
 - BC, tel que Cusson (2012), rapport d'élanement a/d de 2,88 ;
 - LG, élément en I fictif, rapport d'élanement a/d de 5,40.
- Des gains de résistance à l'effort tranchant ont été observés pour tous les cas de dalles post-renforcées étudiés par rapport à la capacité de la même dalle sans armature transversale. En effet, pour les dalles PEF, le gain de résistance $(1 - V_r / V_c)$ varie entre 52% et 80% pour un rapport $s_v / d_v = 0,67$ (Tableau 6-1) alors qu'il varie

entre 72% et 92% pour un rapport $s_v / d_v = 0,61$ (Tableau 6-4). Pour la dalle BC, le gain se chiffre à entre 103% et 116% ($s_v / d_v = 0,60$, Tableau 6-11). Pour la dalle élancée LG, le gain peut être évalué à entre 91% et 97% pour une aire transversale de barres de renforcement $A_v = 400 \text{ mm}^2$ (Tableau 6-16).

- La résistance à l'effort tranchant V_r des dalles post-renforcées à un V_{renf} allant de $0,00 V_c$ à $0,90 V_c$ semble constante pour tous les types de dalles. Une certaine variation est toutefois observable entre les cas de renforcements, laissant entrevoir que les mécanismes de résistance à l'effort tranchant varient en fonction de V_{renf} .
- Une diminution plus notable de la résistance ultime V_r a toutefois été détecté pour une dalle de type BC lorsque $V_{renf} = 0,90 V_c$. La trajectoire de la fissure principale de cisaillement ayant changé, le nombre de rangs de renforcements s'en est trouvé diminué.
- La perte de résistance à l'effort tranchant avec l'augmentation de V_{renf} est faible avec une diminution de l'aire d'armature transversale A_v . En effet, la résistance V_r diminue de seulement 4% à 6% entre $V_{renf} / V_c = 0,56$ et $0,89$ pour un élément LG renforcé avec A_v de 100 mm^2 et 200 mm^2 respectivement.
- Le patron de fissuration à la rupture de dalles post-renforcées sous charge demeure similaire à celui de dalles renforcées sans chargement jusqu'à un V_{renf} / V_c d'environ $0,90$. À ce rapport, pour les dalles PEF et BC, la fissure principale est davantage inclinée. Outre la fissure principale de cisaillement, l'ouverture d'autres fissures plus inclinées est favorisée à V_{renf} élevé.
- Les déformations et contraintes de les barres de renforcement ne sont pas distribuées de la même manière d'un rapport V_{renf} / V_c à l'autre pour une même dalle. Alors que, lorsque V_{renf} est faible, ce sont les rangs de renforcements en aval de la fissure de cisaillement qui développent des déformations et contraintes maximales. Celles-ci sont développées dans les barres plus en aval de la fissure, lorsque V_{renf} est élevé.
- La contribution des renforcements à la résistance ultime à l'effort tranchant (V_s) diminue avec l'augmentation de V_{renf} pour tous les types de dalle. À $V_{renf} / V_c = 0,90$, cette diminution se chiffre à entre 9% et 18% par rapport à un renforcement sans chargement ($V_{renf} / V_c = 0,00$). Cette perte de capacité est attribuable à la perte

importante de contraintes reprises par les rangs de renforcement situés en amont de fissure.

- Les renforcements situés en amont de la fissure de cisaillement critique sont assujettis à l'effet de déformation et fissuration locales. À V_{renf} élevé, des déformations initiales importantes dans le béton au moment du renforcement réduisent la marge possible de déformation supplémentaire permettant la déformation des renforcements ε_{sv} avant la rupture de la dalle post-renforcée. Le développement de déformations et de contraintes plus faibles dans ces barres réduit leur contribution à la résistance à l'effort tranchant V_r lorsque V_{renf} est élevé.
- Les barres de renforcement situées en bout de fissure sont assujetties à l'effet de propagation de fissure et d'effet de couture. À V_{renf} élevé, les déformations et fissures dans le béton non-armé transversalement progressent vers la charge et les renforcements insérés près de la charge développent subséquemment de grandes déformations suite à l'ouverture de la fissure critique de cisaillement. À V_{renf} faible, l'installation de barres de renforcement ralentit la progression et l'ouverture de la fissure critique par effet de couture. Le développement de déformations et de contraintes plus élevées dans les barres situées en aval de la fissure lorsque V_{renf} est élevé augmente leur contribution à la résistance à l'effort tranchant V_r .
- Le champ de compression s'incline davantage lorsque V_{renf} est élevé. Ceci a pour effet de favoriser l'ouverture de fissures inclinées et d'augmenter l'efficacité de l'effet d'arche. Les plus grandes contraintes principales augmentent les contraintes de cisaillement v_{xy} dans la zone de béton non-fissuré situé au-dessus de la pointe de la fissure critique. Ceci accroît la contribution du béton en zone non-fissurée V_{bnf} à la résistance ultime à l'effort tranchant V_r . Toutefois, le nombre de rangs de renforcements interceptant la fissure principale peut diminuer, réduisant significativement la contribution des renforcements V_s à la résistance ultime V_r .

7. Conclusion

7.1. Résumé du projet

Avec l'évolution des normes de conception à l'effort tranchant, les sollicitations grandissantes sur les infrastructures et la dégradation des matériaux face aux conditions environnementales, quantité d'infrastructures de type dalle épaisse n'offrent plus la marge de sécurité nécessaire face à l'effort tranchant. Le renforcement à l'effort tranchant des dalles épaisses avec barres ancrées à l'époxy, qui se veut une méthode prometteuse d'amélioration des structures, a été étudié à l'Université Laval dans la dernière décennie. Jusqu'à présent, les études se sont principalement intéressées aux méthodes de renforcement mises en place dans une dalle non-chargée. Cependant, dans la pratique, des efforts importants sollicitent déjà les dalles au moment de l'installation du renforcement. L'efficacité du renforcement peut donc être affectée par les déformations et la fissuration présentes dans la dalle au moment de son installation. Afin d'investiguer l'effet de l'effort tranchant sollicitant la structure lors de l'installation d'un renforcement avec des barres transversales ancrées à l'aide d'adhésif époxydique sur la performance structurale d'une dalle post-renforcée, une étude expérimentale et numérique a été réalisée.

Dans le volet expérimental, cinq (5) tranches de dalle épaisses ont été fabriquées et testées par flexion trois-points. Au moment de procéder au renforcement, différents niveaux d'effort tranchant étaient induits aux dalles. Suite au renforcement, les dalles ont été chargées jusqu'à atteindre leur capacité ultime à l'effort tranchant. L'armature et le béton ont été instrumentés afin d'analyser le comportement de la dalle post-renforcée. Une autopsie a aussi été pratiquée sur les dalles testées afin d'inspecter l'état d'endommagement des barres transversales.

Dans le volet numérique, un modèle a d'abord été développé au moyen du logiciel *VecTor* afin de représenter le comportement des dalles testées expérimentalement. L'analyse par éléments finis a permis de dresser le profil déformationnel des barres d'armature et de décortiquer la contribution des barres transversales et du béton à la résistance ultime à l'effort tranchant. Enfin, l'effet de l'effort tranchant au moment du renforcement et de l'élançement de dalle sur la performance des dalles post-renforcées a été investigué à

travers une étude paramétrique. Certains des résultats obtenus ont pu être comparés à des études antérieures sur le renforcement des dalles épaisses.

7.2. Conclusions issues des essais expérimentaux conjugués aux modèles numériques homologues

Une série d'observations peuvent être tirées des essais expérimentaux sur dalles post-renforcées et des analyses par éléments finis représentant ces mêmes dalles :

- Les analyses par éléments finis réalisées au moyen du logiciel *VecTor* représentent bien les résultats expérimentaux. La résistance ultime à l'effort tranchant de même que le patron de fissuration sont similaires aux observations faites en laboratoire. Il en va de même pour la déformation des barres transversales de renforcement.
- Des gains de résistance ultime à l'effort tranchant V_r par rapport à la capacité de la même dalle sans armature transversale V_c sont observables pour un renforcement mis en place à un rapport V_{renf} / V_c de 0,60, 0,80 et post-pic. Au niveau expérimental, ce gain se chiffre entre 27% et 51% pour un rapport s_v / d_v de 0,67 et entre 40% et 90% pour un rapport s_v / d_v de 0,61. Au niveau numérique, le gain de résistance atteint entre 41% et 61% pour un rapport s_v / d_v de 0,67 et entre 73% et 93% pour un rapport s_v / d_v de 0,61.
- Par rapport au calcul issu de la méthode générale de la norme canadienne CSA S6-14 pour des étriers installés avec le béton, la résistance ultime V_r des dalles post-renforcées avec barres ancrées correspond bien au calcul pour un rapport s_v / d_v de 0,61 (valeur égale voire supérieure). La résistance obtenue pour une dalle post-renforcée avec un rapport s_v / d_v de 0,67 est toutefois inférieure à celle prédite par le calcul de 16% à 5%. Cette diminution de la résistance V_r avec l'augmentation de l'espacement longitudinal entre les rangs de barres transversales de renforcement a également été observé par les études antérieures de Provencher (2011) et Cusson (2012). En effet, il avait été observé que le calcul de la norme CSA S6-14 est non conservateur pour des barres adhérentes installées à un rapport s_v / d_v de 0,75.
- Le nombre de spécimens testés ne permet pas de tracer une tendance claire quant à l'effet de l'effort tranchant lors du renforcement V_{renf} sur la résistance ultime

développée dans la dalle post-renforcée. En effet, il n'y a pas de distinction nette de la performance structurale d'une dalle post-renforcée selon les deux rapports V_{renf} / V_c testés.

7.3. Conclusions issues de l'étude paramétrique

Afin de générer un nombre important de dalles post-renforcées analysées, une étude paramétrique a été conduite laquelle a menée aux observations suivantes :

- À travers les analyses numériques par éléments finis, plusieurs paramètres ont été analysés tels que le comportement des dalles post-renforcées avec chargement au centre, la répartition et l'ouverture des fissures dans le béton, les contraintes et déformations dans les barres transversales de renforcement et les contraintes et déformations dans le béton.
- Des gains de résistance importants sont obtenus pour V_{renf} / V_c variant de 0,00 à 0,90. En effet, sur l'ensemble des trois (3) dalles modélisées, le gain de résistance à l'ultime V_r par rapport à la résistance de la même dalle sans armature transversale V_c se chiffre à entre 72% et 116% pour un rapport s_v / d_v de 0,61. Pour les dalles modélisées similaires à celles testées expérimentales et avec s_v / d_v de 0,67, ce gain varie entre 52% et 80%. Ceci montre que même pour un niveau d'effort tranchant au moment du renforcement allant jusqu'à 90% de la résistance de la dalle non renforcée, l'ajout de barres transversales adhérentes permet d'augmenter significativement la résistance à l'effort tranchant de la dalle.
- La résistance ultime à l'effort tranchant V_r d'une dalle post-renforcée à une charge V_{renf} / V_c variant de 0,00 à 0,90 ne varie que peu (moins de 16%). La résistance ultime avec post-renforcement sous charge de service peut parfois excéder celle développée lors d'un renforcement sans charge ($V_{renf} = 0$). Cette variation est générée par la contribution à la résistance ultime des barres transversales V_s et du béton V_b qui varient en fonction de V_{renf} / V_c .
- Au niveau des barres transversales de renforcement, la contribution V_s à la résistance ultime tend à diminuer avec l'augmentation de V_{renf} / V_c . À l'ultime la distribution des déformations ε_{sv} maximales parmi les rangs de barres transversales est modifiée selon le rapport V_{renf} / V_c lors du renforcement. En effet, les barres

situées en amont de la fissure critique de cisaillement développent le moins de déformations lorsque V_{renf} est faible. Ceci est dû à l'ouverture de fissures dans le bas de la dalle qui réduisent la marge possible de déformation ϵ_{sv} dans les barres. Or, les barres en aval de la fissure critique développent le plus de déformations lorsque V_{renf} est élevé. La propagation de fissures jumelée à l'augmentation importante des déformations dans le béton avant le renforcement favorise l'ouverture de la fissure critique dans le haut de la dalle post-renforcée à l'ultime. Les barres transversales installées à un V_{renf} faible gênent la propagation de la fissure critique vers les rangs en aval par effet de couture dans la dalle post-renforcée.

- Au niveau du béton, la contribution V_b à la résistance ultime tend à augmenter avec l'augmentation de V_{renf} / V_c . Le champ de compression adopte un angle d'orientation plus pentu lorsque V_{renf} est élevé, ce qui permet à la zone de béton comprimé non fissuré de reprendre une contrainte de cisaillement plus importante. La contribution à l'ultime du béton dans cette zone V_{bnf} est donc améliorée lorsque le renforcement est réalisé à un rapport V_{renf} / V_c élevé. Cette augmentation d'angle favorise également les fissures plus inclinées à s'ouvrir d'avantage. Cette observation est conséquente avec une plus grande activation des barres situées plus près de la charge.

7.4. Conclusions générales

En somme, pour des charges de services courantes où généralement $V_{renf} / V_c < 0,60$, il est à prévoir que la performance structurale d'une dalle épaisse post-renforcée avec barres ancrées à l'aide d'adhésif époxydique est similaire à celle d'une dalle renforcée sans chargement. À ce stade de déformation dans la dalle sans armature transversale, il existe peu ou pas de fissures obliques, mais plutôt des fissures verticales de flexion. Ces fissures ont peu d'impact sur la performance des barres de renforcement puisqu'elles sont parallèles aux barres. Il est plutôt question de déformations dans le béton au moment du renforcement. Il a été montré dans cette étude que la performance de la technique de renforcement est bien présente et que des gains importants de résistance sont à prévoir. Aussi il a été possible de :

- Reproduire expérimentalement des charges de service au moment de l'installation des barres transversales de renforcement ;
- Tester l'efficacité de la technique de renforcement à diverses charges de service ;
- Reproduire numériquement le comportement de dalles épaisses post-renforcées sous chargement de service ;
- Étudier l'influence de divers paramètres, tels que le niveau d'effort tranchant au renforcement et l'élancement de la dalle, sur la performance structurale d'une dalle épaisse post-renforcée.

7.5. Recommandations / Travaux à venir

Dans une optique de poursuite de la recherche sur les dalles renforcées avec armature transversale ancrée au moyen d'adhésif époxydique, voici quelques suggestions applicables :

- L'utilisation d'étriers externes lors des essais en flexion trois-points s'est avéré un choix judicieux pour optimiser les spécimens produits en laboratoire. Cependant, la difficulté à fermer la fissure et le nombre important d'étriers à installer dans cette étude devraient mener reconsidérer la méthode de mise en place de ces étriers. L'utilisation d'un vérin hydraulique pourrait s'avérer une option intéressante pour assurer l'efficacité et la sécurité de la mise-en-place.
- Dans un même ordre d'idée, pour atténuer l'influence d'un rechargement avec étriers externes, il serait intéressant pour d'éventuels essais expérimentaux de tester le même espacement longitudinal s_v sur le même spécimen.
- Le post-renforcement sous charge de dalles faiblement armées transversalement pourrait être une option d'essais intéressant en vertu de la présence et l'ouverture d'une fissure au moment de la mise en place des barres de renforcement. La présence de cette fissure pourrait avoir une influence sur la réorientation du champ de compression dans le béton en restreignant le cheminement des contraintes autour de la fissure présente.
- Au niveau numérique, il pourrait être intéressant de procéder à une étude dynamique de post-renforcement réalisé dans une dalle chargée. Il pourrait être intéressant de voir si la progression des fissures initiées avant le renforcement sera

accentuée dans la dalle post-renforcée. Comme la contribution des barres transversales dépend largement de la position de la fissure critique, il serait intéressant de voir si les fissures initiées avant renforcement ne dicteraient pas davantage la trajectoire ultime de la fissure critique de la dalle post-renforcée.

- Il pourrait être intéressant aussi de modéliser l'effet d'une charge mobile sur une dalle post-renforcée. Une charge suffisamment importante pourrait générer de multiples fissures inclinées sur toute la longueur de la dalle. Ces fissures inclinées ont un effet beaucoup plus important sur les barres post-installées que les fissures de flexion. Dès lors, le comportement d'une dalle post-renforcée pourrait être affecté davantage.

8. Bibliographie

- Adhikary, B. B., et Mutsuyoshi, H. (2006). Shear Strengthening of reinforced concrete beams using various techniques. *Construction and Building Materials*(20), pp. 366-373.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2012). *AASHTO-LRFD bridge design specifications*. Washington D.C.
- Angelakos, D., Bentz, E. C., et Collins, M. P. (2001). Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members. *ACI Structural Journal*, 98(3), pp. 290-300.
- Bentz, E. C., et Collins, M. P. (2006). Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33, pp. 521-534.
- Canadian Standard Association. (2006). *CAN/CSA S6-06 : Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.
- Canadian Standard Association. (2014). *CAN/CSA 23.3-14 : Calcul des structures en béton armé*. Mississauga.
- Canadian Standard Association. (2014). *CAN/CSA S6-14 : Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.
- Collins, F., et Roper, H. (1990). Laboratory Investigation of Shear Repair of Reinforced Concrete Beams Loaded in Flexure. *ACI Materials Journal*, 97(2), pp. 149-158.
- Collins, M. P., et Mitchell, D. (1987). *Prestressed Concrete Basics*. Canadian Prestressed Concrete Institute.
- Collins, M. P., et Mitchell, D. (1991). *Prestressed Concrete Structures*. Prentice-Hall, inc.
- Collins, M. P., Bentz, E. C., et Sherwood, E. G. (2008). Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures. *ACI Structural Journal*, 105(5), pp. 590-600.
- Cook, R. A., et konz, R. C. (2001). Factors Influencing Bond Strength of Adhesive Anchors. *ACI Structural Journal*, 98(1), pp. 76-86.
- Cosenza, E., Manfredi, G., et Realfonzo, R. (1997). Behavior and modelling of bond of FRP rebars to concrete. *ASCE Journal of composites for construction*(1), pp. 40-51.
- Cusson, B. (2012). *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement* (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec)
- Dieterle, H., et Opitz, V. (1988). *Tragverhalten von nicht generell zugzonentauglichen Dübeln, Teil 1: Verhalten in Paralleldrissen* (Load-bearing behaviour of anchors

that are not generally suitable for use in cracked concrete, Part 1: Behaviour in uniaxial cracks). Non-publié, Universität Stuttgart.

- Eligehausen, R., et Balogh, T. (1995). Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, 92(3), pp. 365-379.
- Eligehausen, R., et Meszaros, J. (1996). *Influence of Installation Inaccuracies on the Behaviour of Bonded Anchors, Evaluation of the Test Results*. Non-publié, Universität Stuttgart.
- Eligehausen, R., Cook, R. A., et Appl, J. (2006a). Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors. *ACI Structural Journal*, 103(6), pp. 822-831.
- Eligehausen, R., Mallée, R., et Silva, J. F. (2006b). *Anchorage in Concrete Construction*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
- Fenwick, R. C., et Paulay, T. (1968). Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams. *ASCE Journal of the Structural Division*, 94, pp. 2235-2350.
- Fernández Ruiz, M., Muttoni, A., et Kunz, J. (2010). Strengthening of Flat Slabs Against Punching Shear Using Post-Installed Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 107(4), pp. 434-442.
- Fiest, M., Bastien, J., et Mitchell, D. (2014). Experimental and Analytical Studies of Strengthening using Drilled-in Bonded Reinforcement. *European Bridge Conference - 15th International Conference*. 12 pages.
- Fiset, M., Bastien, J., et Mitchell, D. (2016). Methods for Shear Strengthening of Thick Concrete Slabs. *ASCE Journal of performance and constructed facilities*.
- Fiset, M., Bédard, F., Bastien, J., et Mitchell, D. (2018). Thick concrete slab bridges: study of shear strengthening. *10th International Conference on Short and Medium Span Bridges* (p. 10). Québec: Société canadienne de génie civil.
- Frantz, G. C., et Breen, J. E. (1980). Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams. *ACI Journal*, pp. 307-313.
- Frosh, R. J. (2000). Behavior of Large-Scale Reinforced Concrete Beams with Minimum Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*(97), pp. 814-820.
- Hilti inc. (s.d.). HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System. Dans H. corp., *North American Product Technical Guide, Volume 2: Anchor Fastening, Edition 17* (pp. 138-208). Plano, TX.
- Ince, R., Yalcin, E., et Arslan, A. (2007). Size-dependant response of dowel action in R.C. members. *Engineering Structures*, 29, pp. 955-961.
- Kani, G. N. (1967). How safe are our large reinforced concrete beams. *ACI Journal*, 64(3), pp. 128-141.

- Kani, M. W., Huggins, M. W., et Wittkopp, R. R. (1979). *Kani on Shear in Reinforced Concrete*. Toronto: University of Toronto.
- Kuchma, D. A., et Collins, M. P. (1998). Advances in understanding shear performance of concrete structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 1(4), pp. 360-369.
- Lorenzis, L. D., et Nanni, A. (2001). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods. *ACI Structural Journal*(98), pp. 60-68.
- Lubell, A., Bentz, E., et Collins, M. (2009). Shear Reinforcement Spacing in Wide Members. *ACI Structural Journal*(106), pp. 205-214.
- Mahrenholtz, C. (2012). *Seismic bond model for concrete reinforcement and the application to column-to-foundation connections*. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., et Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), pp. 1804-1826.
- Massicotte, B. (2013). *Calcul des structures en béton armé*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.
- Meszaros, J. (1999). *Tragverhalten von Verbunddübeln im ungerissenen und gerissenen Beton (Load-bearing behaviour of bonded anchors in non-cracked and cracked concrete)* (Thèse de doctorat, Universität Stuttgart, Stuttgart)
- Mitchell, D., Marchand, J., Croteau, P., et Cook, W. D. (2011, Novembre/Décembre). Concorde Overpass Collapse: Structural Aspects. *Journal of performance of constructed facilities*, 25(6), pp. 545-563.
- Montoya, E. (2003). *Behaviour Analysis of Confined Concrete* (Thèse de doctorat, University of Toronto, Toronto)
- Ottosen, N. S. (1977). A Failure Criterion for Concrete. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 103(4), pp. 527-535.
- Pissot, F. (2015). *Comportement structural de dalles épaisses endommagées par la réaction alcalis-silice* (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec)
- Popovics, S. (1973). A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5), pp. 583-599.
- Provencher, P. (2011). *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement* (Mémoire de maîtrise, Université Laval, Québec)
- Sherwood, E. G., Bentz, E. C., et Collins, M. P. (2007). Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. *ACI Structural Journal*, 104, pp. 180-190.

- Suntharavadivel, T. (2010). Retrofitting of shear damaged reinforced concrete beams. Dans S. Fragomeni, S. Venkatesan, N. Lam, & S. Setunge (Éd.), *Incorporating Sustainable Practice in Mechanics of Structures and Materials* (pp. 197-202). Melbourne: Taylor & Francis Group.
- Varney, J., Brown, M., et Bayrak, O. (2011). Effect of Stirrup Anchorage on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*(108), pp. 469-478.
- Vecchio, F. J. (1992). Finite Element Modeling of Concrete Expansion and Confinement. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 118(9), pp. 2390-2406.
- Vecchio, F. J. (2000). Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126(9), pp. 1070-1077.
- Vecchio, F. J., et Collins, M. P. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*(83-22), pp. 219-231.
- Villemure, F.-A., Fiset, M., Bastien, J., Mitchell, D., et Fournier, B. (2015). Effet de la réaction alcali-silice (RAS) sur l'adhérence des ancrages époxydiques de barres d'armature. *16e édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton*, 9 pages. Lausanne.
- Villemure, F.-A., Fiset, M., Bastien, J., Mitchell, D., Fournier, B., et 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*, 10 pages. Sao Paulo.
- Walraven, J. C., et Reinhardt, H. W. (1981). Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading. *Concrete Mechanics - Part A*, 26(4), p. 65.
- Wong, P., Vecchio, F., et Trommels, H. (2013). *VecTor 2 & FormWorks User's Manual* (éd. 2e). Toronto.
- Yamamoto, T. (1999). *Nonlinear Finite Element Analysis of Transverse Shear and Torsional Problems in Reinforced Concrete Shells* (Mémoire de maîtrise, University of Toronto, Toronto)

ANNEXES

Annexe A : Calcul de la résistance ultime à l'effort tranchant
selon la norme canadienne CSA S6-14

DALLES EXPÉRIMENTALES

f'_{cr}	2,45 Mpa
φ_c	1,00
φ_s	1,00
b_v	610,00 mm
d_v	614,52 mm
f_{y_V}	407,00 Mpa
A_v	400,00 mm ²
f_{y_M}	450,00 MPa
ag	14 mm
A_{s_M}	8500,00 mm²
E_s	200000,00 MPa
s_x	52,01 mm c/c

Barres Longitudinales	
1er rang 10-30M	
A_{s_barre}	700 mm ²
nb_barres	10
A_{s_M1}	7000 mm²
$d1$	695,05 mm
2e rang 2-25M	
A_{s_barre}	500 mm ²
nb_barres	3
A_{s_M2}	1500 mm²
$d2$	625,64 mm

f_c	37,5 MPa	
α_1	0,794	
β_1	0,876	
d	682,8 mm	
h	750 mm	
S	57187500 mm ³	
$1,2M_{cr}$	168,1 kN*m	[8.8.4.4]
ρ	2,04%	
ρ_{min}	0,11%	[8.8.4.3]
ρ_{max}	3,00%	[A23.3-03 Table 2.1]
K_r	7,77	[A23.3-03 Table 2.1]
a	1,635 m	

L 4500 mm

Selon CSA S6-14 8.9.3.7

sv (mm)	P_{max} (kN)	V_f (kN)	M_f (kN*m)	ϵ_{x_centre} (mm/mm)	β	θ_{plast} (degrés)	V_c (kN)	V_s (kN)	V_r (kN)	M_{f_max} (kN*m)	M_r (kN*m)	M_f/M_r
Béton seul	823	412	673	4,433E-04	0,179	37,8	412	0	412	926	2209	42%
375	1588	794	1299	8,551E-04	0,175	35,0	402	381	783	1787	2209	81%
413	1528	764	1249	8,225E-04	0,179	34,8	411	350	761	1719	2209	78%

Annexe B : Formules de béton

Fiche de formulation de mélange

Usine certifiée BNQ selon NQ 2621-900

N° de certification: 369

Client :	Université Laval	Date :	7/14/2016
Projet/Contrat :	15641 - 1065 ave. de la médecine, Uni Laval / 9777 -		
Mise en place :			
Usage :	Poutres		
Résistance en Compression	30.0 MPa à 28 Jours	N° proposition	9777 - 9777 - 1
Grosseur nominale maximale	14mm	Usine	21, Québec
% Air	5.0% à 8.0%	N° formule	S30517GP
Rapport e/l	0.44	Description	30MPa,14MM,MPC
Affaissement	80 ± 30mm	Volume	1.005 m ³
Affaissement avec SuperP		M.V. à 6.0 % d'air	2 372 kg/m ³
Constituants et provenances	Quantité	Densité	Volume
	(m ³)	SSS	
Ciment -GU - Ciment Québec, St-Basile	380 kg	3.150	0.121 m ³
Eau -Eau - . - EAU	168.0 l	1.000	0.168 m ³
Pierre - 5-14mm - Ray-Car, St-Flavien	974 kg	2.890	0.337 m ³
Sable - SABLE #1 - Sable Ladufo, St-Joachim	860 kg	2.703	0.318 m ³
Adjuvant -Entraîneur d'air - Micro-Air - BASF	(*)	1.000	(*)
Adjuvant -Réducteur d'eau - Plastocrete161 - Sika Canada Inc.	(*)	1.230	(*)
Adjuvant -Réducteur d'eau - Plastiment - Sika Canada Inc.	(*)	1.240	(*)
Volume d'air			0.060 m ³
Total	2384 kg		1.005 m³
Produits optionnels :			
Remarques :			
(*) Selon fiche technique			
Préparé par :	Michaël Gravel, Technicien	Approuvé par :	
Date :	7/14/2016	Date :	7/14/2016

Fiche de formulation de mélange

Usine certifiée BNQ selon NQ 2621-900

N° de certification: 707

Client :	Université Laval		Date :	7/14/2016	
Projet/Contrat :	15641 - 1065 ave. de la médecine, Uni Laval / 9777 -				
Mise en place :					
Usage :	Poutres				
Résistance en Compression	30.0 MPa à 28 Jours	N° proposition	9777 - 9777 - 2		
Grosseur nominale maximale	14mm	Usine	26, Lévis		
% Air	5.0% à 8.0%	N° formule	S30517GP		
Rapport e/l	0.43	Description	30MPA.14MM.MPC		
Affaissement	80 ± 30mm	Volume	1.001 m³		
Affaissement avec SuperP		M.V. à 6.0 % d'air	2 352 kg/m³		
Constituants et provenances		Quantité	Densité	Volume	
		(m³)	SSS		
Ciment -GU - Ciment Québec, St-Basile	380 kg	3.150	0.121 m³		
Eau -Eau - . - EAU	165.01	1.000	0.165 m³		
Pierre - 5-14mm - Ray-Car, St-Flavien	937 kg	2.890	0.324 m³		
Sable - SABLE #1 - Unibéton, St-Raphaël	870 kg	2.645	0.329 m³		
Adjuvant -Entraîneur d'air - Micro-Air - BASF	(*)	1.000	(*)		
Adjuvant -Réducteur d'eau - Sikaplast 500 - Sika Canada Inc.	(*)	1.160	(*)		
Volume d'air				0.060 m³	
	Total	2354 kg		1.001 m³	
Produits optionnels :					
Remarques :	(*) Selon fiche technique				
Préparé par :	Michaël Gravel, Technicien		Approuvé par :		
Date :	7/14/2016		Date :	7/14/2016	

26

1850, 2ième Rue Lévis

435, rue Jean-Neveu Longueuil

www.clicdemix.com

Annexe C : Analyses chimiques des barres d'armature

BARRES DE RENFORCEMENT 15M



Certificat d'essai/Test Certificate

ArcelorMittal

Usine de Contrecoeur Ouest / Contrecoeur West works

Vendue à - Sold to LES FERRAILLEURS DU QUEBEC INC. 165 De Liverpool SAINT-AUGUSTIN-DE-DESMA QC G3A 1V9 CANADA	Expédié à - Shipped to LES FERRAILLEURS DU QUEBEC INC. 165 De Liverpool Saint-Augustin-de-Desmaures QC G3A 1V9
---	--

No de com	No de bon de comm.	Connaissance	Date expé	Date du cert	No de Certificat
Sale order	Customer Order	Bill of lading	Date shipped	Certificate Date	Certificate no
160506	W16068	80918794	2016/04/22	2016/04/22	0000407058

Article	Description	No Materiel	No piece	Poids expédié	Coulée
Item		Material No	Part No	Weight	Heat
000001	Barre d' Armature, Std, en longueur AR15MT CSA G30.18 400W 18000mm G30.18 400W	21001580	0000000000	30,518KG	M104698_1

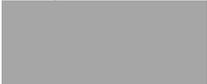
ANALYSE CHIMIQUE-CHEMICAL ANALYSIS (%)

Coulée/Heat:	C	Mn	P	S	Si	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Nb	Al	N
M104698_1	0.25	0.86	0.012	0.026	0.23	0.27	0.10	0.12	0.019	0.001	0.001	0.001	0.0106
Coulée/Heat:	Sn	Ti	Bt	Ca	Pb	As	Co	Sb	Bi	D.I.	C.E.	#Dev	
M104698_1	0.013		0.0002	0.0005	0.000	0.007		0.003			0.42		

PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES - MECHANICAL PROPERTIES

Coulée	Yield	Tensile	Elong 8"	Bend test	Ratio
Heat	L Elas.	L.Ultime	All 200mm	Pliage	LU/LE
M104698_1	450.0	586.8	19.5	OK	1.305

Remarques/Remarks:

Cet acier fut produit au Canada
 *
 Nous certifions que le produit expédié a été testé et/ou inspecté en conformité avec la spécification du matériel.
 *


RECUIE
22 AVR. 2016

Signature: 
 Métallurgie (A/Q)
 Métallurgie (Q/A)
 Michel Trudeau /6028

BARRES LONGITUDINALES 30M



GERDAU

CA-ML-WHITBY
HOPKINS STREET SOUTH
WHITBY, ON L1N 3T1
Canada

CERTIFIED MATERIAL TEST REPORT

Page 1/1

CUSTOMER SHIP TO LES FERRAILLEURS DU QUEBEC INCLES FERRAILLEURS DU QUEBEC INC 165 RUE DE LIVERPOOL 165 RUE DE LIVERPOOL SAINT-AUGUSTIN-DE-DESMUR, QC SAINT-AUGUSTIN-DE-DESMUR, QC G3A 2C8 G3A 1V9 Canada Canada		CUSTOMER BILL TO	GRADE 400W	SHAPE / SIZE Rebar / 30MM	DOCUMENT ID: 000006607
SALES ORDER 3653065/000020		CUSTOMER MATERIAL N°	LENGTH 18M 00CM	WEIGHT 69.980 LB	HEAT / BATCH 52073563/02
CUSTOMER PURCHASE ORDER NUMBER W16092		BILL OF LADING 1302-000044082	DATE 04/28/2016		
SPECIFICATION / DATE or REVISION CSA G30.18-09					

10040

CHEMICAL COMPOSITION								
C %	Mn %	P %	S %	Si %	Cu %	Ni %	Cr %	CEq _{A706} %
0.27	0.95	0.018	0.034	0.19	0.37	0.14	0.11	0.45

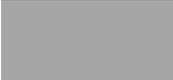
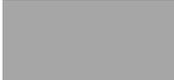
MECHANICAL PROPERTIES			
YS MPa	UTS MPa	Elong. %	BendTest
447	591	17.50	OK
451	595	16.30	OK

COMMENTS / NOTES



RECU LE
29 AVR. 2016

The above figures are certified chemical and physical test records as contained in the permanent records of company. We certify that these data are correct and in compliance with specified requirements. This material, including the billets, was melted and manufactured in Canada. CMTR complies with EN 10204 3.1.

	BHASKAR YALAMANCHILI QUALITY DIRECTOR		LEONARDO NUNES QUALITY ASSURANCE MGR.
---	--	--	--

Annexe D : Fiche technique de l'adhésif époxydique

HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System 3.2.4

Guide Specifications

Master Format Section:

Previous 2004 Format

03250 03 16 00 Concrete Anchors

Related Sections:

03200 03 20 00 Concrete Reinforcing

05050 05 50 00 Metal Fabrications

05120 05 10 00 Structural Metal Framing

Injectable adhesive shall be used for installation of all reinforcing steel dowels or threaded anchor rods and inserts into existing concrete. Adhesive shall be furnished in side-by-side refill packs which keep component A and component B separate. Side-by-side packs shall be designed to compress

during use to minimize waste volume. Side-by-side packs shall also be designed to accept static mixing nozzle which thoroughly blends component A and component B and allows injection directly into drilled hole. Only injection tools and static mixing nozzles as recommended by manufacturer shall be used. Manufacturer's instructions shall be followed. Injection adhesive shall be formulated to include resin and hardener to provide optimal curing speed as well as high strength and stiffness. Typical curing time at 68°F (20°C) shall be approximately 6.5 hours.

Injection adhesive shall be HIT-RE 500 V3, as furnished by Hilti.

Anchor rods shall be end stamped to show the grade of steel and overall rod length. Anchor rods shall be manufactured to meet the following requirements:

1. HAS-E carbon steel
2. ASTM A193, Grade B7 high strength carbon steel anchor
3. AISI Type 304 or AISI Type 316 stainless steel meeting the requirements of ASTM F593 condition CW

Special order HAS rods may vary from standard product.

Nuts and washers of other grades and styles having specified proof load strength greater than the specified grade and style are also suitable. Nuts must have specified proof load strength equal to or greater than the minimum tensile strength of the specified threaded rod.

3.2.4.2 Material specifications

Table 1 - Material properties of fully cured Hilti HIT-RE 500 V3

Bond Strength ASTM C882-13A ¹		
2 day cure	10.8 MPa	1,560 psi
14 day cure	11.7 MPa	1,690 psi
Compressive Strength ASTM D695-10 ¹	82.7 MPa	12,000 psi
Compressive Modulus ASTM D695-10 ¹	2,600 MPa	0.38 x 10 ⁶ psi
Tensile Strength 7 day ASTM D638-14	49.3 MPa	7,150 psi
Elongation at break ASTM D638-14	1.1%	1.1%
Heat Deflection Temperature ASTM D648-07	50°C	122°F
Absorption ASTM D570-98	0.18%	0.18%
Linear Coefficient of Shrinkage on Cure ASTM D2566-86	0.008	0.008

¹ Minimum values obtained as the result of tests at 35°F, 50°F, 75°F and 110°F.

Material specifications for Hilti HIT-V threaded rods, Hilti HAS threaded rods, and Hilti HIS-N inserts are listed in section 3.2.8.

3.2.4.3 Technical data

3.2.4.3.1 ACI 318-14 Chapter 17 design

The load values contained in this section are Hilti Simplified Design Tables. The load tables in this section were developed using the strength design parameters and variables of ESR-3814 and the equations within ACI 318-14 Chapter 17. For a detailed explanation of the Hilti Simplified Design Tables, refer to Section 3.1.8. Data tables from ESR-3814 are not contained in this section, but can be found at www.icc-es.org or at www.hilti.com.

3.2.4 HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System

3.2.4.3.1 HIT-RE 500 V3 adhesive with deformed reinforcing bars (rebar)



Figure 1 - Rebar installed with Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive

Cracked or uncracked concrete	Permissible drilling methods	Permissible concrete conditions
<p>Cracked and uncracked concrete</p>	<p>Hammer drilling with carbide-tipped drill bit</p>	<p>Dry concrete</p> <p>Water-saturated concrete</p> <p>Water-filled holes</p> <p>Submerged (underwater)</p>
	<p>Hilti TE-CD or TE-YD hollow drill bit and VC 20/40 vacuum</p> <p>Diamond core drill bit with Hilti TE-YRT roughening tool</p>	<p>Dry concrete</p> <p>Water-saturated concrete</p>
<p>Uncracked concrete</p>	<p>Diamond core drill bit</p>	<p>Dry concrete</p> <p>Water-saturated concrete</p>

Figure 2 - Rebar installed with Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive

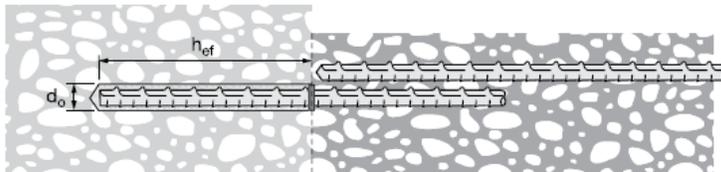


Table 2 - Specifications for rebar installed with Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive

Setting information	Symbol	Units	Rebar size							
			#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10
Nominal bit diameter	d_p	in.	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1-1/8	1-3/8	1-1/2
Effective embedment	minimum	$h_{ef,min}$	in. 2-3/8 (60)	in. 2-3/8 (60)	in. 3 (76)	in. 3 (76)	in. 3-3/8 (85)	in. 4 (102)	in. 4-1/2 (114)	in. 5 (127)
	maximum	$h_{ef,max}$	in. 7-1/2 (191)	in. 10 (254)	in. 12-1/2 (318)	in. 15 (381)	in. 17-1/2 (445)	in. 20 (508)	in. 22-1/2 (572)	in. 25 (635)
Minimum concrete member thickness	h_{min}	in. (mm)	$h_{ef} + 1-1/4$ ($h_{ef} + 30$)			$(h_{ef} + 2d_r)$				
Minimum edge distance ¹	c_{min}	in. (mm)	1-7/8 (48)	2-1/2 (64)	3-1/8 (79)	3-3/4 (95)	4-3/8 (111)	5 (127)	5-5/8 (143)	6-1/4 (159)
Minimum anchor spacing	s_{min}	in. (mm)	1-7/8 (48)	2-1/2 (64)	3-1/8 (79)	3-3/4 (95)	4-3/8 (111)	5 (127)	5-5/8 (143)	6-1/4 (159)

¹ Edge distance of 1-3/4-inch (44mm) is permitted provided the rebar remains un-torqued.

Note: The installation specifications in table 2 above and the data in tables 3 through 23 pertain to the use of Hilti HIT-RE 500 V3 with rebar designed as a post-installed anchor using the provisions of ACI 318-14 Chapter 17. For the use of Hilti HIT-RE 500 V3 with rebar for typical development calculations according to ACI 318-14 Chapter 25 (formerly ACI 318-11 Chapter 12), refer to section 3.1.14 for the design method and tables 83 through 87 in section 3.2.4.3.8.

HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System 3.2.4

3.2.4.3.7 Canadian Limit State design

Limit State Design of anchors is described in the provisions of CSA A23.3-14 Annex D for post-installed anchors tested and assessed in accordance with ACI 355.2 for mechanical anchors and ACI 355.4 for adhesive anchors. This section contains the Limit State Design tables with unfactored characteristic loads that are based on the published loads in ICC Evaluation Services ESR-3814. These tables are followed by factored resistance tables. The factored resistance tables have characteristic design loads that are prefactored by the applicable reduction factors for a single anchor with no anchor-to-anchor spacing or edge distance adjustments for the convenience of the user of this document. All the figures in the previous ACI 318-14 Chapter 17 design section are applicable to Limit State Design and the tables will reference these figures.

For a detailed explanation of the tables developed in accordance with CSA A23.3-14 Annex D, refer to Section 3.1.8. Technical assistance is available by contacting Hilti Canada at (800) 363-4458 or at www.hilti.com.

Table 52 - Specifications for CA rebar installed with Hilti HIT-RE 500 V3

Setting information	Symbol	Units	Rebar size				
			10M	15M	20M	25M	30M
Nominal bit diameter	d_b	in.	9/16	3/4	1	1-1/4	1-1/2
Effective embedment	minimum	$h_{ef,min}$	60	80	90	100	120
	maximum	$h_{ef,max}$	226	320	390	504	598
Minimum concrete member thickness	h_{min}	mm	$h_{ef} + 30$		$h_{ef} + 2d_b$		

Note: The installation specifications in table 52 above and the data in tables 53 through 67 pertain to the use of Hilti HIT-RE 500 V3 with rebar designed as a post-installed anchor using the provisions of CSA A23.3-14 Annex D. For the use of Hilti HIT-RE 500 V3 with rebar for typical development calculations according to CSA A23.3-14 Chapter 12, refer to section 3.1.8.14 for the design method and tables 88 through 92 in section 3.2.4.3.8.

324

Table 53 - Steel factored resistance for CA rebar¹

Rebar size	CSA-G30.18 Grade 400 ²		
	Tensile ³ N_{tar} lb (kN)	Shear ⁴ V_{tar} lb (kN)	Seismic shear ⁵ $V_{tar,eq}$ lb (kN)
10M	7,245 (32.2)	4,035 (17.9)	2,825 (12.6)
15M	14,525 (64.6)	8,090 (36.0)	5,665 (25.2)
20M	21,570 (95.9)	12,020 (53.5)	8,415 (37.4)
25M	36,025 (160.2)	20,070 (89.3)	14,050 (62.5)
30M	50,715 (225.6)	28,255 (125.7)	19,780 (88.0)

- 1 See Section 3.1.8.6 to convert design strength value to ASD value.
- 2 CSA-G30.18 Grade 400 rebar are considered ductile steel elements.
- 3 Tensile = $A_{s,N} \phi_s f_{ts} R$ as noted in CSA A23.3-14 Annex D
- 4 Shear = $A_{s,V} \phi_s 0.60 f_{ts} R$ as noted in CSA A23.3-14 Annex D.
- 5 Seismic Shear = $\alpha_{s,eq} V_{tar}$: Reduction factor for seismic shear only.
See section 3.1.8.7 for additional information on seismic applications.



3.2.4 HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System

Table 54 - Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive design information with CA rebar in hammer drilled holes in accordance with CSA A23.3-14 Annex D^{1,8}



Design parameter	Symbol	Units	Rebar size					Ref A23.3-14	
			10M	15M	20M	25M	30M		
Anchor O.D.	d_a	-	11.3	16.0	19.5	25.2	29.9		
Effective minimum embedment ²	h_{ef}	-	60	80	90	101	120		
Effective maximum embedment ²	h_{ef}	-	226	320	390	504	598		
Min. concrete thickness ²	h_{min}	-	$h_{ef} + 30$	$h_{ef} + 2d_a$					
Critical edge distance	c_{crit}	-	see ESR-3814, section 4.1.10						
Minimum edge distance	c_{min} ³	-	57	80	98	126	150		
Minimum anchor spacing	s_{min}	-	57	80	98	126	150		
Coeff. for factored conc. breakout resistance, uncracked concrete	$k_{c,uncr}$ ⁴	-	10					D.6.2.2	
Coeff. for factored conc. breakout resistance, cracked concrete	$k_{c,cr}$ ⁴	-	7					D.6.2.2	
Concrete material resistance factor	ϕ_c	-	0.65					8.4.2	
Resistance modification factor for tension and shear, concrete failure modes, Condition B ⁵	R_{conc}	-	1.00					D.5.3(c)	
Dry concrete and water saturated									
Temp. range A ⁶	Characteristic bond stress in cracked concrete ^{7,8}	τ_{cr}	psi (MPa)	1,360 (9.4)	1,390 (9.6)	1,410 (9.7)	1,420 (9.8)	1,380 (9.5)	D.6.5.2
	Characteristic bond stress in uncracked concrete ^{7,8}	τ_{uncr}	psi (MPa)	1,760 (12.1)	1,720 (11.9)	1,690 (11.7)	1,650 (11.4)	1,610 (11.1)	D.6.5.2
Temp. range B ⁶	Characteristic bond stress in cracked concrete ^{7,8}	τ_{cr}	psi (MPa)	940 (6.5)	960 (6.6)	970 (6.7)	980 (6.8)	950 (6.6)	D.6.5.2
	Characteristic bond stress in uncracked concrete ^{7,8}	τ_{uncr}	psi (MPa)	1,210 (8.3)	1,190 (8.2)	1,170 (8.1)	1,140 (7.9)	1,110 (7.7)	D.6.5.2
Anchor category, dry concrete	-	-	1	1	1	1	1	D.5.3(c)	
Resistance modification factor	R_{dry}	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
Water-filled hole									
Temp. range A ⁶	Characteristic bond stress in cracked concrete ^{7,8}	τ_{cr}	psi (MPa)	1,010 (7.0)	1,040 (7.2)	1,060 (7.3)	1,080 (7.4)	1,060 (7.3)	D.6.5.2
	Characteristic bond stress in uncracked concrete ^{7,8}	τ_{uncr}	psi (MPa)	1,300 (9.0)	1,280 (8.8)	1,270 (8.8)	1,250 (8.6)	1,240 (8.6)	D.6.5.2
Temp. range B ⁶	Characteristic bond stress in cracked concrete ^{7,8}	τ_{cr}	psi (MPa)	700 (4.8)	720 (5.0)	730 (5.0)	740 (5.1)	730 (5.0)	D.6.5.2
	Characteristic bond stress in uncracked concrete ^{7,8}	τ_{uncr}	psi (MPa)	900 (6.2)	890 (6.1)	880 (6.1)	860 (5.9)	850 (5.9)	D.6.5.2
Anchor category, water-filled hole	-	-	3	3	3	3	3	D.5.3(c)	
Resistance modification factor	R_{wet}	-	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75		
Underwater application									
Temp. range A ⁶	Characteristic bond stress in cracked concrete ^{7,8}	τ_{cr}	psi (MPa)	880 (6.1)	920 (6.3)	940 (6.5)	980 (6.8)	960 (6.6)	D.6.5.2
	Characteristic bond stress in uncracked concrete ^{7,8}	τ_{uncr}	psi (MPa)	1,130 (7.8)	1,140 (7.9)	1,140 (7.9)	1,140 (7.9)	1,130 (7.8)	D.6.5.2
Temp. range B ⁶	Characteristic bond stress in cracked concrete ^{7,8}	τ_{cr}	psi (MPa)	610 (4.2)	630 (4.3)	650 (4.5)	680 (4.7)	660 (4.6)	D.6.5.2
	Characteristic bond stress in uncracked concrete ^{7,8}	τ_{uncr}	psi (MPa)	780 (5.4)	790 (5.4)	780 (5.4)	780 (5.4)	780 (5.4)	D.6.5.2
Anchor category, underwater	-	-	3	3	3	3	3	D.5.3(c)	
Resistance modification factor	R_{sub}	-	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75		
Resistance for seismic tension	$\alpha_{N,seis}$	-	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		

- Design information in this table is taken from ICC-ES ESR-3814, dated January, 2016, table 23 and 24, and converted for use with CSA A23.3-14 Annex D.
- See figure 2 of section 3.2.4.3.1.
- Minimum edge distance may be reduced to 45mm provided rebar remains untorqued. See ESR-3814 section 4.1.9.
- For all design cases, $\psi_{e,N} = 1.0$. The appropriate coefficient for breakout resistance for cracked concrete ($k_{c,cr}$) or uncracked concrete ($k_{c,uncr}$) must be used.
- For use with the load combinations of CSA A23.3-14 chapter 8. Condition B applies where supplementary reinforcement in conformance with CSA A23.3-14 section D.5.3 is not provided, or where pullout or pryout strength governs. For cases where the presence of supplementary reinforcement can be verified, the resistance modification factors associated with Condition A may be used.
- Temperature range A: Max. short term temperature = 130°F (55°C), max. long term temperature = 110°F (43°C).
Temperature range B: Max. short term temperature = 176°F (80°C), max. long term temperature = 110°F (43°C).
Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.
- Bond stress values corresponding to concrete compressive stress $f'_c = 2,500$ psi (17.2 MPa). For concrete compressive strength, f'_c , between 2,500 psi (17.2 MPa) and 8,000 psi (55.2 MPa), the tabulated characteristic bond stress may be increased by a factor of $(f'_c / 2,500)^{0.25}$ [for SI: $(f'_c / 17.2)^{0.25}$] for uncracked concrete and $(f'_c / 2,500)^{0.15}$ [for SI: $(f'_c / 17.2)^{0.15}$] for cracked concrete.
- For structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E, or F, bond stress values must be multiplied by $\alpha_{N,seis}$.

3.2.4 HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System

Table 56 - Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive factored resistance with concrete/bond failure for CA rebar in uncracked concrete^{1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11}



Rebar size	Effective embedment in. (mm)	Tension N				Shear V			
		$f'_c = 20$ MPa (2,900 psi) lb (kN)	$f'_c = 25$ MPa (3,625 psi) lb (kN)	$f'_c = 30$ MPa (4,350 psi) lb (kN)	$f'_c = 40$ MPa (5,800 psi) lb (kN)	$f'_c = 20$ MPa (2,900 psi) lb (kN)	$f'_c = 25$ MPa (3,625 psi) lb (kN)	$f'_c = 30$ MPa (4,350 psi) lb (kN)	$f'_c = 40$ MPa (5,800 psi) lb (kN)
10M	4-1/2 (115)	7,520 (33.4)	7,950 (35.4)	8,320 (37.0)	8,940 (39.8)	15,040 (66.9)	15,900 (70.7)	16,645 (74.0)	17,885 (79.6)
	7-1/16 (180)	11,770 (52.4)	12,445 (55.4)	13,025 (57.9)	13,995 (62.3)	23,540 (104.7)	24,890 (110.7)	26,050 (115.9)	27,990 (124.5)
	8-7/8 (226)	14,775 (65.7)	15,625 (69.5)	16,355 (72.7)	17,575 (78.2)	29,555 (131.5)	31,250 (139.0)	32,705 (145.5)	35,145 (156.3)
15M ⁶	5-11/16 (145)	11,410 (50.8)	12,755 (56.7)	13,975 (62.2)	15,600 (69.4)	22,820 (101.5)	25,515 (113.5)	27,950 (124.3)	31,205 (138.8)
	9-13/16 (250)	22,620 (100.6)	23,915 (106.4)	25,030 (111.3)	26,900 (119.7)	45,240 (201.2)	47,835 (212.8)	50,065 (222.7)	53,800 (239.3)
	12-5/8 (320)	28,950 (128.8)	30,615 (136.2)	32,040 (142.5)	34,430 (153.2)	57,905 (257.6)	61,225 (272.3)	64,080 (285.1)	68,860 (306.3)
20M ⁶	7-7/8 (200)	18,485 (82.2)	20,665 (91.9)	22,640 (100.7)	25,770 (114.6)	36,965 (164.4)	41,330 (183.8)	45,275 (201.4)	51,540 (229.3)
	14 (355)	38,460 (171.1)	40,670 (180.9)	42,565 (189.3)	45,740 (203.5)	76,925 (342.2)	81,340 (361.8)	85,130 (378.7)	91,480 (406.9)
	15-3/8 (390)	42,255 (188.0)	44,680 (198.7)	46,760 (208.0)	50,250 (223.5)	84,510 (375.9)	89,355 (397.5)	93,525 (416.0)	100,500 (447.0)
25M	9-1/16 (230)	22,795 (101.4)	25,485 (113.4)	27,920 (124.2)	32,235 (143.4)	45,590 (202.8)	50,970 (226.7)	55,835 (248.4)	64,475 (286.8)
	15-15/16 (405)	53,265 (236.9)	58,540 (260.4)	61,270 (272.5)	65,840 (292.9)	106,525 (473.9)	117,080 (520.8)	122,540 (545.1)	131,680 (585.7)
	19-13/16 (504)	68,895 (306.5)	72,850 (324.1)	76,245 (339.2)	81,935 (364.5)	137,795 (612.9)	145,700 (648.1)	152,495 (678.3)	163,865 (728.9)
30M	10-1/4 (260)	27,395 (121.9)	30,630 (136.3)	33,555 (149.3)	38,745 (172.3)	54,795 (243.7)	61,260 (272.5)	67,110 (298.5)	77,490 (344.7)
	17-15/16 (455)	63,425 (282.1)	70,910 (315.4)	77,680 (345.5)	85,635 (380.9)	126,850 (564.3)	141,825 (630.9)	155,360 (691.1)	171,270 (761.8)
	23-9/16 (598)	94,640 (421.0)	100,070 (445.1)	104,740 (465.9)	112,550 (500.6)	189,285 (842.0)	200,145 (890.3)	209,475 (931.8)	225,100 (1001.3)

- 1 See Section 3.1.8 for explanation on development of load values.
- 2 See Section 3.1.8.6 to convert design strength value to ASD value.
- 3 Linear interpolation between embedment depths and concrete compressive strengths is not permitted.
- 4 Apply spacing, edge distance, and concrete thickness factors in tables 61-70 as necessary to the above values. Compare to the steel values in table 53. The lesser of the values is to be used for the design.
- 5 Data is for temperature range A: Max. short term temperature = 130°F (55°C), max. long term temperature = 110°F (43°C).
For temperature range B: Max. short term temperature = 176°F (80°C), max. long term temperature = 110°F (43°C) multiply above values by 0.69.
Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.
- 6 Tabular values are for dry concrete and water-saturated concrete conditions.
For water-filled drilled holes multiply design strength by 0.51.
For submerged (under water) applications multiply design strength by 0.45.
- 7 Tabular values are for short term loads only. For sustained loads including overhead use, see Section 3.1.8.8.
- 8 Tabular values are for normal-weight concrete only. For lightweight concrete multiply design strength by λ_c as follows:
For sand-lightweight, $\lambda_c = 0.51$. For all-lightweight, $\lambda_c = 0.45$.
- 9 Tabular values are for holes drilled in concrete with carbide tipped hammer drill bit. For diamond core drilling, except as indicated in note 10, multiply above values by 0.48.
Diamond core drilling is not permitted for the water-filled or under-water (submerged) applications.
- 10 Diamond core drilling with Hilti TE-YRT roughening tool is permitted for 15M and 20M diameter anchors for dry and water-saturated concrete conditions. See Table 59.
- 11 Tabular values are for static loads only. Seismic design is not permitted for uncracked concrete.

HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System 3.2.4

Table 57 - Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive factored resistance with concrete/bond failure for CA rebar in cracked concrete^{1,2,3,4,5,6,7,8,9,10}

Rebar size	Effective embedment in. (mm)	Tension N				Shear V			
		$f'_c = 20$ MPa (2,900 psi) lb (kN)	$f'_c = 25$ MPa (3,625 psi) lb (kN)	$f'_c = 30$ MPa (4,350 psi) lb (kN)	$f'_c = 40$ MPa (5,800 psi) lb (kN)	$f'_c = 20$ MPa (2,900 psi) lb (kN)	$f'_c = 25$ MPa (3,625 psi) lb (kN)	$f'_c = 30$ MPa (4,350 psi) lb (kN)	$f'_c = 40$ MPa (5,800 psi) lb (kN)
10M	4-1/2 (115)	5,640 (25.1)	5,920 (26.3)	6,080 (27.1)	6,350 (28.2)	11,285 (50.2)	11,835 (52.7)	12,165 (54.1)	12,700 (56.5)
	7-1/16 (180)	8,960 (39.8)	9,265 (41.2)	9,520 (42.3)	9,940 (44.2)	17,915 (79.7)	18,525 (82.4)	19,040 (84.7)	19,880 (88.4)
	8-7/8 (226)	11,250 (50.0)	11,630 (51.7)	11,955 (53.2)	12,480 (55.5)	22,495 (100.1)	23,260 (103.5)	23,905 (106.3)	24,960 (111.0)
15M ¹⁰	5-11/16 (145)	7,985 (35.5)	8,930 (39.7)	9,780 (43.5)	11,295 (50.2)	15,975 (71.1)	17,860 (79.4)	19,565 (87.0)	22,590 (100.5)
	9-13/16 (250)	18,005 (80.1)	18,620 (82.8)	19,135 (85.1)	19,980 (88.9)	36,010 (160.2)	37,235 (165.6)	38,270 (170.2)	39,955 (177.7)
	12-5/8 (320)	23,045 (102.5)	23,830 (106.0)	24,495 (108.9)	25,575 (113.8)	46,095 (205.0)	47,665 (212.0)	48,985 (217.9)	51,145 (227.5)
20M ¹⁰	7-7/8 (200)	12,940 (57.6)	14,465 (64.3)	15,845 (70.5)	18,300 (81.4)	25,875 (115.1)	28,930 (128.7)	31,695 (141.0)	36,595 (162.8)
	14 (355)	30,595 (136.1)	32,685 (145.4)	33,590 (149.4)	35,075 (156.0)	61,195 (272.2)	65,370 (290.8)	67,185 (298.8)	70,145 (312.0)
	15-3/8 (390)	34,725 (154.5)	35,910 (159.7)	36,905 (164.2)	38,530 (171.4)	69,450 (308.9)	71,815 (319.5)	73,805 (328.3)	77,060 (342.8)
25M	9-1/16 (230)	15,955 (71.0)	17,840 (79.4)	19,540 (86.9)	22,565 (100.4)	31,915 (142.0)	35,680 (158.7)	39,085 (173.9)	45,130 (200.8)
	15-15/16 (405)	37,285 (165.8)	41,685 (185.4)	45,665 (203.1)	52,075 (231.6)	74,570 (331.7)	83,370 (370.8)	91,325 (406.2)	104,150 (463.3)
	19-13/16 (504)	51,760 (230.2)	57,870 (257.4)	62,070 (276.1)	64,805 (288.3)	103,520 (460.5)	115,735 (514.8)	124,135 (552.2)	129,610 (576.5)
30M	10-1/4 (260)	19,180 (85.3)	21,440 (95.4)	23,490 (104.5)	27,120 (120.6)	38,355 (170.6)	42,885 (190.8)	46,975 (209.0)	54,245 (241.3)
	17-15/16 (455)	44,400 (197.5)	49,640 (220.8)	54,375 (241.9)	62,790 (279.3)	88,795 (395.0)	99,275 (441.6)	108,750 (483.7)	125,575 (558.6)
	23-9/16 (598)	66,895 (297.6)	74,790 (332.7)	81,930 (364.4)	88,665 (394.4)	133,790 (595.1)	149,580 (665.4)	163,860 (728.9)	177,325 (788.8)

- 1 See Section 3.1.8 for explanation on development of load values.
- 2 See Section 3.1.8.6 to convert design strength value to ASD value.
- 3 Linear interpolation between embedment depths and concrete compressive strengths is not permitted.
- 4 Apply spacing, edge distance, and concrete thickness factors in tables 61-70 as necessary to the above values. Compare to the steel values in table 53. The lesser of the values is to be used for the design.
- 5 Data is for temperature range A: Max. short term temperature = 130°F (55°C), max. long term temperature = 110°F (43°C).
For temperature range B: Max. short term temperature = 176°F (80°C), max. long term temperature = 110°F (43°C) multiply above values by 0.69.
Short term elevated concrete temperatures are those that occur over brief intervals, e.g., as a result of diurnal cycling. Long term concrete temperatures are roughly constant over significant periods of time.
- 6 Tabular values are for dry concrete and water-saturated concrete conditions.
For water-filled drilled holes multiply design strength by 0.51.
For submerged (under water) applications multiply design strength by 0.45.
- 7 Tabular values are for short term loads only. For sustained loads including overhead use, see Section 3.1.8.8.
- 8 Tabular values are for normal-weight concrete only. For lightweight concrete multiply design strength by λ_c as follows:
For sand-lightweight, $\lambda_c = 0.51$. For all-lightweight, $\lambda_c = 0.45$.
- 9 Tabular values are for holes drilled in concrete with carbide tipped hammer drill bit. Diamond core drilling is not permitted in cracked concrete conditions except as indicated in note 10.
- 10 Diamond core drilling with Hilti TE-YRT roughening tool is permitted for 15M and 20M diameter anchors for dry and water-saturated concrete conditions. See Table 60.
- 11 Tabular values are for static loads only. For seismic loads, multiply cracked concrete tabular values by $\alpha_{ms} = 0.68$. See section 3.1.8.7 for additional information on seismic applications.

HIT-RE 500 V3 Epoxy Adhesive Anchoring System 3.2.4

3.2.4.4 Installation instructions

Installation Instructions For Use (IFU) are included with each product package. They can also be viewed or downloaded online at www.hilti.com. Because of the possibility of changes, always verify that downloaded IFU are current when used. Proper installation is critical to achieve full performance. Training is available on request. Contact Hilti Technical Services for applications and conditions not addressed in the IFU.

Figure 9 - Hilti HIT-RE 500 V3 adhesive cure and working time (approx.)

	[°F]	[°C]	t _{work}	t _{cure, ini}	t _{cure, full}
	23	-5	2 h	48 h	168 h
	32	0	2 h	24 h	36 h
	40	4	2 h	16 h	24 h
	50	10	1.5 h	12 h	16 h
	60	16	1 h	8 h	16 h
	72	22	25 min	4 h	6.5 h
	85	29	15 min	2.5 h	5 h
	95	35	12 min	2 h	4.5 h
	105	41	10 min	2 h	4 h

≥ +5 °C / 41 °F = 2x t_{cure}

Table 96 - Resistance of cured Hilti HIT-RE 500 V3 to chemicals

Chemicals tested	Content (%)	Resistance
toluene	47.5	
iso-octane	30.4	
heptane	17.1	+
methanol	3	
butanol	2	
toluene	60	
xylene	30	+
methylnaphthalene	10	
diesel	100	+
petrol	100	+
methanol	100	-
dichloromethane	100	-
mono-chlorobenzene	100	●
ethylacetat	50	+
methylisobutylketone	50	
salicylic acid-methylester	50	+
mctophenon	50	
acetic acid	50	-
propionic acid	50	-
sulfuric acid	100	-
nitric acid	100	-
hydrochloric acid	36	-
potassium hydroxide	100	-
sodium hydroxide 20%	100	-
triethanolamine	50	
butylamine	50	-
benzyl alcohol	100	
ethanol	100	
ethyl acetate	100	-
methyl ethyl ketone (MEK)	100	
trichlorethylene	100	
lutensit TC KLC 50	3	
marlophen NP 9,5	2	+
water	95	
tetrahydrofurane	100	-
demineralized water	100	+
salt water	saturated	+
salt spray testing	-	+
SO ₂	-	+
environment/weather	-	+
oil for formwork (forming oil)	100	+
concrete plasticizer	-	+
concrete drilling mud	-	+
concrete potash solution	-	+
saturated suspension of bore-hole cuttings	-	+

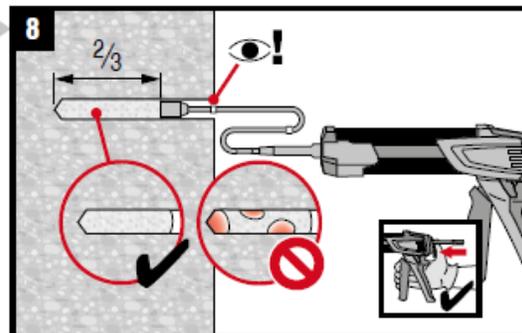
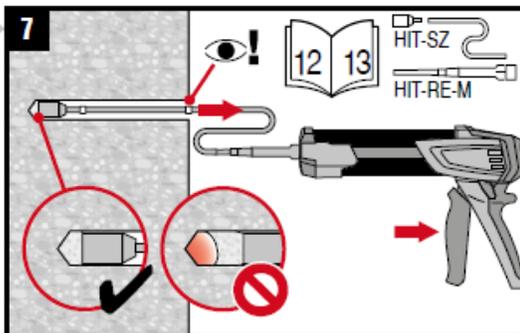
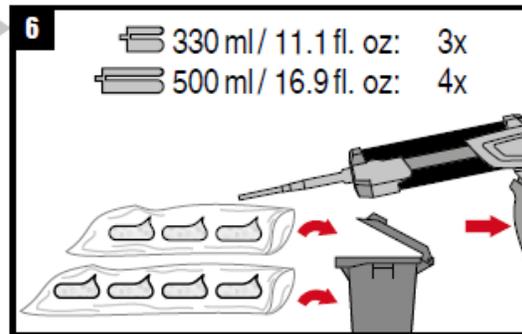
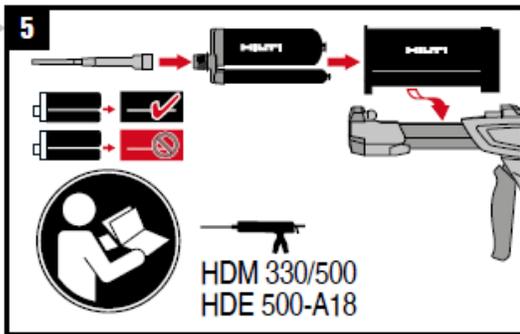
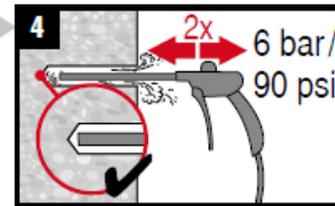
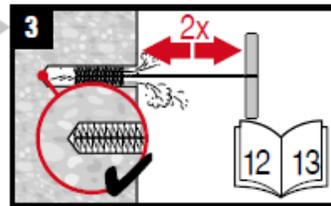
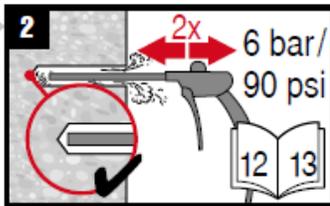
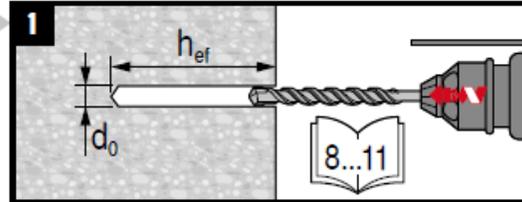
- + Resistant
- Partially resistant
- Not resistant

3.2.4

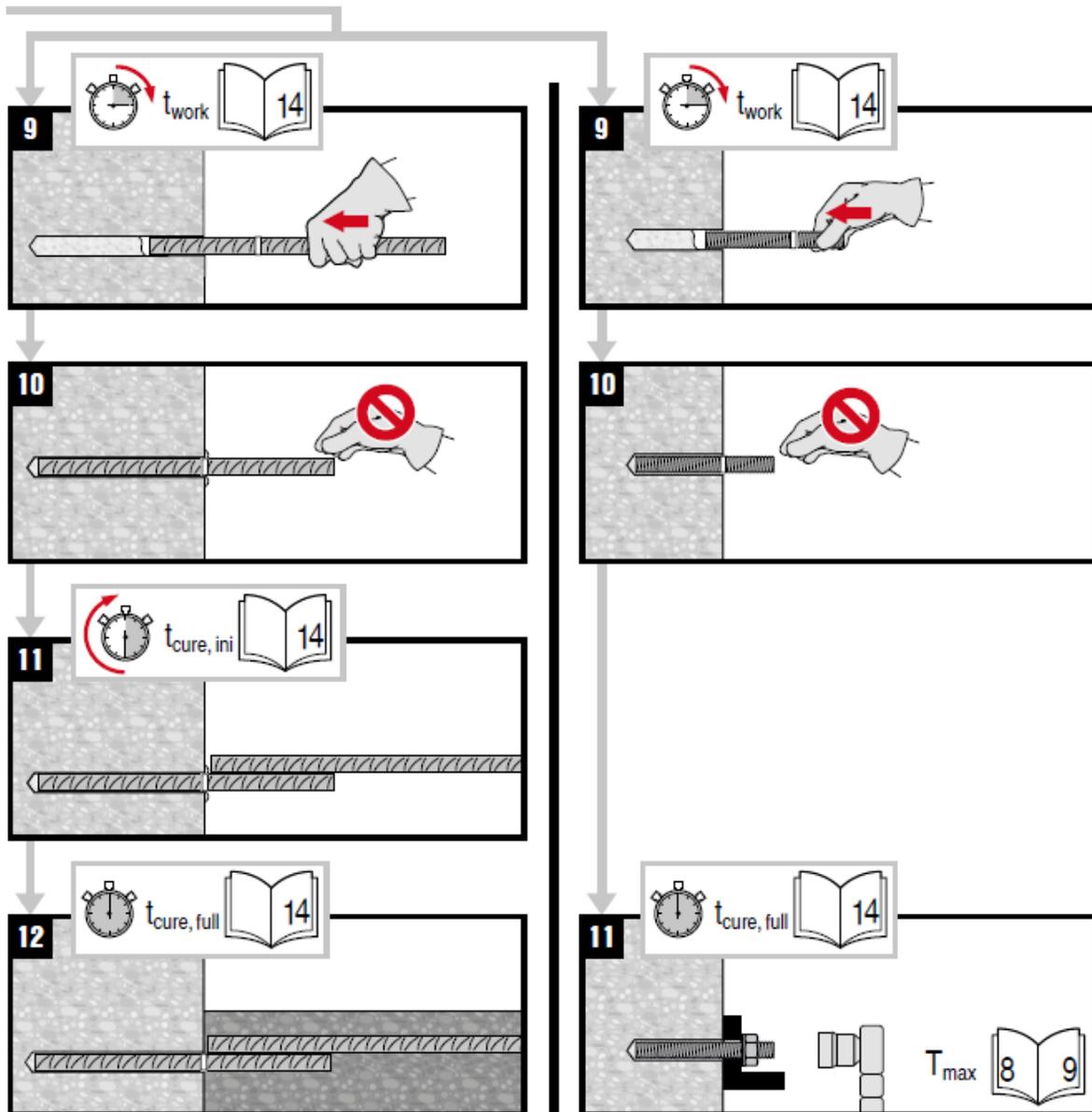
2

$d_0:$
7/16" ... 1 3/4"
10...40 mm

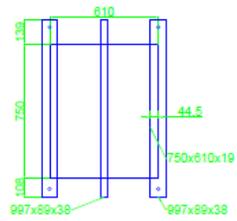
$h_{ef}:$
2 3/8" ... 75"
60...1920 mm



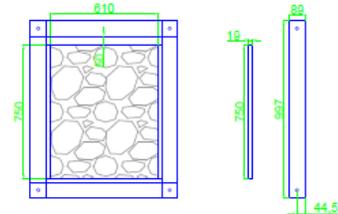
18



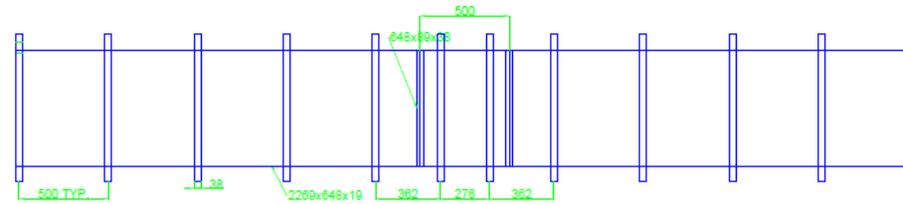
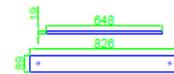
Annexe E : Plan des coffrages



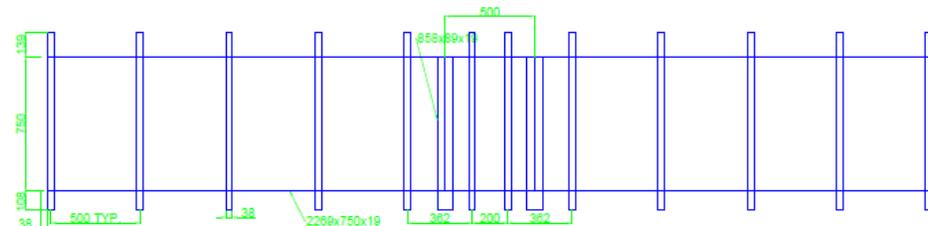
MUR COURT



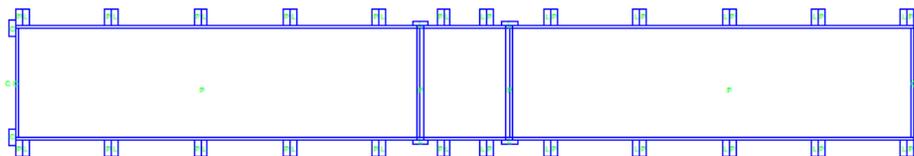
ASSEMBLAGE



PLANCHER



MUR LONG



VUE DE DESSUS



Frédéric Bédard, ing. jr

Page: RENFORCEMENT EN OSALLEMENT EN
CONDITION DE SERVICE

Titre: MODIFICATION DES COFFRAGES

Annexe F : Calcul des surfaces d'appui

À partir de la norme S6-14, article 8.8.7. :

$$R_f \leq 0,85\phi_c f'_c A_1$$

, où A_1 est la surface d'appui de l'élément de béton et R_f la réaction d'appui sur la surface d'appui. Si on cherche la valeur de A_1 :

$$\frac{R_f}{0,85\phi_c f'_c} \leq A_1$$

, où

$$R_f = \frac{M_r}{\frac{L}{2}} = \frac{2200 \text{ kN} * \text{m}}{\frac{4,5\text{m}}{2}} = 970 \text{ kN}$$

, puisqu'on s'intéresse à la réaction d'appui maximale que la dalle pourra transmettre dans le cas où les résistances à l'effort tranchant avec renforcements post-installés surpassent les prédictions.

Alors,

$$\frac{R_f}{0,85\phi_c f'_c} = \frac{970 \text{ kN}}{0,85(1)(35 \text{ MPa})} = 0,0435 \text{ m}^2 \leq A_1$$

Choix : Plaques d'assise 100 mm x 610 mm aux appuis ;

$$A_1 = 0,61\text{m} \times 0,1\text{m} = 0,0610 \text{ m}^2 \geq 0,0435 \text{ m}^2$$

Cette dimension de plaques d'assises est suffisante pour éviter l'éclatement du béton des dalles d'essai. Sous la charge, puisque la charge est le double des réactions d'appuis (dalle sur appuis simples), la largeur de plaque sera doublée. On aura donc :

Plaques d'appui (2) : **100 mm x 610 mm** ;

Plaque de charge : **200 mm x 610 mm**.

Annexe G : Détail de dimensionnement des étriers externes

Fiche technique tirée de *Dywidag Systems International* (2016) :

THREADBAR® Designation		Maximum THREADBAR® Diameter		Minimum Yield Stress (f_y)		Nominal Cross Section Area (A_s)		Minimum Yield Load ($f_y * A_s$)		Nominal Weight	
[in]	[mm]	[in]	[mm]	[ksi]	[MPa]	[in ²]	[mm ²]	[kips]	[kN]	[lbs/ft]	[kg/m]
#6	19	0.86	22	75	517	0.44	284	33.0	147	1.50	2.23
#7	22	0.99	25	75	517	0.60	387	45.0	200	2.04	3.04
#8	25	1.12	28	75	517	0.79	510	59.3	264	2.67	3.97
#9	29	1.26	32	75	517	1.00	645	75.0	334	3.40	5.06
#10	32	1.43	36	75	517	1.27	819	95.3	424	4.30	6.40
#11	36	1.61	41	75	517	1.56	1,006	117.0	520	5.31	7.90
#14	43	1.86	47	80	552	2.25	1,452	180.0	801	7.65	11.38
#18	57	2.50	64	80	552	4.00	2,581	320.0	1,423	13.60	20.24
#20	63	2.72	69	80	552	4.91	3,168	393.0	1,748	16.70	24.85
#24	75	3.18	81	75	517	7.06	4,555	529.5	2,355	24.09	35.85
#28	90	3.68	94	75	517	9.62	6,207	721.5	3,209	32.79	48.80

En supposant un angle de fissuration θ de $35,0^\circ$ similaire aux prédictions pour armatures transversales espacées de 375 mm (Annexe A).

Dimensionnement effectué dans l'éventualité où le moment de flexion maximal M_{max} est atteint. Selon calcul présenté à l'annexe A, $M_{max} = 2228$ kN-m. Ainsi, V_s développé par les étriers externes doit être supérieur à $V_f = M_{max} / a$.

$$V_s \geq V_f = \frac{M_{max}}{a} = \frac{2228 \text{ kN} - \text{m}}{2,25 \text{ m}} = 990 \text{ kN}$$

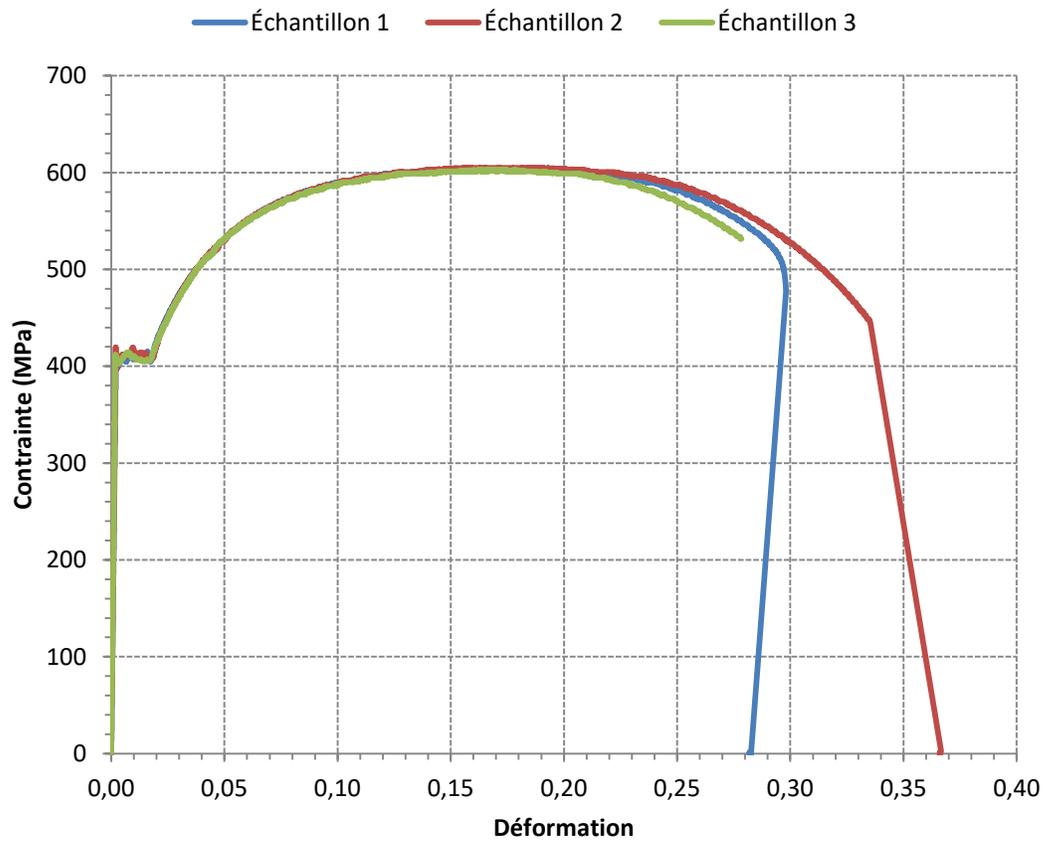
V_s calculé à la manière d'étriers dans la dalle (CSA S6-14).

$$V_s = \frac{\varphi_s A_v f_y d_v}{s_v \tan \theta}$$

Conception des étriers externes <i>Comptés comme étriers internes</i>		Dywidag THREADBAR
θ	35,0 degrés	Selon situation
A_v	568 mm ²	2x #6
f_y	517 Mpa	
n	9 rangs	
d_v	614,5 mm	
φ_s	0,9	
s_v	225,0 mm	
V_s	1030,9 kN	

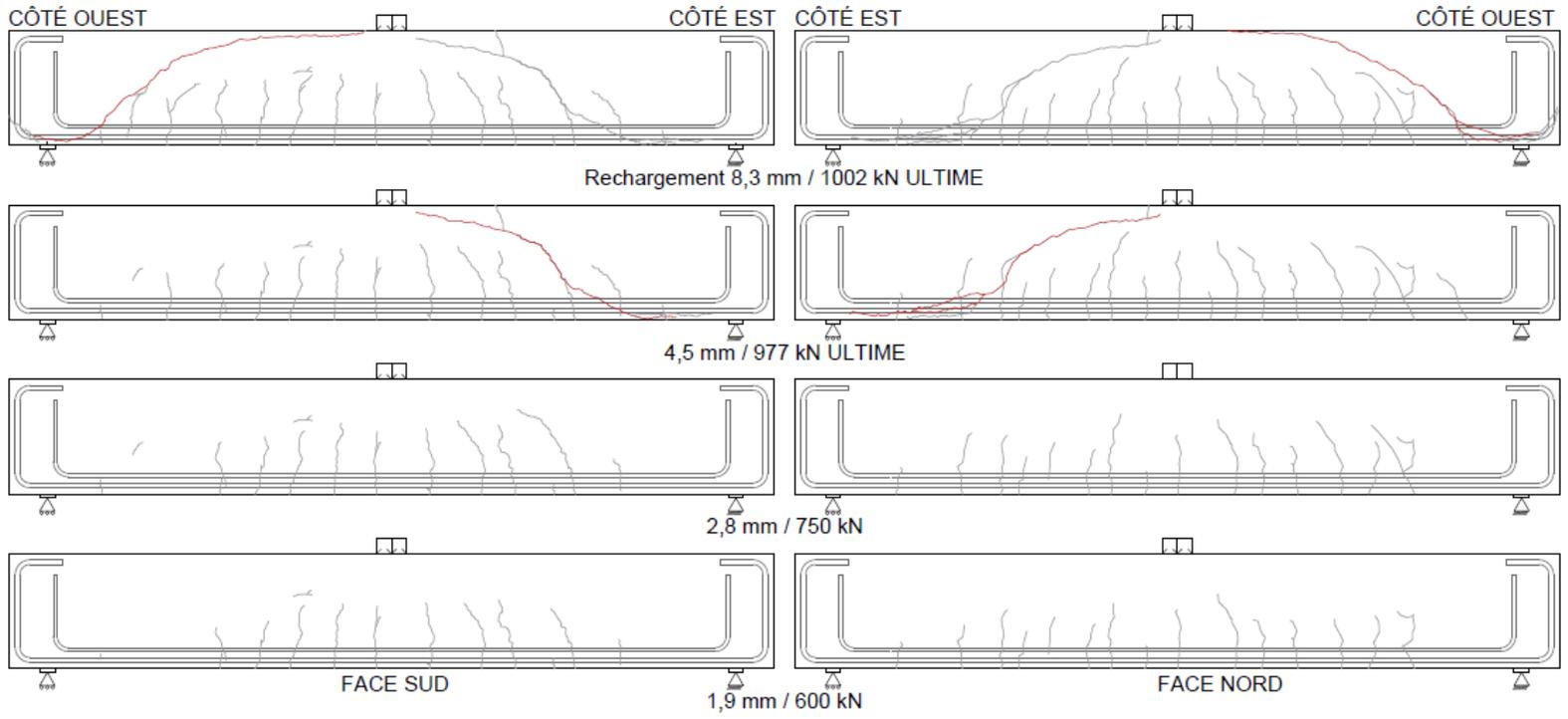
Annexe H : Courbes de chargement des essais de traction sur
barres de renforcement 15M

Courbes contrainte - déformation des barres 15M en traction

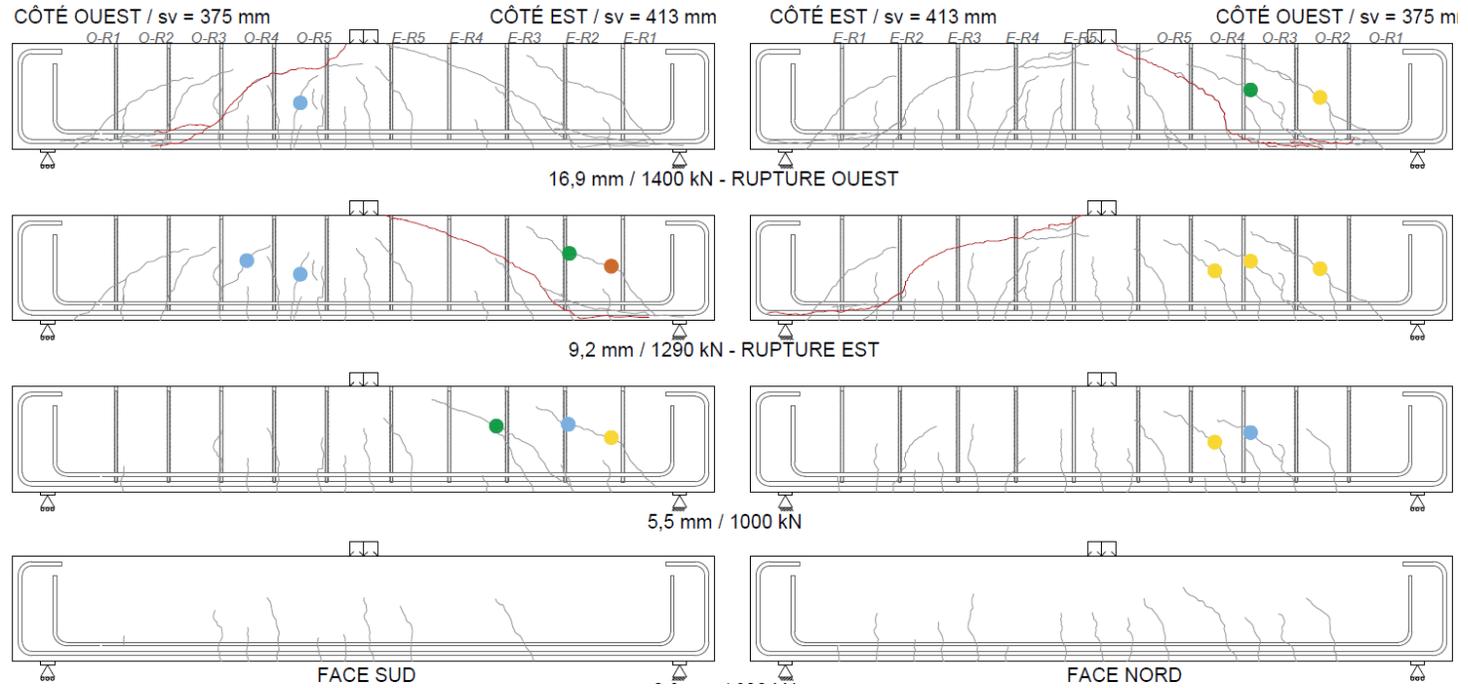


Annexe I : Patrons de fissuration des dalles testées
expérimentalement

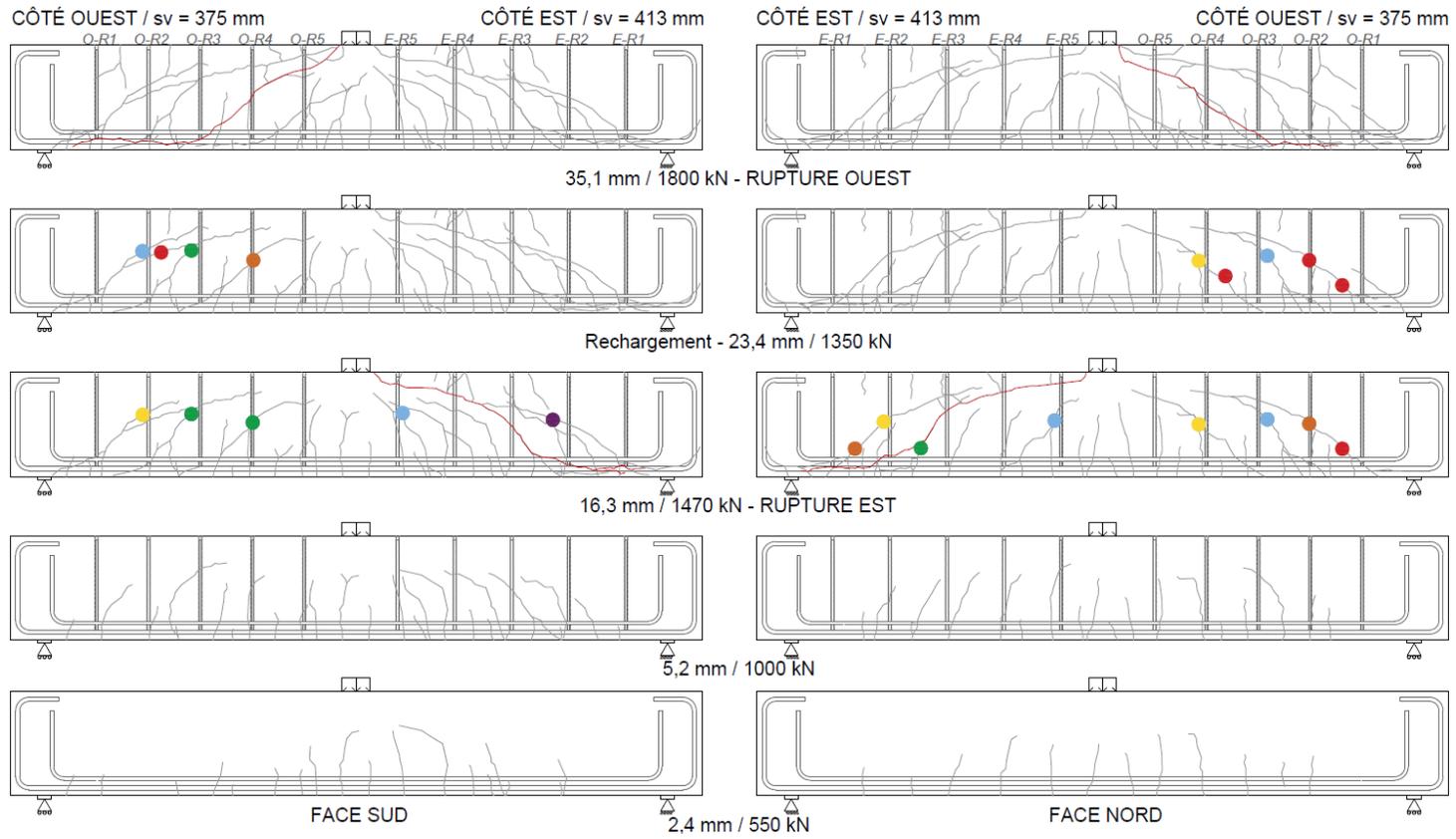
DALLE PA1-NR



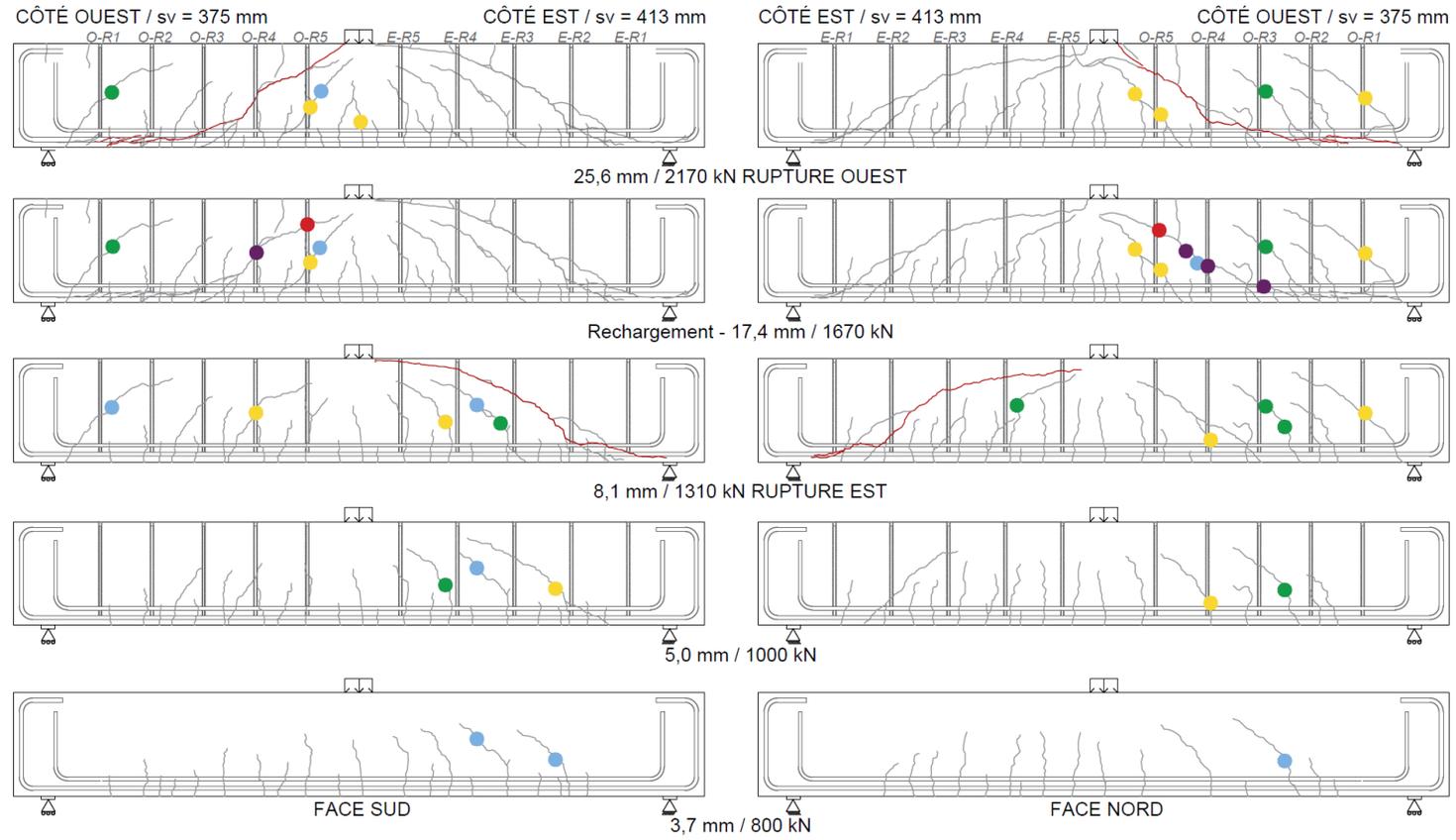
DALLE PA2-R60



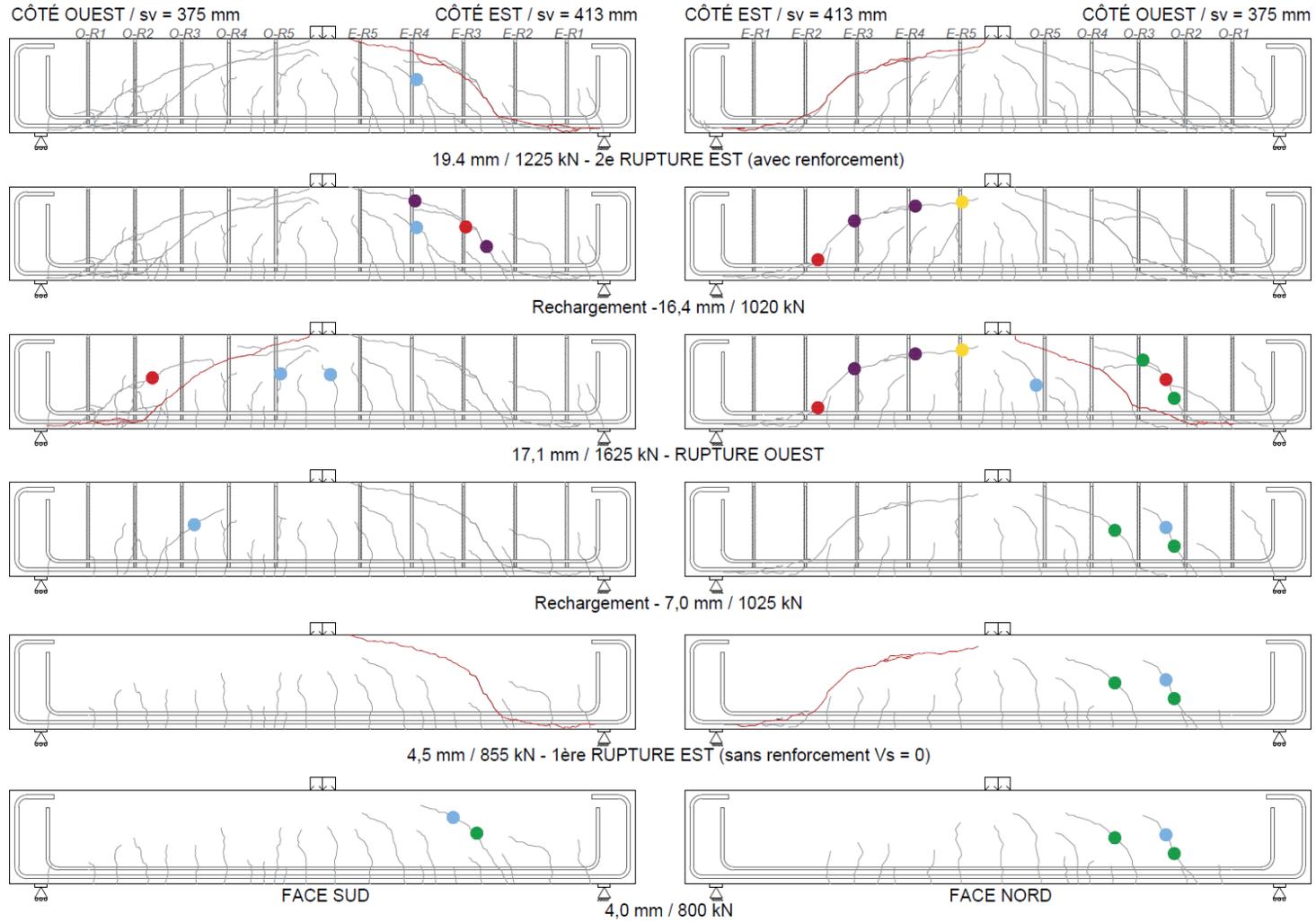
DALLE PC-R60



DALLE PB1-R80

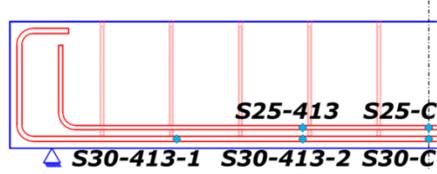


DALLE PB2-R80/w

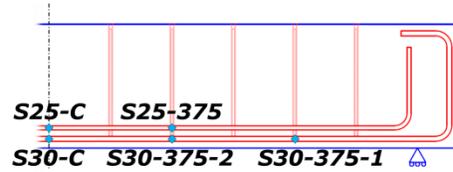
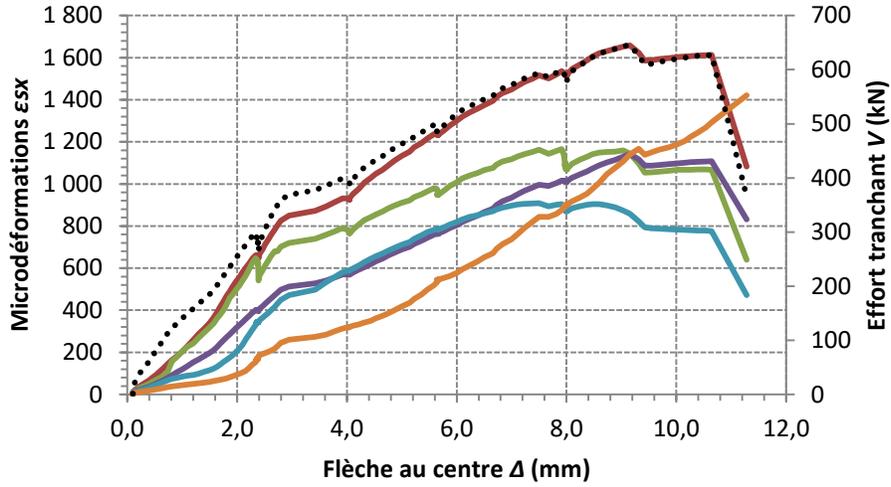


Annexe J : Déformation des barres d'armature longitudinale
dans les dalles testées expérimentalement

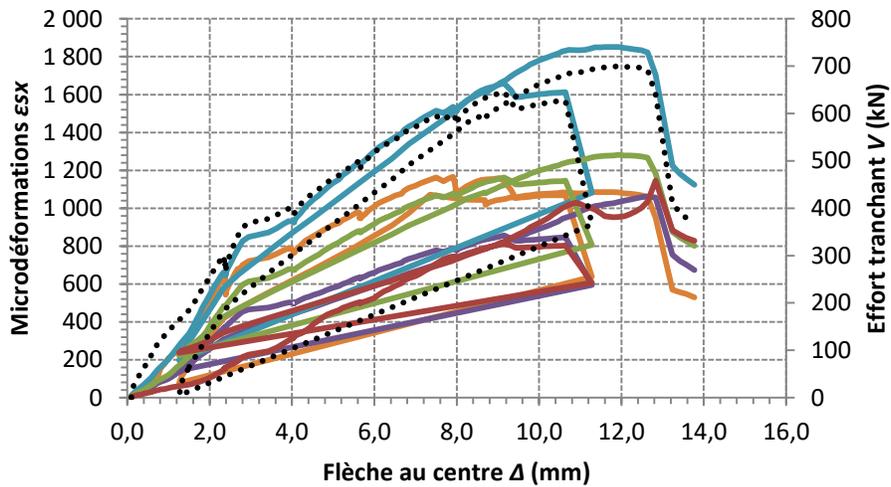
DALLE PA2-R60



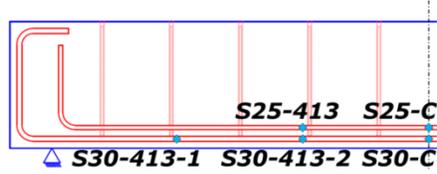
- S30-C — S25-C — S30-413-2
- S25-413 — S30-413-1 ····· Effort tranchant



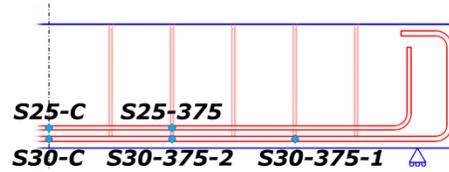
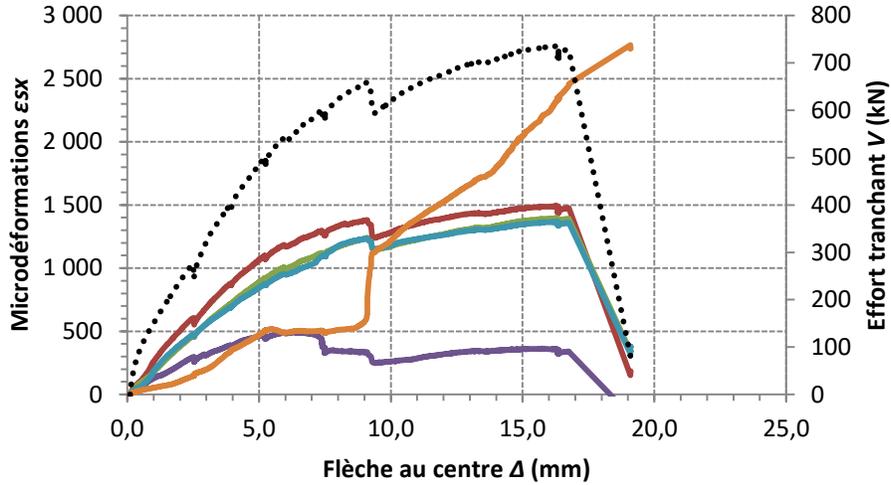
- S25-C — S25-375 — S30-C
- S30-375-2 — S30-375-1 ····· Effort tranchant



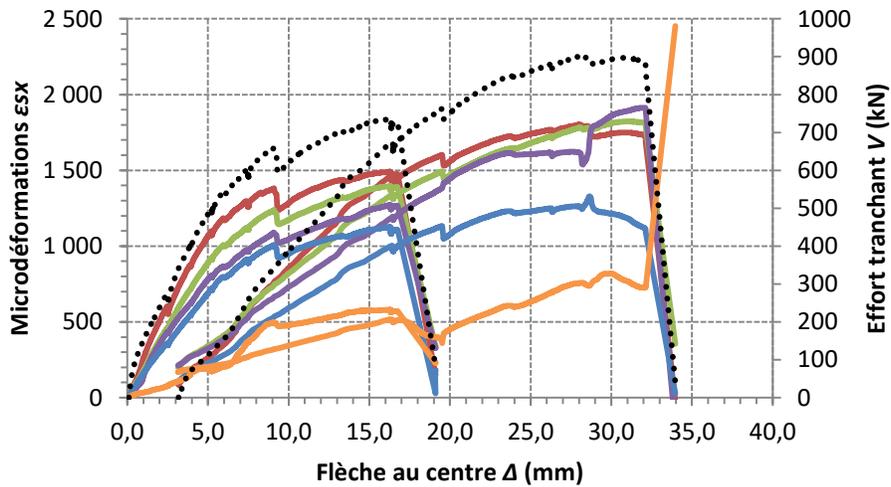
DALLE PC-R60



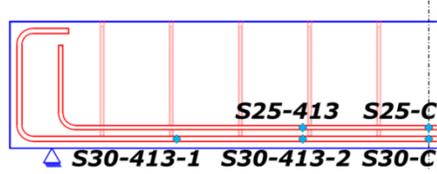
- S30-C — S25-C — S30-413-2
- S25-413 — S30-413-1 ······ Effort tranchant



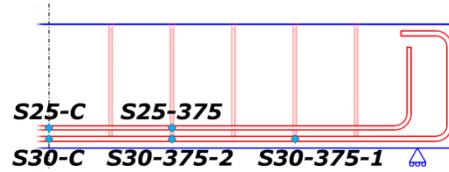
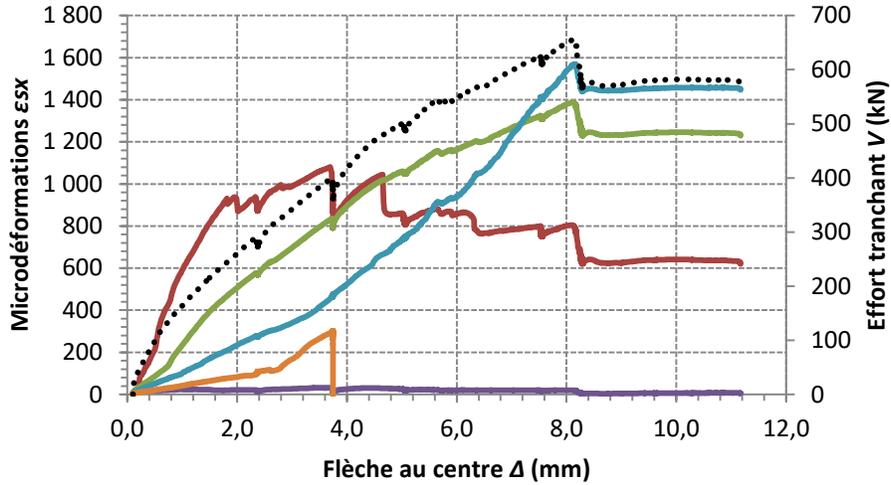
- S30-C — S25-C — S30-375-2
- S25-375 — S30-375-1 ······ Effort tranchant



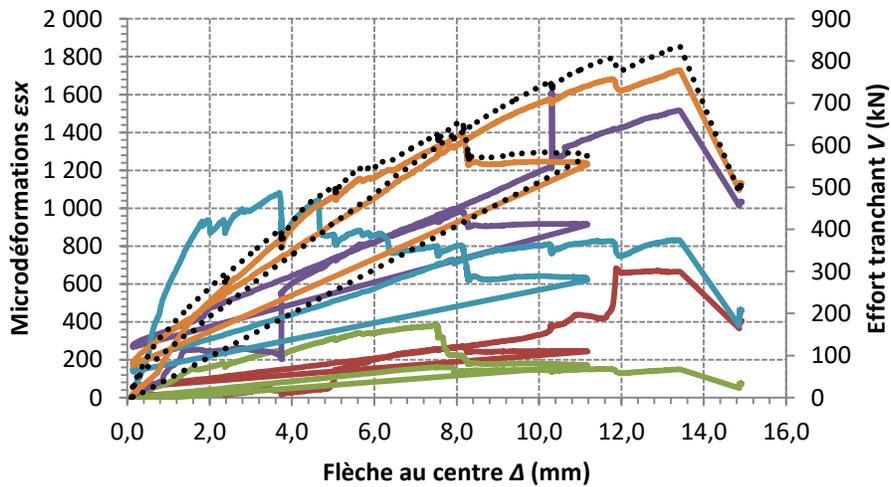
DALLE PB1-R80



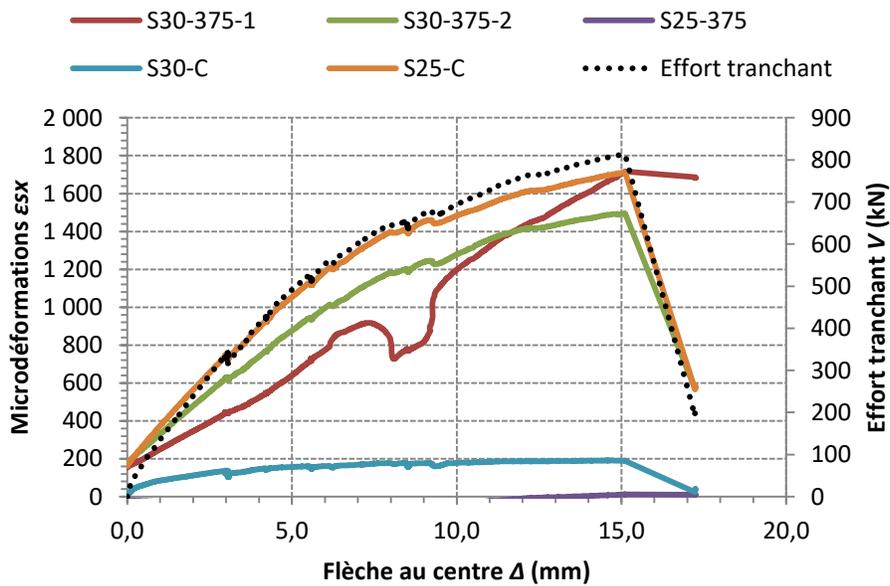
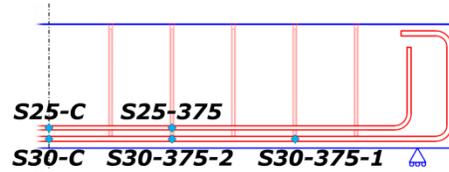
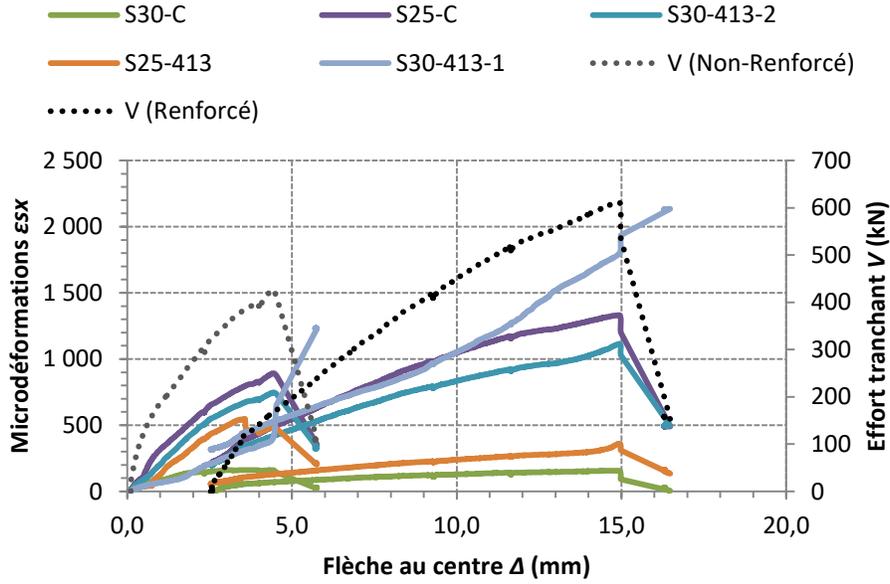
- S30-C — S25-C — S30-413-2
- S25-413 — S30-413-1 ····· Effort tranchant



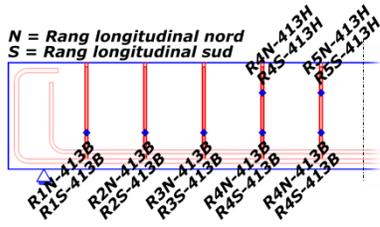
- S30-375-1 — S30-375-2 — S25-375
- S30-C — S25-C ····· Effort tranchant



DALLE PB2-R80/w

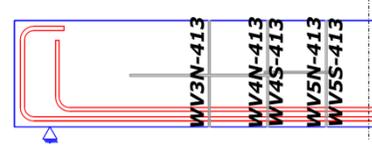


Annexe K : Déformation des barres transversales de
renforcement et ouverture verticale totale de fissures dans les
dalles testées expérimentalement

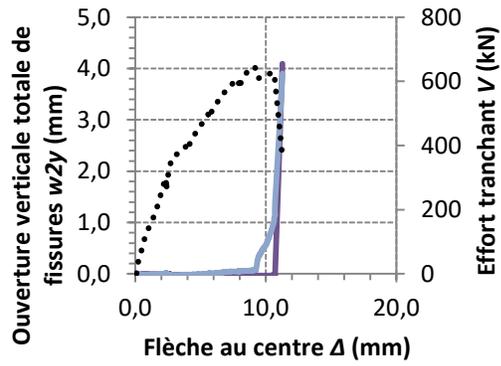
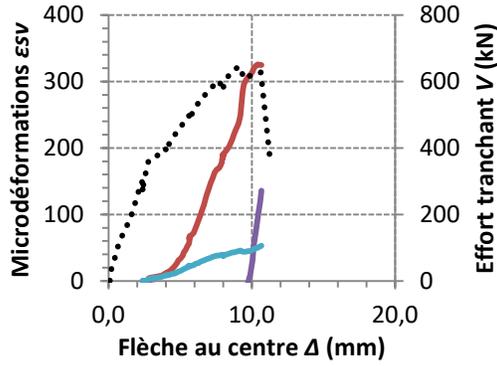


DALLE PA2-R60

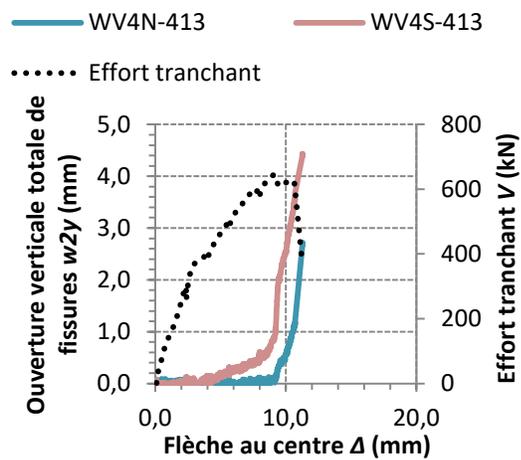
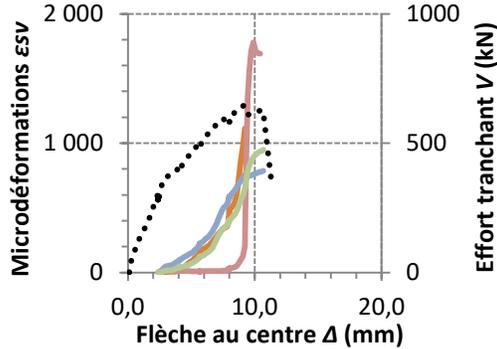
($s_v = 413 \text{ mm}$)



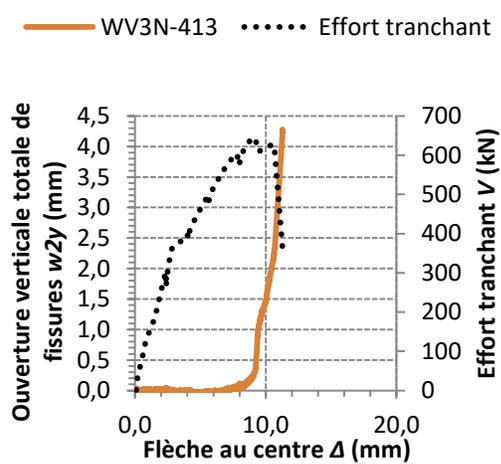
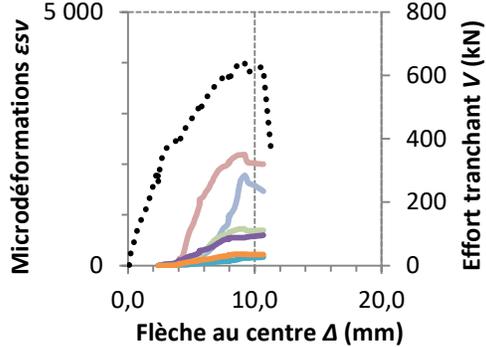
- R5S-413H — R5N-413H — WV5N-413 — WV5S-413
- R5N-413B Effort tranchant Effort tranchant

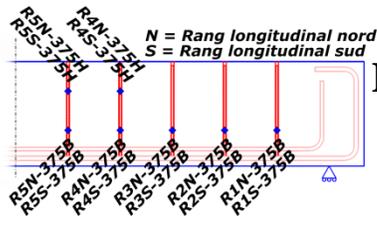


- R4S-413H — R4S-413B
- R4N-413H — R4N-413B
- Effort tranchant



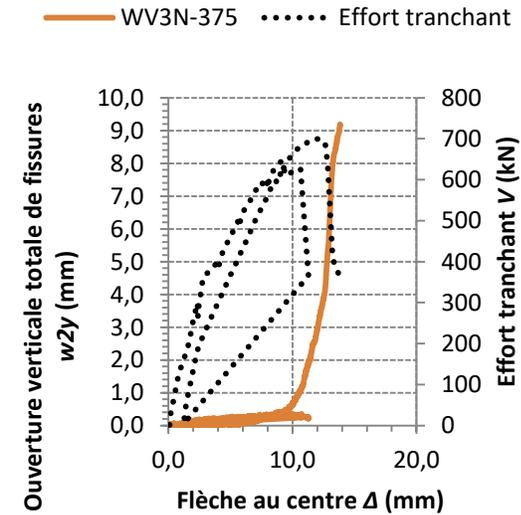
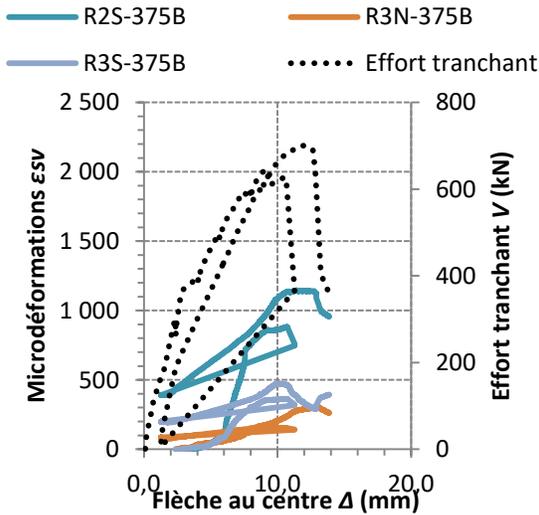
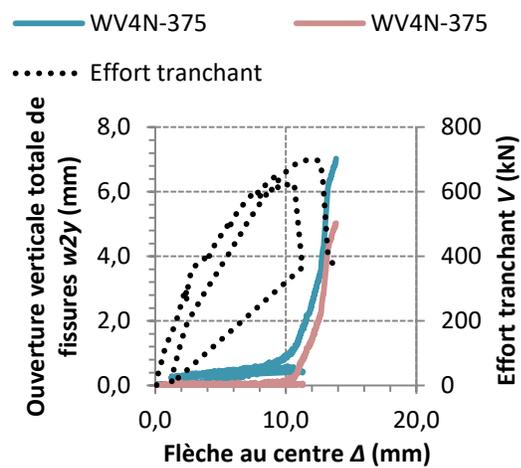
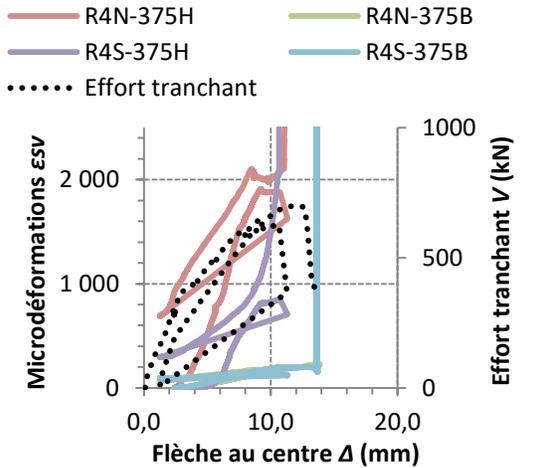
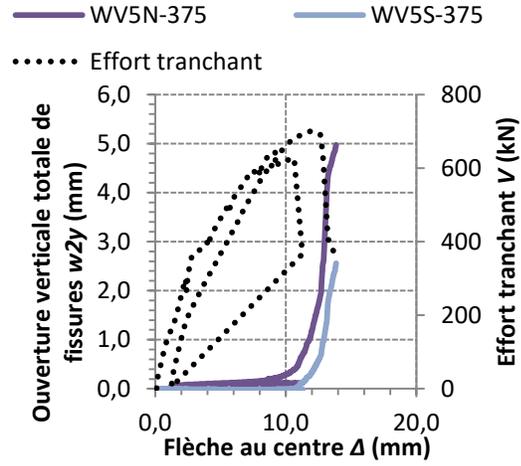
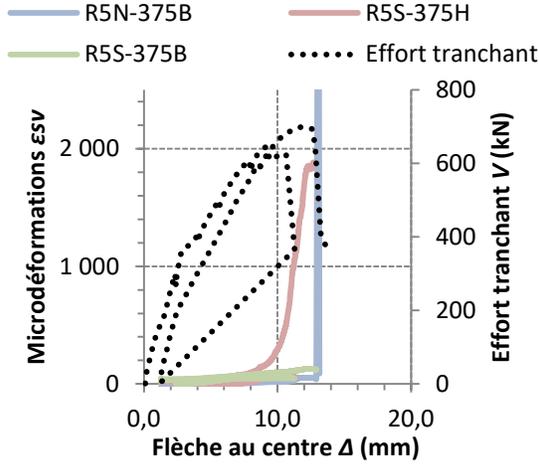
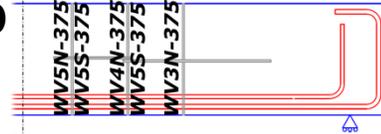
- R3N-413B — R3S-413B
- R2N-413B — R2S-413B
- R1N-413B — R1S-413B
- Effort tranchant

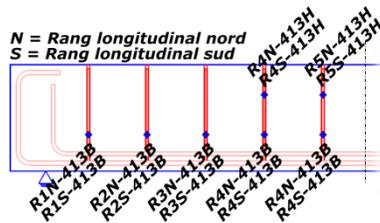




DALLE PA2-R60

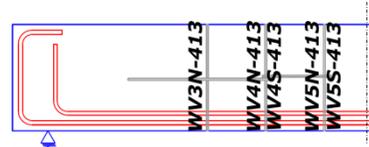
($s_v = 375$ mm)



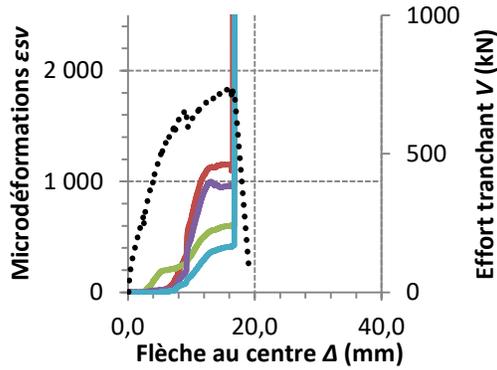


DALLE PC-R60

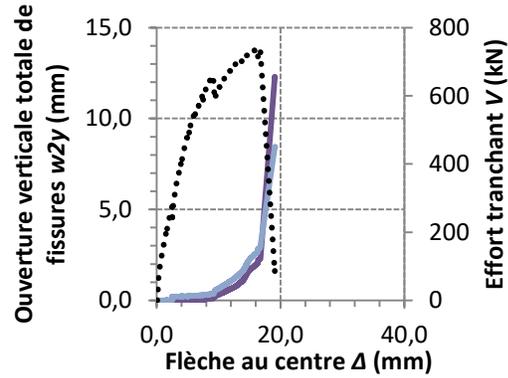
($s_v = 413 \text{ mm}$)



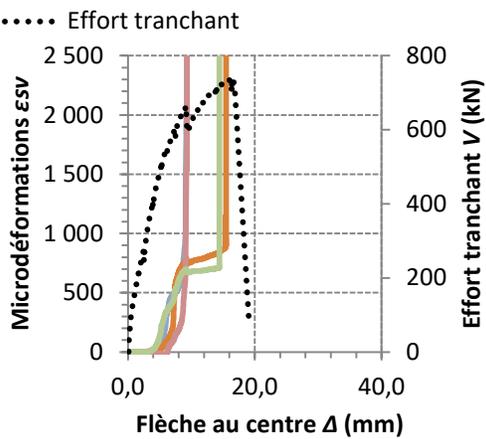
- R5S-413H
- R5S-413B
- R5N-413H
- R5N-413B
- Effort tranchant



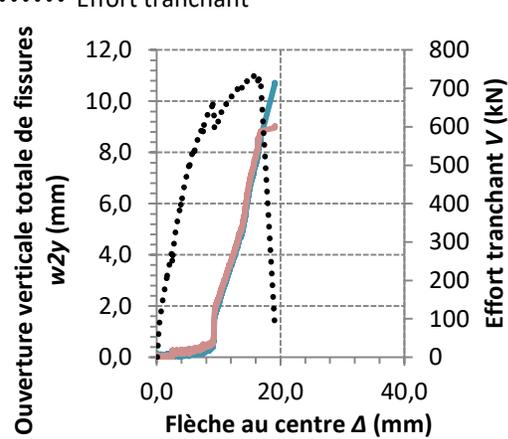
- WV5N-413
- WV5S-413
- Effort tranchant



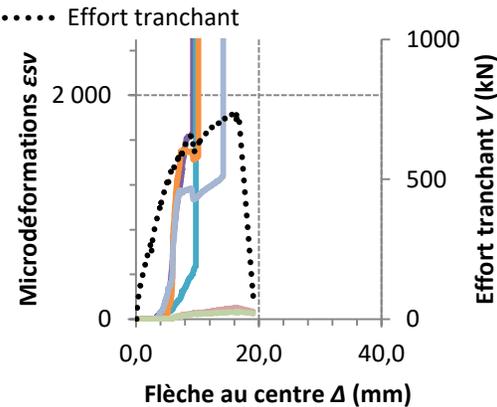
- R4S-413H
- R4S-413B
- R4N-413H
- R4N-413B
- Effort tranchant



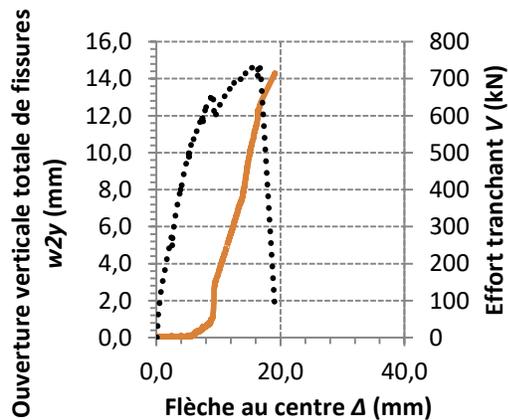
- WV4N-413
- WV4S-413
- Effort tranchant

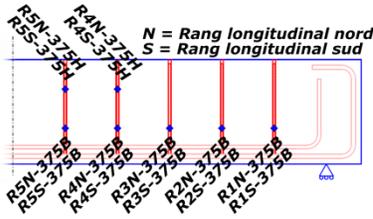


- R3S-413B
- R3N-413B
- R2S-413B
- R2N-413B
- R1S-413B
- R1N-413B
- Effort tranchant



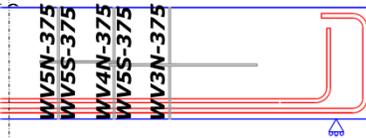
- WV3N-413
- Effort tranchant



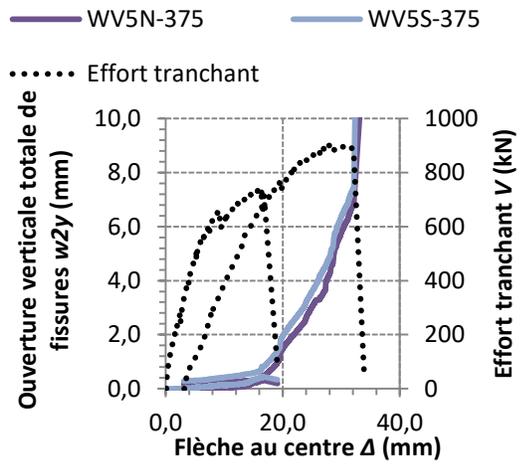
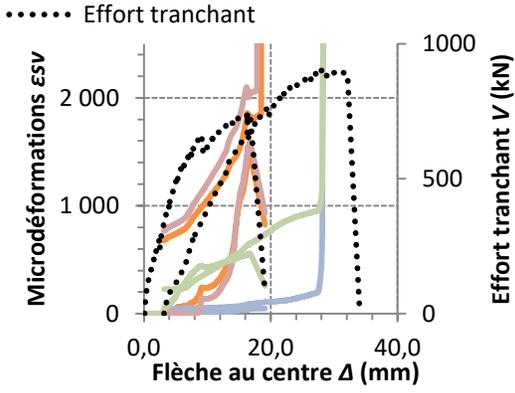


DALLE PC-R6

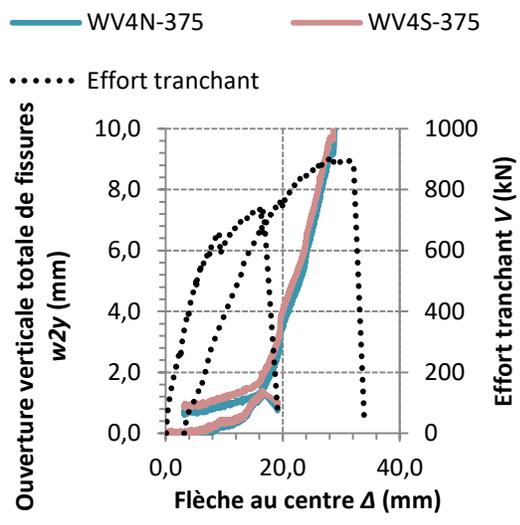
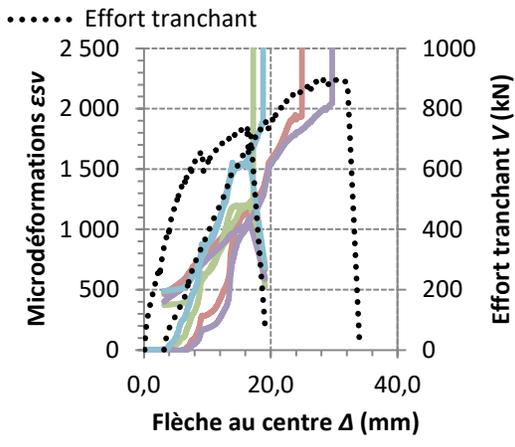
($s_v = 375 \text{ mm}$)



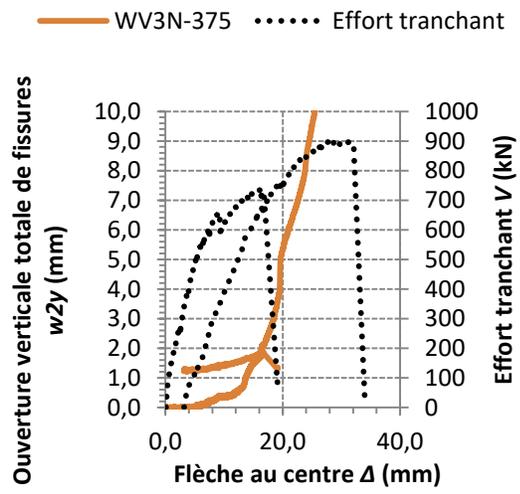
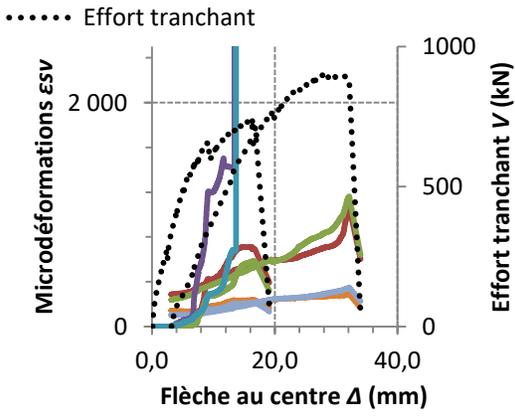
- R5N-375H
- R5S-375B
- R4N-375H
- R4S-375B
- R3N-375H
- R3S-375B
- R2N-375H
- R2S-375B
- R1N-375H
- R1S-375B

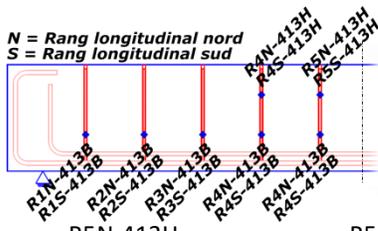


- R4N-375H
- R4S-375H
- R4N-375B
- R4S-375B



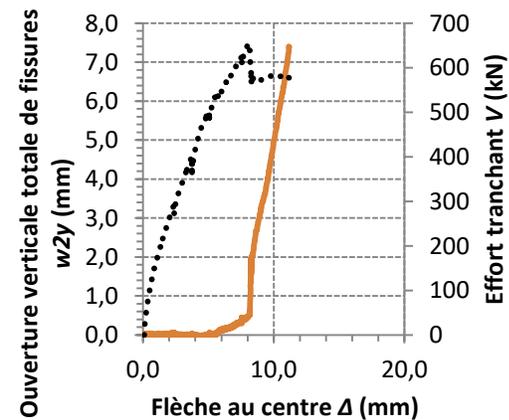
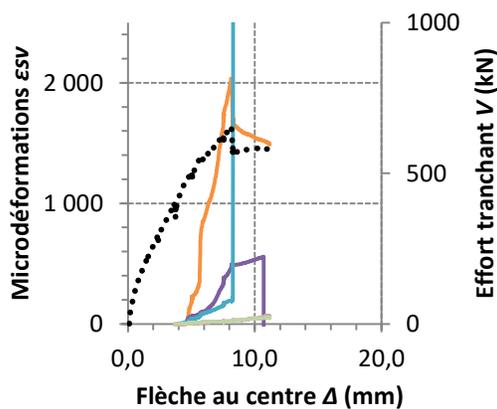
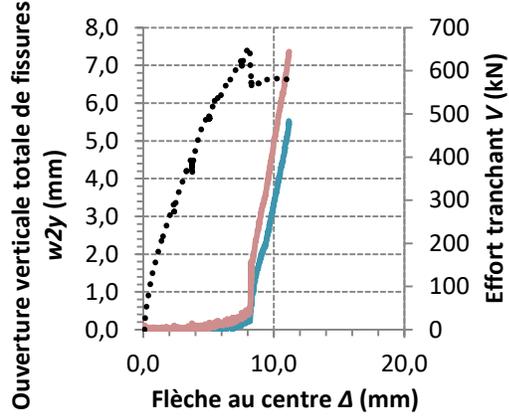
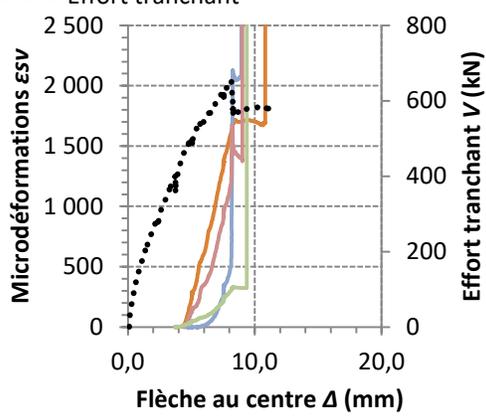
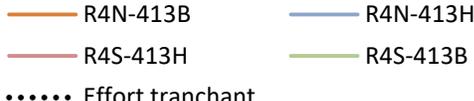
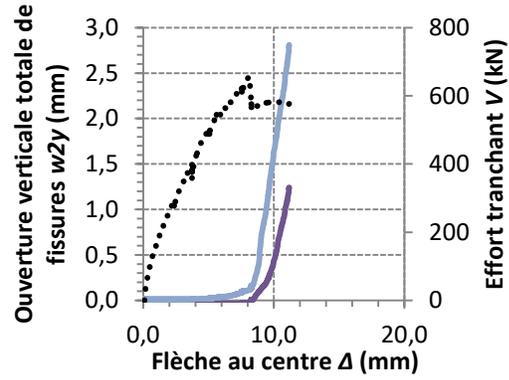
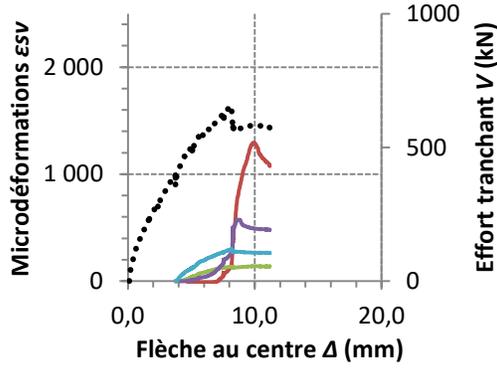
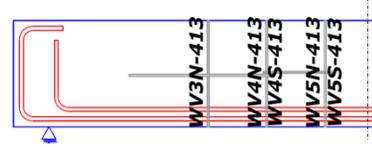
- R1N-375B
- R2N-375B
- R3N-375B
- R1S-375B
- R2S-375B
- R3S-375B

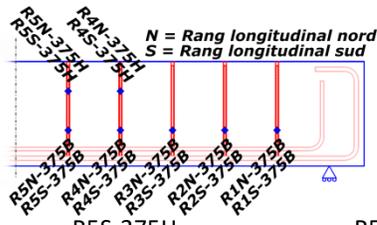




DALLE PB1-R80

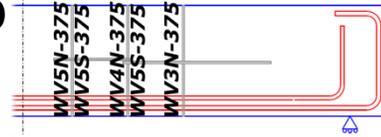
($s_v = 413 \text{ mm}$)



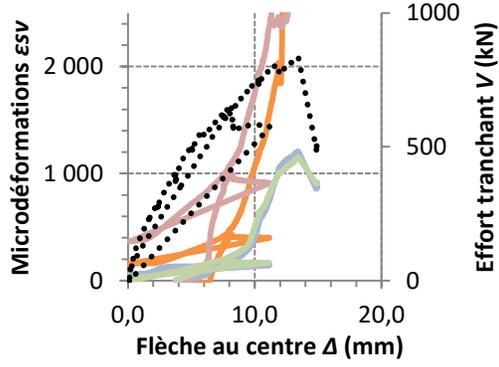


DALLE PB1-R80

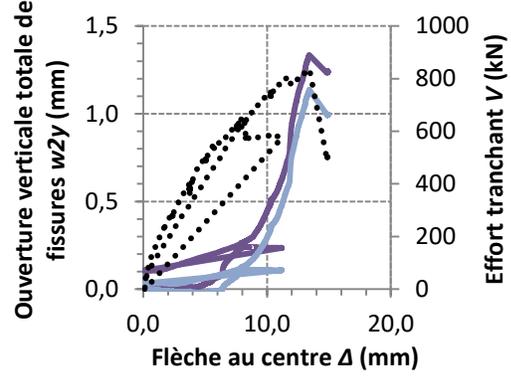
($s_v = 375$ mm)



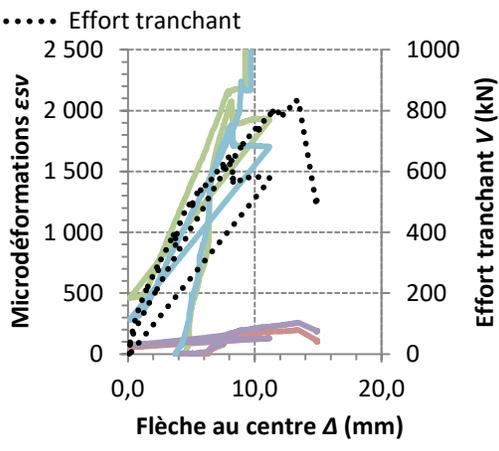
— R5S-375H — R5S-375B
 — R5N-S75-H — R5N-375B
 Effort tranchant



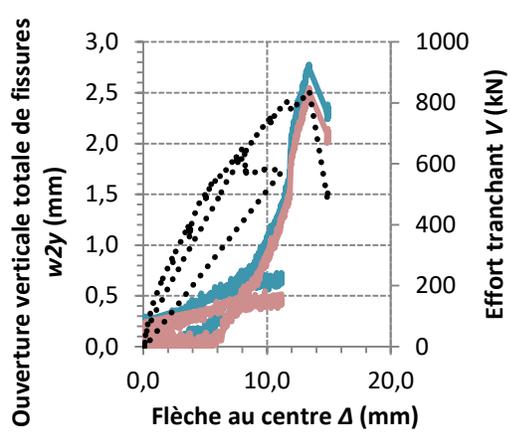
— WV5N-375 — WV5S-375
 Effort tranchant



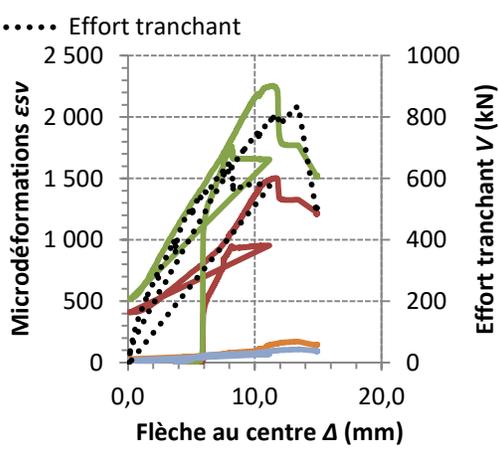
— R4S-375H — R4S-375B
 — R4N-375H — R4N-375B
 Effort tranchant



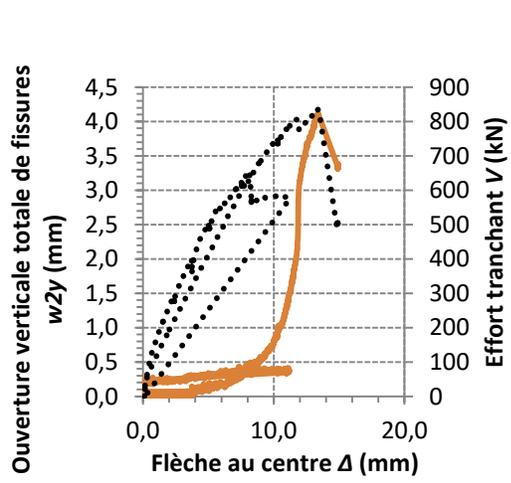
— WV4N-375 — WV4S-375
 Effort tranchant

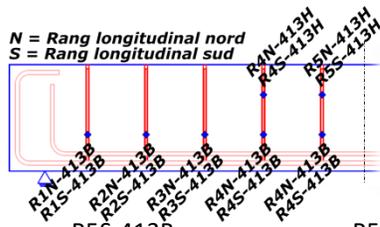


— R3S-375B — R3N-375B
 — R1S-375B — R1N-375B
 Effort tranchant



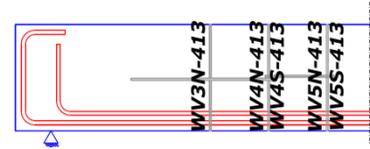
— WV3N-375 Effort tranchant





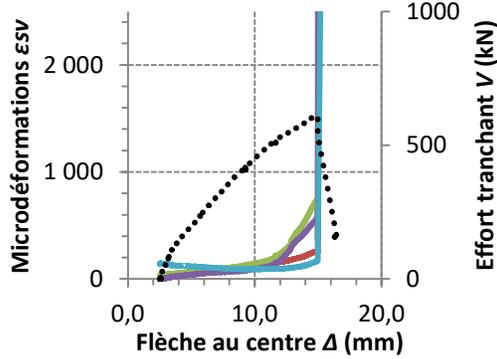
DALLE PB2-w

($s_v = 413 \text{ mm}$)



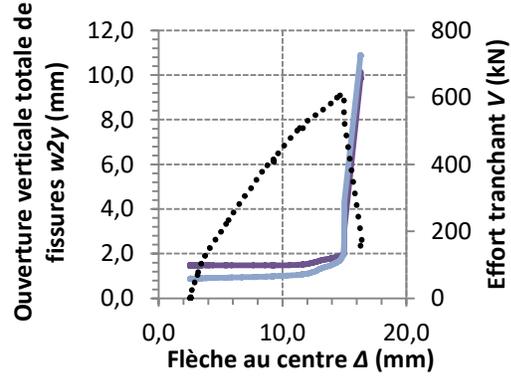
- R5S-413B
- R5S-413H
- R5N-413H
- R5N-413B

..... Effort tranchant



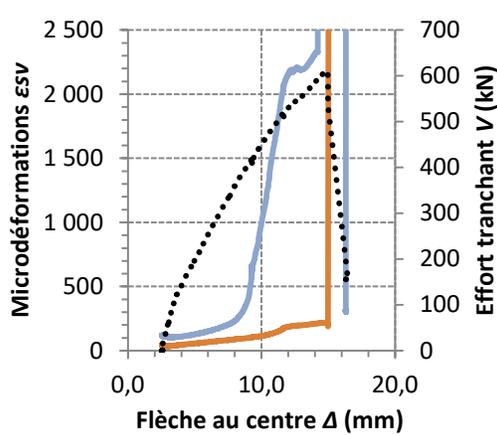
- WV5N-413
- WV5S-375

..... Effort tranchant



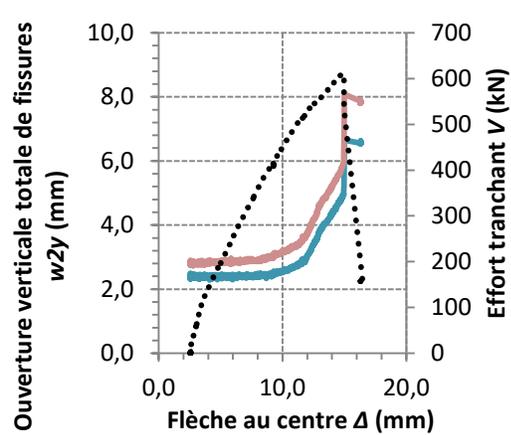
- R4S-413B
- R4S-413H

..... Effort tranchant



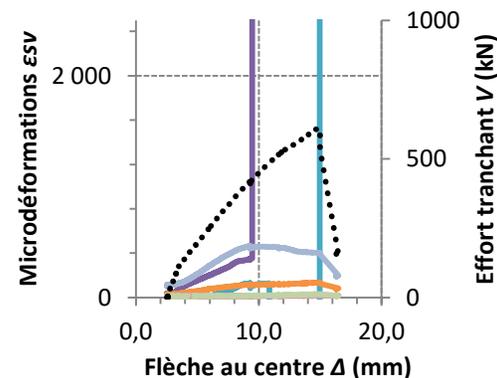
- WV4N-375
- WV4S-375

..... Effort tranchant

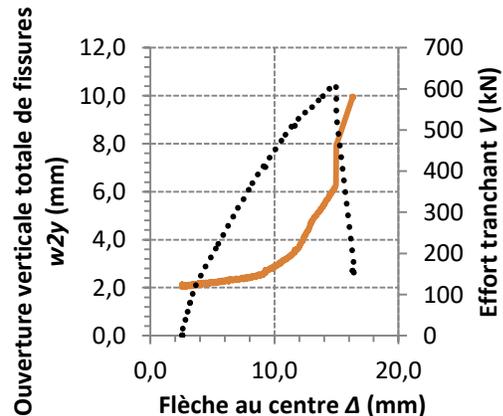


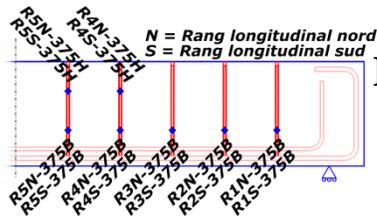
- R3S-413B
- R3N-413B
- R2S-413B
- R2N-413B
- R1S-413B
- R1N-413B

..... Effort tranchant



- WV3N-375
- Effort tranchant





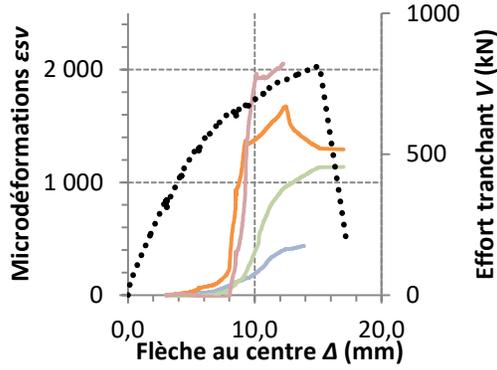
DALLE PB2-R80

($s_v = 375$ mm)



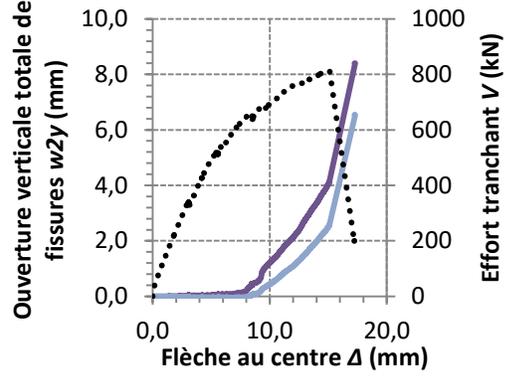
— R5N-375B — R5S-375B
 — R5N-375H — R5S-375H

..... Effort tranchant



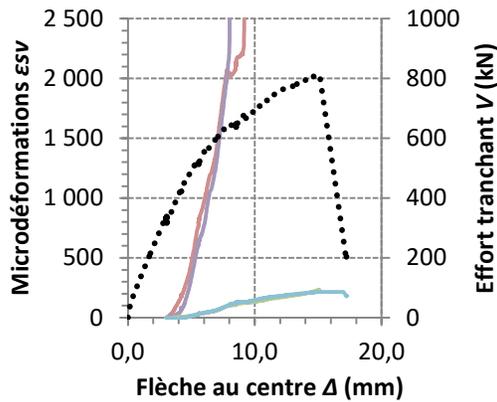
— WV5N-375 — WV5S-375

..... Effort tranchant



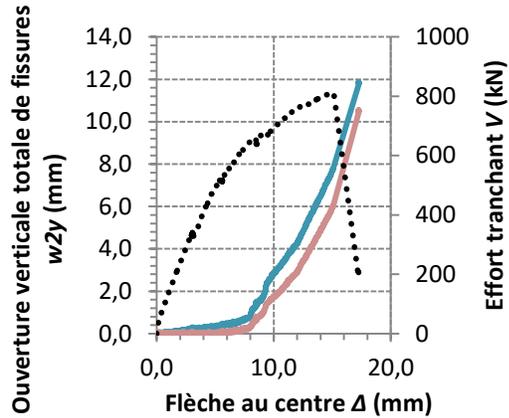
— R4N-375B — R4S-375B
 — R4N-375H — R4S-375H

..... Effort tranchant



— WV4N-375 — WV4S-375

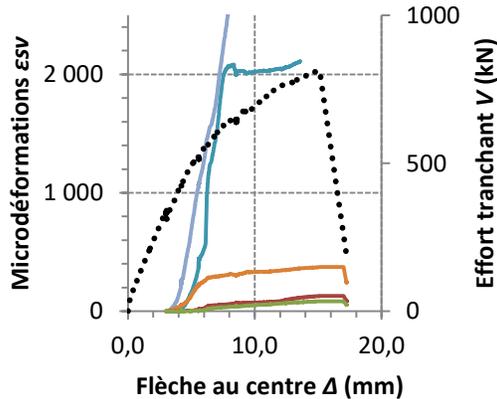
..... Effort tranchant



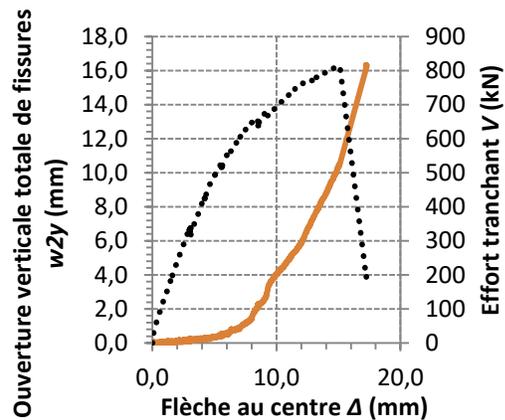
— R3N-375B — R3S-375B
 — R2S-375B — R1N-375B

— R1S-375B

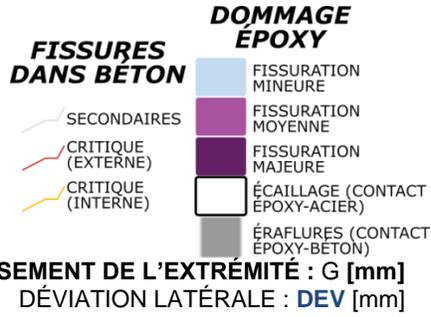
..... Effort tranchant



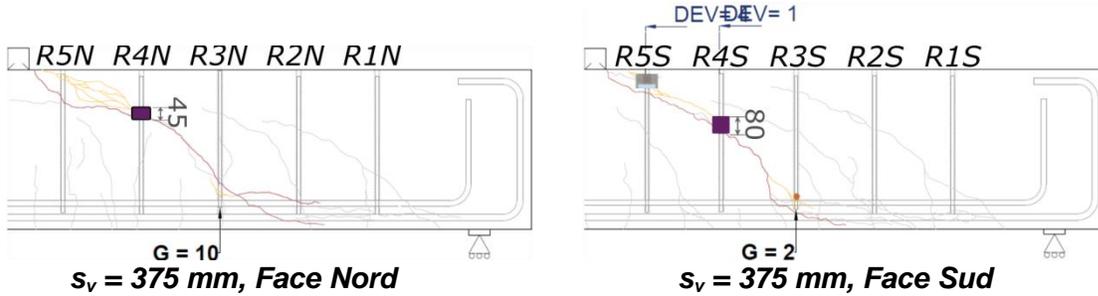
— WV3N-375 Effort tranchant



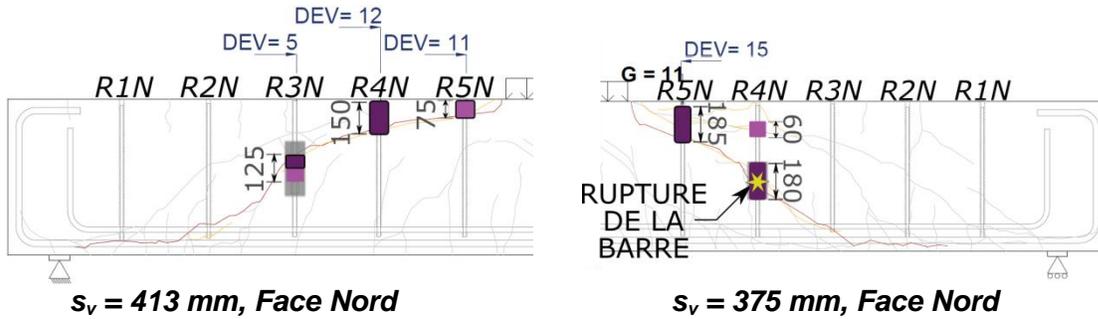
Annexe L : Schémas d'autopsie des dalles expérimentales



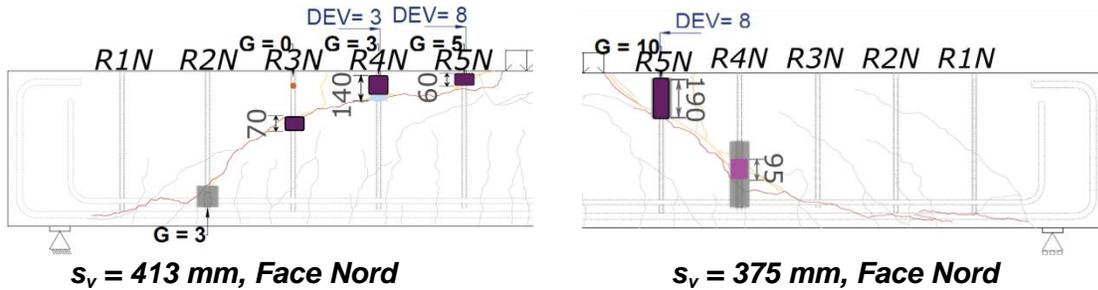
DALLE PA2-R60



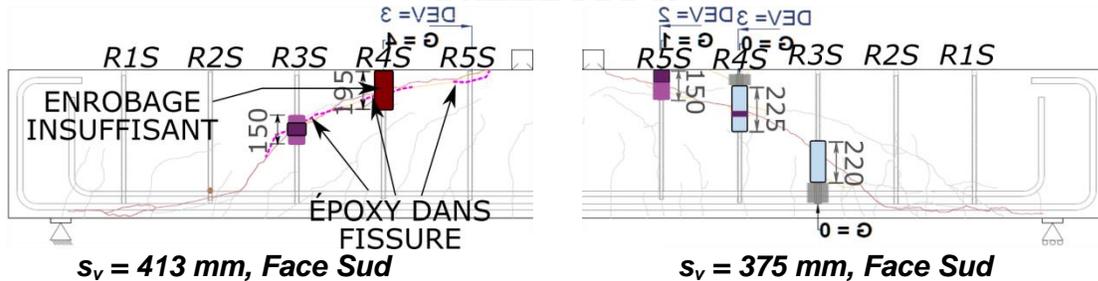
DALLE PB-R60



DALLE PB1-R80



DALLE PB2-R80/w



Annexe M : Calcul de la longueur de développement l_d dans
les barres ancrées

Calcul de longueur de développement l_d pour les barres ancrées au moyen d'adhésif époxydique selon la formule proposée par Fiset et coll. (2016).

DÉFINITION

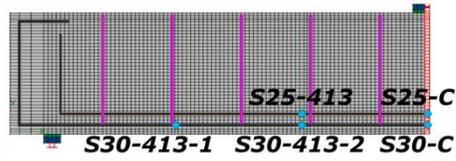
f'_c	39,5 MPa	Résistance en compression du béton
τ_b	32,0 MPa	Contrainte d'adhérence ultime de l'adhésif
d_b	15,9 mm	Diamètre de la barre
f_y	403 MPa	Limite élastique de la barre
l_d	50,1 mm	Longueur de développement des barres de renforcement
l_{bar}	665 mm	Longueur de la barre
l_y	563,9 mm	Longueur pleinement efficace de la barre
d	683,1 mm	Profondeur du c.g. de l'armature longitudinale
d_v	614,8 mm	Profondeur de cisaillement
η	0,92	Ratio d'efficacité des barres de renforcement adhérentes

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4\tau_b}$$

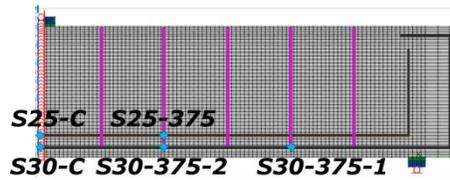
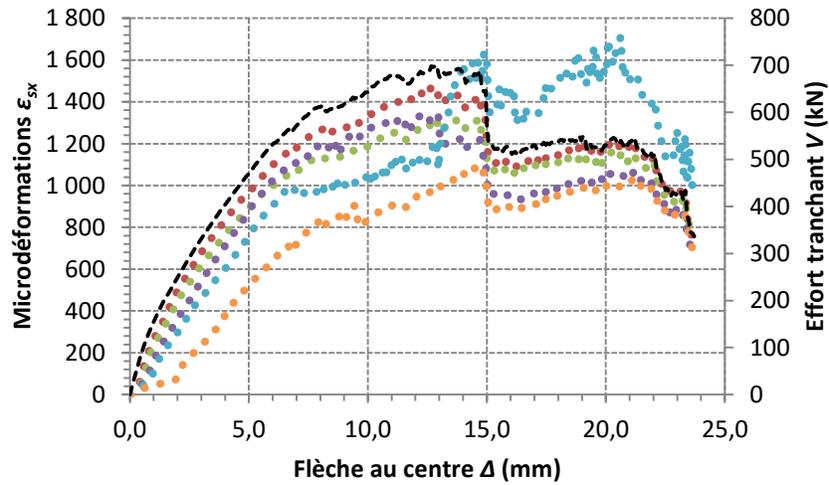
$$\eta = \frac{l_{bar} - l_d}{l_{bar}}$$

Annexe N : Déformation des barres d'armature longitudinale
dans les dalles modélisées numériquement

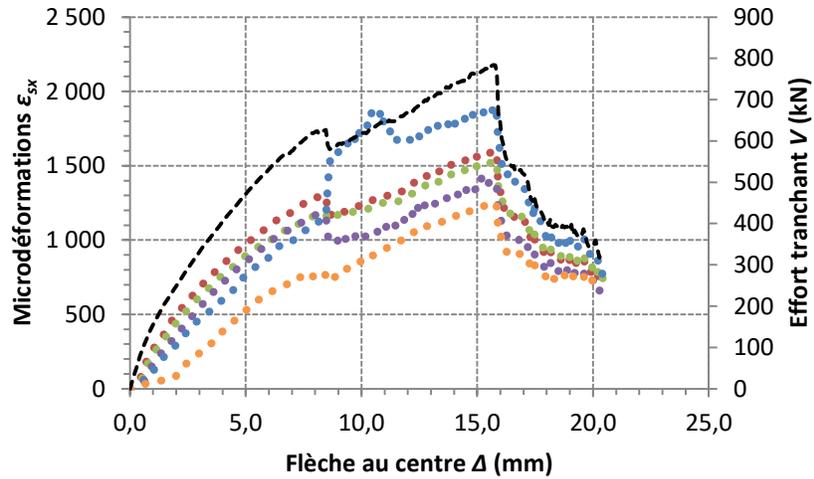
DALLE PEF-R60



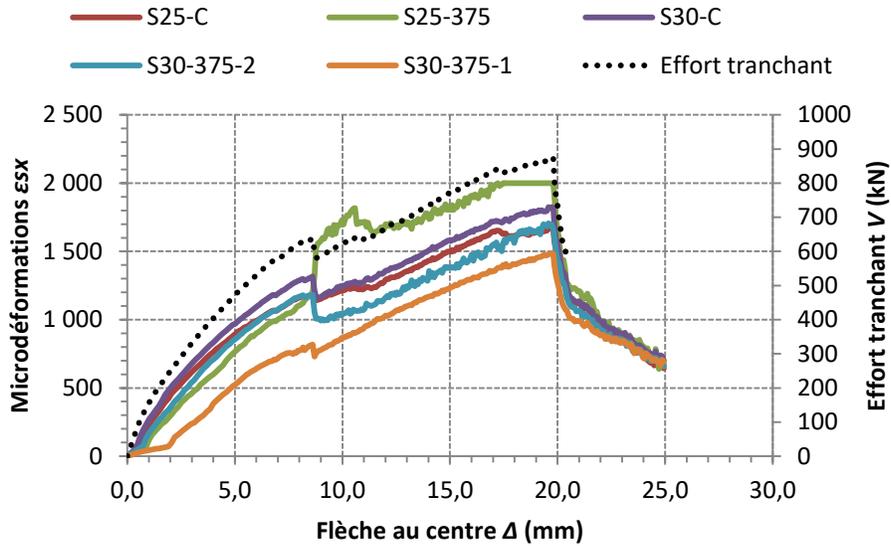
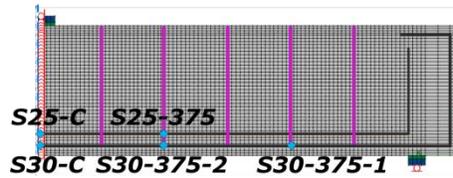
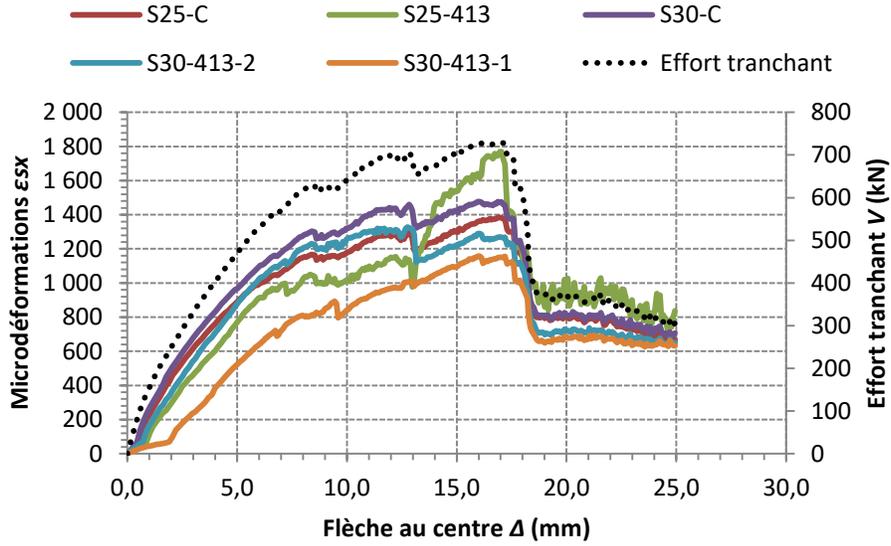
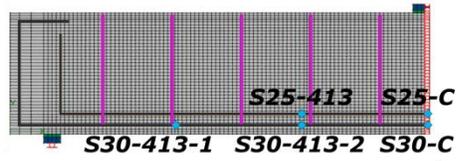
- S30-C
- S25-C
- S30-413-2
- S25-413
- S30-413-1
- Effort tranchant



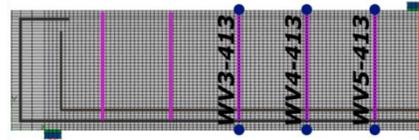
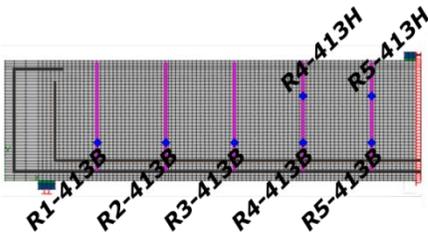
- S30-C
- S25-C
- S30-375-2
- S25-375
- S30-375-1
- Effort tranchant



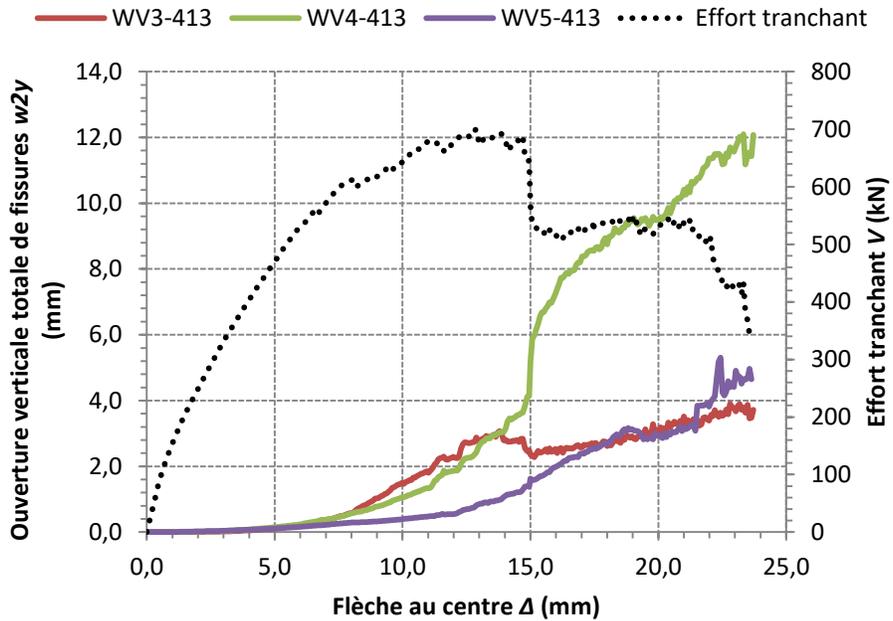
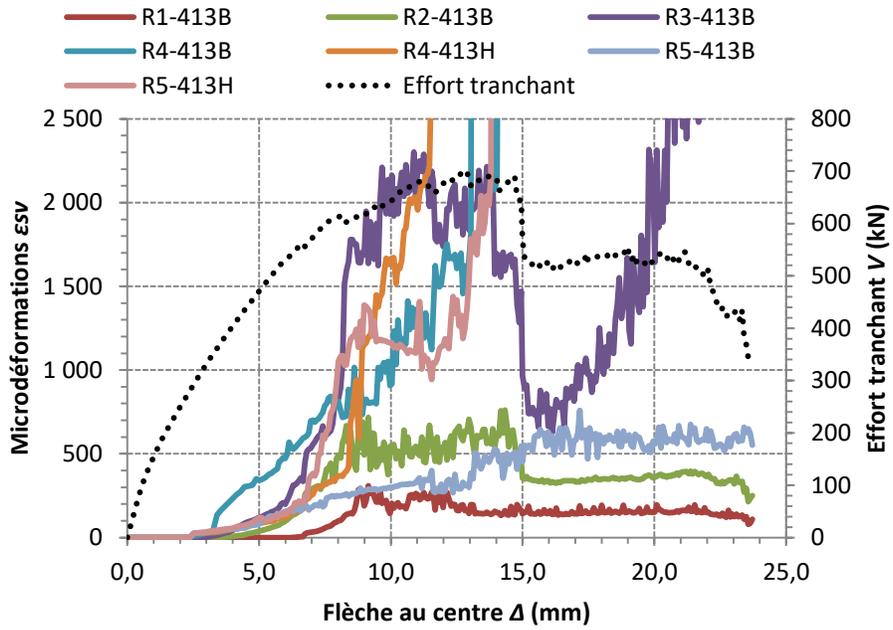
DALLE PEF-R80

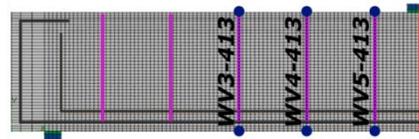
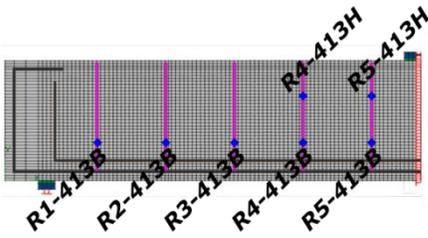


Annexe O : Déformation des barres transversales de
renforcement et ouverture verticale totale de fissures dans les
dalles modélisées numériquement

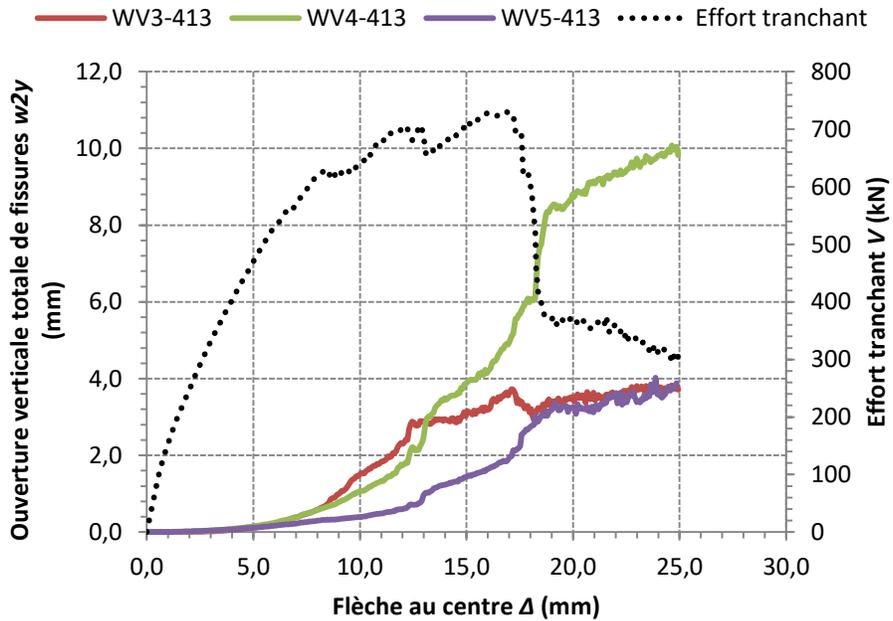
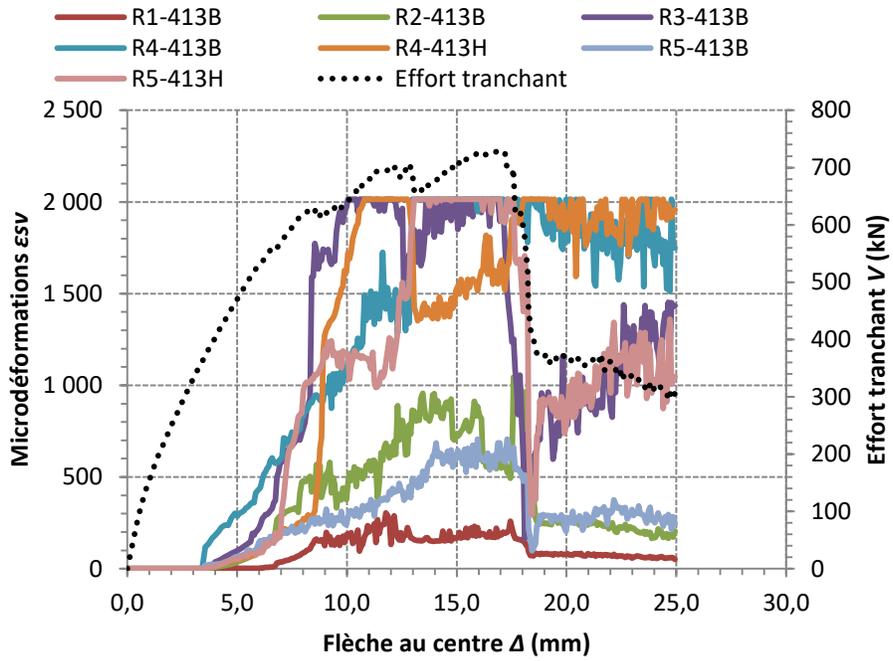


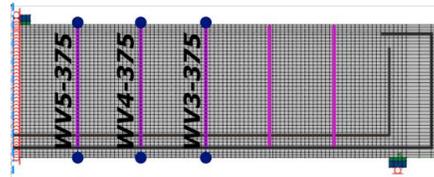
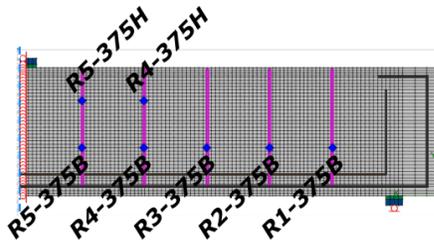
DALLE PEF-R60 ($s_y = 413$ mm)



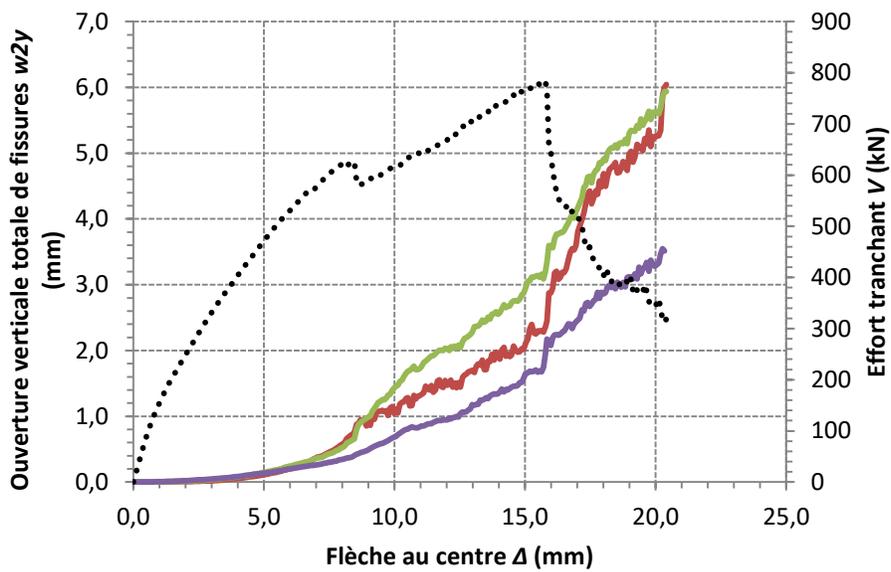
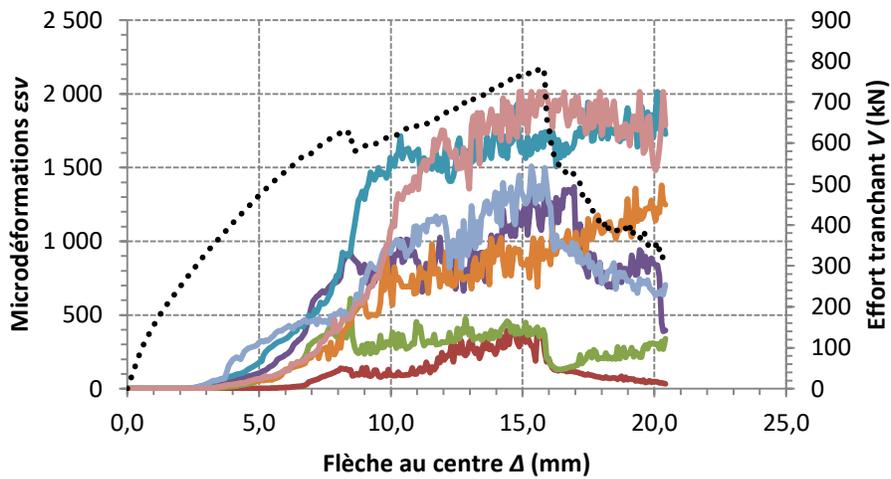
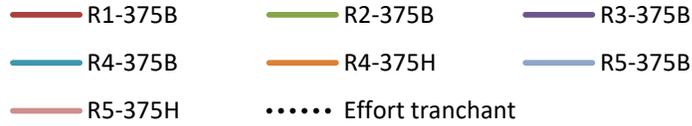


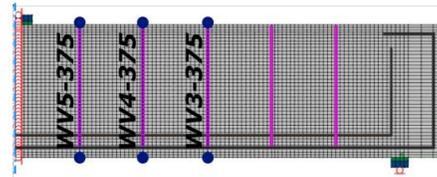
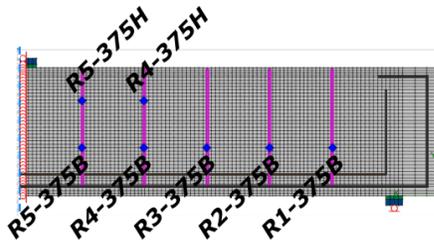
DALLE PEF-R80 ($s_y = 413$ mm)





DALLE PEF-R60 ($s_v = 375$ mm)





DALLE PEF-R80 ($s_v = 375$ mm)

