

**Titre:** Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-hautes performances  
**Title:**

**Auteur:** Martin Pharand  
**Author:**

**Date:** 2022

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Pharand, M. (2022). Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-hautes performances [Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.  
**Citation:** <https://publications.polymtl.ca/10579/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/10579/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de recherche:** Jean-Philippe Charron  
**Advisors:**

**Programme:** Génie civil  
**Program:**

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

**Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort  
tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-  
hautes performances**

**MARTIN PHARAND**

Département de génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

Génie civil

Novembre 2022

# **POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

## **Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra- hautes performances**

présentée par **Martin PHARAND**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

**Mahdi BEN FTIMA**, président

**Jean-Philippe CHARRON**, membre et directeur de recherche

**Bruno MASSICOTTE**, membre

**Eugen BRÜHWILER**, membre externe

*À la mémoire de mon grand-père, Gérald Gagnon*



## REMERCIEMENTS

Ce projet de recherche d'envergure, dans lequel je me suis investi avec rigueur, curiosité et enthousiasme, a vu le jour grâce à la participation, la contribution et le soutien de nombreuses personnes pour qui je suis pleinement reconnaissant.

Je tiens sincèrement à remercier Jean-Philippe Charron d'avoir accepté de diriger ce projet de recherche. L'encadrement qu'il m'a offert se définit par une grande disponibilité, des conseils avisés et constructifs, de judicieux encouragements, un soutien continu et une confiance transparente. Par cet encadrement, j'ai progressé sur le plan académique et je me suis épanoui sur le plan personnel. Merci pour cette belle collaboration!

Je tiens également à remercier Daniel Boulet, Bruno Massicotte, Mahdi Ben Ftima et Eugen Brühwiler d'avoir accepté de participer à l'évaluation de la proposition de recherche et de la thèse. Merci pour les réflexions qui en ont suivies!

J'aimerais tout autant remercier l'indispensable équipe technique du Groupe de recherche en génie des structures. Une équipe technique de haut niveau, dévouée, dynamique et facile d'approche. Merci à tous! Un merci tout particulier à Cédric Androuët, Martin Leclerc, Patrice Bélanger et Simon Bourget pour leur expertise, leurs conseils et leur entrain. J'ai beaucoup appris dans le plaisir. En parallèle, j'aimerais souligner l'aide de tout instant offerte par l'équipe du groupe de recherche. Merci à Clélia Desmettre et Fabien Lagier pour les bons conseils qui arrivaient à point et merci à Julie Dallaire pour la gestion du volet administratif.

Au fil des années, plusieurs stagiaires se sont joints à l'équipe et ont directement participé à l'avancement du projet. Merci à Valérie Mainville, Tingkai Wu, Robin Auguste et Gaël Julien pour leur aide lors des phases expérimentales, mais aussi pour les réflexions qu'ils ont apportées et qui ont fait évoluer le projet.

Je remercie sincèrement les organismes du CRSNG et du FRQNT pour leur précieuse aide financière. Merci d'avoir cru en moi et en la pertinence du projet! Également, merci aux entreprises Sika et Trochaines qui ont fait dons de matériaux et d'équipement. Merci de contribuer à la recherche!

Je tiens à remercier mes collègues étudiants et amis qui ont été de passage au B-265.1 et qui ont fait de ce local un endroit mémorable (pas toujours propice au travail efficace!). Un merci tout

particulier à Kim-Séang Lauch, Simon Bourget, Anthony Chéruef, Gabriel Lewis et Amandine Asselin pour les encouragements, les décompensations, les rigolades... Bref, pour leur authenticité. Merci aussi à Marie-Hélène Asselin, Claudie L'Allier, François Thompson d'Aragon et Luka Fugère, la gang de Poly, qui ont fait du volet académique une partie de plaisir!

Enfin, je remercie famille et belle-famille pour leur présence et leur soutien tout au long de ces années. Je suis des plus reconnaissant envers ma fiancée, Josianne, qui m'a écouté, encouragé et soutenu à travers les difficultés, et qui a mis en évidence et célébré les réussites. Par sa présence, son empathie, sa joie de vivre, sa spontanéité et son amour, j'ai bénéficié d'une précieuse et inégalable qualité de vie. De tout mon cœur, merci!

## RÉSUMÉ

Depuis une vingtaine d'années, un nouveau concept de réparation et de renforcement de dalles de ponts consiste à utiliser des bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) comme matériau de réparation. Ce concept procure à la fois d'importants gains de résistance et de durabilité.

Au Canada, bien que l'Annexe 8 du Code des ponts (CSA-S6) règlemente l'utilisation structurale du BFUP, les modèles de calculs intégrés sont spécifiques au dimensionnement d'éléments entièrement en BFUP. Ainsi, le Code des ponts ne propose aucune recommandation pour des applications de réparation et de renforcement en BFUP, où un élément hybride partiellement en béton ordinaire (BO) et en BFUP est généré. Devant l'absence de recommandation dans le Code des ponts quant au dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP, l'objectif général du projet de doctorat est de formuler des modèles de calcul analytiques simplifiés permettant la prédiction de leurs capacités maximales en flexion et à l'effort tranchant.

Au total, douze dalles hybrides en BO-BFUP ont été testées par l'entremise de deux campagnes expérimentales où des ruptures en flexion et à l'effort tranchant ont été observées sur différentes configurations de réparation en BFUP. Les données d'essais recueillies ont été utilisées pour réaliser des analyses par corrélation d'images et ainsi obtenir des informations inédites sur le développement et la définition des mécanismes de résistance en flexion et à l'effort tranchant des éléments hybrides.

En se basant sur la caractérisation détaillée des mécanismes de résistance observés sur les dalles hybrides testées, quatre outils d'aide à la conception ont été développés. En flexion, un nouveau modèle moment-courbure simplifié est proposé. Il s'agit du premier modèle moment-courbure qui ne requière pas de calcul itératif et qui reproduit avec justesse la courbe complète moment-courbure d'un élément hybride. Une nouvelle équation empirique simplifiée est également proposée pour estimer rapidement la capacité du moment de flexion maximal des éléments hybrides. À l'effort tranchant, un modèle de résistance au cisaillement, basé sur la méthode générale de calcul de résistance en cisaillement de la norme canadienne, est proposé. Il calcule la capacité à la première fissure de cisaillement dans le substrat d'un élément hybride, ce qui correspond à la fin du comportement monolithique. Enfin, un nouveau modèle de résistance à l'écroutissement structural est proposé afin de prédire la capacité maximale de l'action mécanique composite qui se développe dans les éléments hybrides.

## ABSTRACT

For the past twenty years, a new concept for repairing and strengthening bridge decks consists of using ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPC) as a repair material. This concept provides significant gains in strength and durability.

In Canada, although Annex 8 of the Canadian bridge design code regulates the structural use of UHPC, the integrated design models are specific to the design of elements made entirely of UHPC. Thus, the Canadian bridge design code does not provide any recommendation for UHPC repair and strengthening applications, where a hybrid element partially made of normal strength concrete (NSC) and UHPC is generated. Since there is no recommendation in the Canadian bridge design code for the design of hybrid NSC-UHPC elements, the general objective of the Ph. D. project is to formulate simplified analytical calculation models allowing the prediction of their maximum bending and shear capacities.

A total of twelve hybrid NSC-UHPC slabs were tested through two experimental campaigns where bending and shear failures were observed on different configurations of UHPC repairs. The test data collected was used to perform images correlation analysis to obtain new information on the development and definition of the flexural and shear strength mechanisms of hybrid elements.

Based on the detailed characterization of the resistance mechanisms observed on the tested hybrid slabs, four design support tools were developed. In bending, a new simplified moment-curvature model is proposed. It is the first moment-curvature model that does not require an iterative calculation and that accurately reproduces the complete moment-curvature curve of a hybrid element. A new simplified empirical equation is also proposed to quickly estimate the maximum bending moment capacity of hybrid elements. In shear, a shear strength model, based on the general shear strength design method of the Canadian code for the design of concrete structures, is proposed. It calculates the capacity at the first shear crack in the substrate of a hybrid element, which corresponds to the end of the monolithic behaviour. Finally, a new structural hardening model is proposed to predict the maximum capacity of the composite mechanical action that develops in hybrids elements.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE .....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ .....	VI
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte .....	1
1.2 Problématique.....	6
1.3 Objectifs .....	7
1.4 Méthodologie générale.....	7
1.5 Originalité et contributions.....	9
1.6 Structure du document de thèse .....	12
CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION.....	14
2.1 Introduction .....	14
2.2 Caractéristiques des BFUP .....	14
2.2.1 Composition .....	15
2.2.2 Propriétés mécaniques.....	16
2.2.3 Durabilité.....	19
2.3 Renforcement structural en BFUP .....	20
2.3.1 Agencements et configurations de réparations en BFUP .....	20

2.3.2	Renforcement en flexion .....	22
2.3.3	Renforcement à l'effort tranchant .....	29
2.4	Modèles de conception normés .....	36
2.4.1	Code des ponts CSA-S6 .....	36
2.4.2	Norme SIA 2052 .....	39
2.4.3	Étude préliminaire des modèles de la norme SIA 2052 .....	41
2.5	Synthèse .....	43
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX.....		46
3.1	Vue d'ensemble.....	46
3.2	Programmes expérimentaux .....	46
3.2.1	Campagne 1 .....	46
3.2.2	Campagne 2.....	50
3.3	Analyse par corrélation d'images.....	54
3.3.1	Présentation .....	54
3.3.2	Paramètres utilisés.....	55
3.3.3	Résultats attendus.....	59
CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES COMPORTEMENTS EN FLEXION ET À L'EFFORT TRANCHANT DE DALLES HYBRIDES EN BO-BFUP.....		60
4.1	Introduction .....	60
4.2	Programme expérimental .....	60
4.2.1	Configuration des dalles.....	60
4.2.2	Production des dalles.....	62
4.2.3	Propriétés des matériaux .....	64
4.2.4	Montage d'essai et instrumentation.....	67
4.3	Résultats expérimentaux et analyse.....	71

4.3.1	Comportement mécanique des dalles .....	71
4.3.2	Étude des déformations et de l'ouverture des fissures .....	76
4.4	Conclusions .....	87
CHAPITRE 5 ARTICLE 1: EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE SHEAR RESISTANCE MECHANISM ON HYBRID NSC-UHPC PRE-DAMAGED AND UNDAMAGED UNIDIRECTIONAL BRIDGE SLABS .....		
		90
5.1	Abstract .....	90
5.2	Introduction .....	91
5.3	Experimental program.....	94
5.3.1	Test specimens and preparation .....	94
5.3.2	Test procedures and instrumentation.....	96
5.3.3	Materials properties.....	97
5.4	Results .....	99
5.4.1	Pre-damage loading on PD slab series .....	99
5.4.2	Ultimate loading on UD and PD slabs series .....	100
5.4.3	Longitudinal strains at ultimate load from DIC analysis .....	103
5.5	Discussion .....	105
5.5.1	Shear strengthening of UHPC overlays .....	105
5.5.2	Effect of pre-damage and interface on hybrid NSC-UHPC slabs' behaviour.....	106
5.5.3	Composite mechanical action of hybrid NSC-UHPC slabs .....	109
5.5.4	Development of the composite mechanical action and failure .....	110
5.6	Conclusion.....	114
5.7	Acknowledgements .....	115
5.8	Compliance with ethical standards.....	115
5.9	References .....	115

CHAPITRE 6	ARTICLE 2: PREDICTION OF MOMENT-CURVATURE RESPONSE AND MAXIMUM BENDING RESISTANCE FOR HYBRID NSC-UHPC ELEMENTS .....	121
6.1	Abstract .....	121
6.2	Introduction .....	122
6.3	Design codes and recommendations for the bending capacity of reinforced concrete	123
6.3.1	NSC elements .....	123
6.3.2	UHPC elements .....	124
6.3.3	Hybrid NSC-UHPC elements.....	125
6.4	Proposed models for hybrid elements .....	126
6.4.1	Simplified moment-curvature model .....	126
6.4.2	Simplified empiric equation .....	139
6.5	Reference experimental data and reference model .....	140
6.5.1	Summary of reference experimental data.....	140
6.5.2	Reference analytical cross-sectional model .....	143
6.6	Validation of the simplified model and the simplified equation with the reference model 144	
6.6.1	Simplified model vs reference model.....	144
6.6.2	Simplified equation vs reference model.....	146
6.7	Prediction of the simplified model and the simplified equation with reference experimental data .....	147
6.8	Conclusion.....	149
6.9	Acknowledgements .....	150
6.10	Compliance with ethical standards.....	150
6.11	References .....	150



CHAPITRE 7	ARTICLE 3: SHEAR RESISTANCE AND STRUCTURAL HARDENING RESISTANCE MODELS FOR HYBRID NSC-UHPC ELEMENTS .....	155
7.1	Abstract .....	155
7.2	Introduction .....	155
7.3	Proposed analytical resistance models .....	158
7.3.1	Shear resistance model for $V_R$ .....	158
7.3.2	Structural hardening resistance model for $V_{Rsh}$ .....	163
7.4	Experimental data.....	168
7.5	Validation of the proposed models.....	173
7.5.1	Shear resistance $V_R$ .....	176
7.5.2	Structural hardening resistance $V_{Rsh}$ .....	177
7.6	Discussion .....	178
7.6.1	Bearing mechanisms .....	178
7.6.2	Shear parameters .....	179
7.6.3	Limitations .....	180
7.7	Conclusion.....	180
7.8	Data availability statement .....	181
7.9	Compliance with ethical standards.....	181
7.10	Funding.....	181
7.11	References .....	182
CHAPITRE 8	DISCUSSION GÉNÉRALE .....	186
8.1	Contributions originales du projet de recherche .....	186
8.1.1	Description détaillée du mécanisme de résistance en flexion et modélisations analytiques simplifiées .....	186

8.1.2	Description détaillée des mécanismes de résistance à l'effort tranchant et modélisations analytiques simplifiées.....	188
8.2	Réflexions sur les travaux effectués.....	190
8.2.1	Pourquoi dissocier la résistance à l'écroutissement structural $V_{Rés}$ de la résistance en cisaillement $V_R$ ?.....	190
8.2.2	Pourquoi les dalles hybrides de la série PC ont présenté des ruptures en flexion plutôt que des ruptures en écroutissement structural? .....	193
8.2.3	Est-ce que la nomenclature actuelle pour les réparations en flexion est aussi représentative des réparations à l'effort tranchant?.....	195
8.2.4	Est-ce que l'utilisation des lois matériaux simplifiées actuelles pour le BFUP en traction assurent une prédiction juste du comportement structural réel? .....	198
CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		203
9.1	Rappel des objectifs .....	203
9.2	Conclusions .....	203
9.2.1	Comportement en flexion.....	204
9.2.2	Comportement à l'effort tranchant.....	206
9.2.3	Aspects généraux.....	209
9.3	Travaux futurs .....	210
BIBLIOGRAPHIE .....		212

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Indicateurs de durabilité pour les bétons considérés à l'état non fissuré, (Charron & Desmettre, 2013) .....	19
Tableau 4-1 Caractéristiques des sections des dalles de la campagne expérimentale 1 .....	61
Tableau 4-2 Composition du BO.....	65
Tableau 4-3 Composition du BFUP UP-F4.....	65
Tableau 4-4 Propriétés moyennes pour le BO et le BFUP.....	66
Tableau 4-5 Propriétés moyennes des armatures .....	67
Tableau 4-6 Longueur des portées et caractéristiques du montage.....	69
Tableau 4-7 Résistance expérimentale et mode de rupture des dalles PL et PC.....	75
Tableau 4-8 Évolution du patron de fissuration pour les dalles de référence .....	77
Tableau 4-9 Évolution du patron de fissuration pour les dalles hybrides de configuration de type S .....	78
Tableau 4-10 Moment de service et état de la fissuration pour les dalles de la série PL.....	82
Table 5-1 Section's properties of tested slabs.....	95
Table 5-2 Mean values of NSC and of UHPC measured properties .....	98
Table 5-3 Characteristics of PD slabs' cracks for pre-loading tests .....	100
Table 5-4 Firsts bending and shear cracks in NSC, failure load and strengthening ratios for both UD and PD slabs .....	102
Table 6-1 – Coefficients A, B and C of Eq. (6.15) and Eq. (6.16) and coefficients D, E and F of Eq. (6.17) and Eq. (6.18) .....	137
Table 6-2 – Parameters $E_U$ , $f_{U0}$ , $R_A$ , $R_B$ , $R_C$ , $R_D$ , $R_E$ and $R_F$ from coefficients of Eq. (6.15), Eq. (6.16), Eq. (6.17) and Eq. (6.18) .....	138
Table 6-3 - Summary of section and test setup parameters.....	142

Table 6-4 - Summary of materials properties.....	142
Table 6-5 - Comparison of the simplified model (SM) and the reference model (REF) results..	145
Table 6-6 - Lever arms coefficients, ratio of UHPC average stress and ratio maximum bending capacity.....	146
Table 6-7 - Comparison of the simplified model, the simplified equation and reference model results .....	148
Table 7-1 Summary of cross-section and test setup parameters of the five experimental campaigns .....	170
Table 7-2 Summary of material properties of the five experimental campaigns .....	172
Table 7-3 Comparison of the proposed models and the experimental results .....	174
Tableau 8-1 Résistances expérimentales et calculées pour les spécimens de la série PC.....	194
Tableau 8-2 Résistances en flexion, en cisaillement et à l'écroutissement structural calculées avec les outils proposés pour les dalles hybrides testées .....	196

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Exemple de détérioration de dalles de ponts, a) dessous de dalle, b) dessus de dalle en cours de réparation .....	1
Figure 1-2 Dégradations observées sur les tabliers de ponts, a) corrosion des armatures, b) délamination d'une couche de béton, (Gucunski et al., 2013) .....	2
Figure 1-3 Réparation en BFUP d'une dalle de pont, a) section du tablier, b) section de la dalle, c) exemple du Viaduc de Chillon (Brühwiler & Bastien Masse, 2015).....	4
Figure 1-4 Éléments hybrides préfabriqués, a) parapet (Gendron et al., 2022), b) dalle de pont (Lachance et al., 2016) .....	6
Figure 1-5 Méthodologie générale du projet de doctorat .....	8
Figure 1-6 Structure du document de thèse.....	13
Figure 2-1 Exemple de proportion des mélanges pour un BFUP et un BO, (Eide & Hisdal, 2012) .....	15
Figure 2-2 Comportement contrainte-déformation typique d'un BFUP en compression, (Eide & Hisdal, 2012) .....	17
Figure 2-3 Résultats d'essais de traction directe de BFUP avec 2%, 3% et 4% de fibres, a) contrainte-déformation, b) containte-déplacement, (Androuët & Charron, 2016) .....	18
Figure 2-4 Comportement idéalisé contrainte-déformation et contrainte-ouverture de fissure, a) BRF, b) BFUP (Naaman, 2008) .....	18
Figure 2-5 Agencements des réparations structurales en BFUP, (Pan et al., 2022).....	20
Figure 2-6 Configurations de base de dalles hybrides en BO-BFUP relativement à leur objectif: a) protéger, b) réhabiliter, c) renforcer, d) réhabiliter et renforcer.....	21
Figure 2-7 Comportement force-flèche de poutre hybrides, a) BFUP non armé, b) BFUP armé, (Habel, 2004).....	23
Figure 2-8 Réponse structurale de poutres hybrides, a) comportement force-flèche et b) fissuration de poutres armées et non armées, (Habel et al., 2007).....	24

Figure 2-9 Comportement d'un élément hybride, a) avec BFUP armé de barres crénelées et b) avec BFUP armé de barres lisses, (Oesterlee, 2010).....	25
Figure 2-10 Section transversale des poutres de configurations de type R, tirée de (Zingaila et al., 2017).....	25
Figure 2-11 Section transversale des dalles de ponts, a) dalle en BHP et b) dalle hybride préfabriquée, tirée de (Lachance et al., 2016).....	26
Figure 2-12 Poutre A3, (Prem & Murthy, 2016).....	27
Figure 2-13 Section transversale des dalles de pont réparées en BFUP, tirée de (Zhang et al., 2019).....	27
Figure 2-14 Comportement force-flèche de réparations d'agencement face comprimée, a) en BO armé, b) en BFUP (Lampropoulos et al., 2016).....	28
Figure 2-15 Exemple du comportement à l'effort tranchant de poutres hybrides, a) comportement force-flèche, b) patron de fissuration, (Noshiravani & Brühwiler, 2013).....	29
Figure 2-16 Mécanisme de résistance à double rotule, tirée de (Noshiravani & Brühwiler, 2010).....	30
Figure 2-17 Exemple de dalles hybrides testées, a) montage, b) patron de fissuration et c) comportement normalisé contrainte-rotation, (Bastien-Masse & Brühwiler, 2016c).....	31
Figure 2-18 Patron de fissuration et section transversales des dalles hybrides ayant une rupture à l'effort tranchant, (Yin et al., 2017).....	32
Figure 2-19 Patron de fissuration et section transversale des poutres hybrides, (Ji & Liu, 2020)	33
Figure 2-20 Section transversale des poutres hybrides, (Sine et al., 2022).....	34
Figure 2-21 Comportement effort tranchant-flèche du spécimen VB0, (Sine et al., 2022).....	35
Figure 2-22 Patron de fissuration des poutres hybrides avec un agencement face comprimée, (Sine et al., 2022).....	35
Figure 2-23 Loi de calcul en traction pour des bétons écrouissants, (CSA, 2019).....	37
Figure 2-24 Conditions d'équilibre de l'analyse sectionnelle pour une section en BFUP, (CSA, 2019).....	37

Figure 2-25 Comportement moment-courbure d'un élément en BFUP, (CSA, 2019).....	38
Figure 2-26 a) Mécanisme de rupture à l'effort tranchant et b) contribution des fibres et des étriers, (Foster et al., 2018) .....	39
Figure 2-27 Loi du BFUP en traction, a) pour un BFUP non armé et b) un BFUP armé, (SIA, 2016) .....	39
Figure 2-28 Condition d'équilibre de l'analyse sectionnelle pour une section hybride en BO-BFUP, (SIA, 2016).....	40
Figure 2-29 Modèle analytique de résistance à l'effort tranchant d'une section hybride, (SIA, 2016) .....	41
Figure 2-30 Moments résistants observés expérimentalement relativement aux moments prédits par les modèles de la norme suisse.....	42
Figure 3-1 Section transversale des dalles de la campagne 1 (dimensions en mm).....	47
Figure 3-2 Montage expérimental de la campagne 1 et DIC, a) série PL, b) série PC .....	49
Figure 3-3 Section transversale des dalles de la campagne 2 (dimensions en mm).....	52
Figure 3-4 Montages expérimentaux de la campagne 2 et DIC, a) essais de pré-endommagement (série PD), b) essais à l'ultime (séries UD et PD), (dimensions en mm).....	53
Figure 3-5 Analyse par corrélation d'images (certaines images tirées de <a href="http://www.correlatedsolutions.com">www.correlatedsolutions.com</a> ).....	55
Figure 3-6 Options et résultat de calibration .....	56
Figure 3-7 Définition de la région d'intérêt et du maillage .....	57
Figure 3-8 Onglet « Options » des paramètres d'analyse .....	58
Figure 3-9 Onglet « Post-Processing » des paramètres d'analyse .....	58
Figure 3-10 Paramètres du filtre temporel .....	59
Figure 4-1 Section transversale des dalles de la campagne expérimentale 1 (dimensions en mm) .....	61
Figure 4-2 Production de la section en BO des dalles.....	63

Figure 4-3 Production de la section en BFUP des dalles .....	64
Figure 4-4 Dimensions des spécimens de traction directes, (Beaurivage, 2009).....	66
Figure 4-5 Comportement en traction du BFUP UP-F4, a) pré-pic, b) post-pic.....	66
Figure 4-6 Montages expérimentaux de la campagne 1, a) série PL, b) série PC.....	68
Figure 4-7 Instrumentation installée sur les dalles, a) série PL, b) série PC.....	70
Figure 4-8 Comportement effort-flèche des dalles de l'étude préliminaire, a) moment-flèche pour la série PL, b) effort tranchant-flèche pour la série PC .....	72
Figure 4-9 Photographies des dalles de la série PL à la fin de leur essai.....	73
Figure 4-10 Photographies des dalles de la série PC à la fin de leur essai.....	74
Figure 4-11 Échelle de couleur pour les déformations principales présentées dans le Tableau 4-8 et le Tableau 4-9 (déformations en $\mu\text{m}/\text{m}$ ).....	77
Figure 4-12 Moment fléchissant sous le vérin 1 en fonction de l'ouverture maximale des fissures pour les dalles de la série PL, a) comportement initial agrandi, b) comportement global.....	80
Figure 4-13 Déformations des dalles de la série PL à leur résistance maximale, a) région d'intérêt, b) déformations longitudinales (gauche) et principales (droite) .....	83
Figure 4-14 Déformations des dalles de la série PC à leur résistance maximale, a) région d'intérêt, b) déformations longitudinales (gauche) et principales (droite) .....	85
Figure 5-1 Basic configurations of structural elements combining UHPC and NSC depending on their function: a) to Protect, b) to Rehabilitate, c) to Strengthen, d) to Rehabilitate and to Strengthen.....	91
Figure 5-2 Schematic representation of the double hinge mechanism, adapted from (Noshiravani & Brühwiler, 2014) .....	93
Figure 5-3 Section of tested slabs (dimensions are in mm) .....	94
Figure 5-4 NSC-UHPC interface, a) obtained by a surface retarder for UD slabs, b) obtained by hydrodemolition for PD slabs .....	95
Figure 5-5 Illustration test setups, a) pre-damage 4-point setup for PD slabs, b) ultimate 3-point setup for PD slabs, c) ultimate 3-point setup for UD slabs, d) pre-damage loading of a PD slab	



in the 4-point setup, e) ultimate loading of a PD slab in the 3-point setup (dimensions are in mm) .....	96
Figure 5-6 Location of instrumentation and DIC observation for pre-loading and ultimate tests (dimensions are in mm).....	97
Figure 5-7 UHPC tensile behaviour, a) pre-peak behaviour, b) post-peak behaviour .....	98
Figure 5-8 Mechanical behaviour of PD slabs for pre-loading tests, a) load-displacement curve, b) crack pattern at 75 kNm of applied bending moment.....	100
Figure 5-9 Mechanical behaviour of UD slabs for ultimate tests, a) load-displacement curve, b) crack pattern at ultimate load .....	101
Figure 5-10 Mechanical behaviour of PD slabs for ultimate tests, a) load-displacement curve, b) crack pattern at ultimate load .....	101
Figure 5-11 Longitudinal strains in slabs, a) studied span and areas of interest, b) strain distribution at ultimate load for each slab.....	104
Figure 5-12 Zoomed initial load-deflection response of all slabs .....	107
Figure 5-13 Deformed shape of hybrid NSC-UHPC slabs, a) Monolithic response of first stage, b) Composite mechanical action of second stage .....	109
Figure 5-14 Mechanical behaviour of the UD-S slab: a) load-deflection of the slab, b) load-strain of rebars (gauge locations shown in Figure 6), c) sequential longitudinal strain of the slab and d) sequential deformed shape of the slab .....	111
Figure 6-1 - Strain, stress and forces of CSA (2014a) sectional analysis model for NSC elements .....	124
Figure 6-2 - SIA (2016) sectional analysis model for hybrid NSC-UHPC elements .....	126
Figure 6-3 - Compressive and tensile constitutive laws for NSC and for UHPC, a) stress-strain behaviour of NSC and UHPC in compression, b) stress-strain behaviour NSC and UHPC in tension, c) stress-crack width of UHPC in tension.....	127
Figure 6-4 - Equivalent stress blocs, a) Proposed distribution when $\epsilon_c \ll \epsilon_{cu}$ as in hybrid elements, b) CSA (2014a) distribution when $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ .....	128

Figure 6-5 - Average stress of the compressed area, a) computed from Tsai (1988) stress-strain law, b) ratio of Eq. (6.5) over Tsai (1988) stress-strain law's average stress .....	129
Figure 6-6 - Static height of the NSC resulting force of the compressed area, a) computed from Tsai (1988) stress-strain law, b) ratio of Eq. (6.7) over Tsai (1988) stress-strain law's static height.....	130
Figure 6-7 - Moment-curvature multilinear curve obtained from the simplified model for a hybrid NSC-UHPC element .....	131
Figure 6-8 - Strain, stress and forces under bending moment for a hybrid NSC-UHPC section, a) at $M_{cr}$ , b) at $M_{rm}$ , c) at $M_{ry}$ , d) at $M_{ru}$ .....	133
Figure 6-9 - Schematic view of equivalent cantilever test setup and section properties of reference data .....	140
Figure 6-10 – Layers discretization of the reference analytical cross-sectional model .....	143
Figure 6-11 - Moment-curvature behaviour, a) for type P elements, b) for type R/RS elements, c) for type S elements.....	145
Figure 7-1 Behaviour of hybrid NSC-UHPC elements under high shear load, a) load-displacement curve, b) crack pattern and amplified deformed shape .....	157
Figure 7-2 Estimated strain at tensile cord for applied bending moment, shear load and normal load .....	161
Figure 7-3 Composite mechanical action mechanism for hybrid NSC-UHPC elements, a) principal maximum strains, b) principal minimum strains, c) proposed structural hardening resistance model.....	164
Figure 7-4 Reduced strut area, a) experimental DIC results from Pharand et Charron (2022a) experiment, b) illustration of the fictitious node .....	166
Figure 7-5 Schematic view of equivalent cantilever test setup and section parameters of experimental data used for models validation.....	169
Figure 7-6 Comparison of the proposed models' predictions and the experimental results, a) shear resistance, b) strain hardening resistance .....	176

Figure 8-1 Ouverture de fissure à mi-hauteur de section pour les dalles UD-REF et UD-S, a) courbe effort tranchant-ouverture de fissure, b) déformations principales maximales $\varepsilon_I$ à l'effort tranchant maximal et position des capteurs d'ouverture de fissure .....	191
Figure 8-2 Ruptures en flexion, en cisaillement et en écrouissage structural d'un élément hybride .....	192
Figure 8-3 Lois du BFUP en traction pour l'étude de cas, a) comportement contrainte-déformation (pré-pic), b) comportement contrainte-ouverture de fissure (post-pic).....	199
Figure 8-4 Comportement moment-courbure du spécimen PL-R, a) avec le BFUP 4% de la campagne 1 ( $\varepsilon_{Ut} < \varepsilon_{sy}$ ), b) avec le BFUP 2% de la campagne 2 ( $\varepsilon_{Ut} > \varepsilon_{sy}$ ).....	200

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### Sigles

$A$	Coefficient du terme quadratique d'une équation quadratique
$A_s$	Surface des armatures tendues du BO
$A_{sc}$	Surface des armatures comprimées du BO
$A_{sU}$	Surface des armatures tendues du BFUP
$A_U$	Surface du BFUP
$A_v$	Surface des étriers à l'intérieur d'une distance $s$
$a$	Portée centre-à-centre entre l'application de la charge et l'appui Portée centre-à-centre entre l'application de la charge et la section analysée
$a_g$	diamètre nominal du plus gros granulat
$B$	Coefficient du terme linéaire d'une équation quadratique
$b$	Largeur
$b_U$	Largeur du BFUP
$b_w$	Largeur de l'âme
$C$	Vitesse de corrosion Constante d'une équation quadratique
$C_1$	Force dans la bielle $C_1$
$C_2$	Force dans la bielle $C_2$
$C_c$	Force dans la bielle combinée $C_c$
$c$	Hauteur de l'axe neutre
$cr$	Épaisseur d'enrobage des armatures
$D$	Coefficient du terme quadratique d'une équation quadratique
$D_{eff}$	Diffusion efficace

$d$	Flèche mesurée
	Hauteur statique
$d_{eq}$	Hauteur statique équivalente des armatures et du BFUP
$d_c$	Distance entre la fibre comprimée et $F_c$
$d_s$	Distance entre la fibre comprimée et le centre des armatures tendues du BO
$d_{sc}$	Distance entre la fibre comprimée et le centre des armatures comprimées du BO
$d_{sU}$	Distance entre la fibre comprimée et le centre des armatures tendues du BFUP
$d_U$	Distance entre la fibre comprimée et le centre de la couche de BFUP
$d_v$	Hauteur effective de cisaillement
$E$	Coefficient du terme linéaire d'une équation quadratique
$E_c$	Module de Young du BO
$E_U$	Module de Young du BFUP
	Pente d'un segment de droite de la loi matériau du BFUP en traction
$E_{Ue}$	Pente du segment de droite de la phase élastique de la loi matériau du BFUP en traction
$E_s$	Module de Young des armatures
	Module de Young des armatures tendues du BO
$E_{sc}$	Module de Young des armatures comprimées du BO
$E_{Ush}$	Pente du segment de droite de la phase d'écroutissage de la loi matériau du BFUP en traction
$E_{sU}$	Module de Young des armatures tendues du BFUP
$E_{sh}$	Pente du segment de droite de la phase d'écroutissage de la loi matériau du BFUP en traction
$E_{ss}$	Pente du segment de droite de la phase adoucissante de la loi matériau du BFUP en traction

$F$	Force appliquée
	Constante d'une équation quadratique
$F_s$	Force résultante des armatures tendues du BO
$F_{sc}$	Force résultante des armatures comprimées du BO
$F_{sU}$	Force résultante des armatures tendues du BFUP
$F_U$	Force résultante du BFUP
$\bar{f}_c$	Contrainte moyenne du BO
$f'_c$	Résistance à la compression du béton (cylindre)
$f_{cr}$	Contrainte de fissuration de la matrice cimentaire
$f_{Fu}$	Contrainte maximale du BFUP en traction
$\bar{f}_U$	Contrainte moyenne dans le BFUP
$f'_{Uc}$	Résistance à la compression du BFUP (cylindre)
$f_s$	Contrainte dans les armatures tendues du BO
$f_{sc}$	Contrainte dans les armatures comprimées du BO
$f_t$	Contrainte maximale de traction
$f_y$	Contrainte de plastification des armatures
	Contrainte de plastification des étriers
$f_{y,s}$	Contrainte de plastification des armatures tendues du BO
$f_{y,sU}$	Contrainte de plastification des armatures tendues du BFUP
$f_{y,U}$	Contrainte de plastification des armatures tendues du BFUP
$f_U$	Contrainte dans la couche de BFUP
$f_{U0}$	Ordonnée à l'origine d'un segment linéaire de la loi matériau du BFUP en traction
$f_{Utu}$	Contrainte maximale en traction du BFUP à l'atteinte de la déformation ultime
$F_c$	Force résultante dans le BO

$h$	Hauteur totale de la section Hauteur
$h_c$	Hauteur de BO
$h_{N_c}$	Hauteur de la face arrière du nœud $N_c$
$h'_{N_c}$	Hauteur de la face arrière du nœud fictif $N'_c$
$h_p$	Hauteur du point de pivot
$h_t$	Hauteur tendue du BFUP dont la déformation est inférieure à la limite permise
$h_U$	Épaisseur de la couche de BFUP
$j$	Ratio du bras de levier interne des forces (comprimée et tendue) sur la distance entre la fibre comprimée et la hauteur de la force tendue
$K_{air}$	Perméabilité à l'air
$K_{eau}$	Perméabilité à l'eau
$k$	Courbure
$k_{cr}$	Courbure associée à $M_{cr}$
$k_{rm}$	Courbure associée à $M_{rm}$
$k_{ru}$	Courbure associée à $M_{ru}$
$k_{ry}$	Courbure associée à $M_{ry}$
$k_{ry C}$	Courbure associée à $M_{ry C}$
$k_{ry U}$	Courbure associée à $M_{ry U}$
$L_C$	Longueur de la portée courte
$l_{N_c}$	Longueur de la face inférieure du nœud $N_c$
$l'_{N_c}$	Longueur de la face inférieure du nœud fictif $N'_c$
$L_L$	Longueur de la portée longue
$L_{PAF}$	Longueur du porte-à-faux
$l_{ch}$	Longueur caractéristique du BFUP

$l_h$	Distance entre les deux rotules plastiques de la couche de BFUP
$l_{\omega, \text{mean}}$	Longueur moyenne des fissures
$M$	Moment de flexion
$M_{EXP}$	Moment résistant expérimental
$M_{EXP REF}$	Moment résistant expérimental de référence
$M_f$	Moment fléchissant appliqué
$M_{f1}$	Moment fléchissant appliqué sous le vérin 1
$M_{f, MAX}$	Moment fléchissant maximal appliqué sous le vérin 1
$M_R$	Moment résistant
$M_{R REF}$	Moment résistant maximal calculé avec le modèle de référence
$M_{R SE}$	Moment résistant maximal calculé avec l'équation simplifiée
$M_{R SM}$	Moment résistant maximal calculé avec le modèle simplifié
$M_{cr}$	Moment résistant lorsque la fibre tendue atteint $\varepsilon_{Ute}$
$M_{rm}$	Moment résistant lorsque la fibre tendue atteint $\varepsilon_{Utu}$
$M_{ru}$	Moment résistant lorsque le BFUP à la fibre comprimée atteint $\varepsilon_{cu}$
$M_{ry}$	Moment résistant lorsque les armatures tendues atteignent $f_y$
$M_{ry C}$	Moment résistant lorsque les armatures tendues du BO atteignent $f_y$
$M_{ry U}$	Moment résistant lorsque les armatures tendues du BFUP atteignent $f_y$
$M_{serv}$	Moment fléchissant correspondant aux conditions de service
$M_{serv REF}$	Moment fléchissant de référence correspondant aux conditions de service
$M_U$	Moment plastique de la couche de BFUP
$N_f$	Force normale appliquée
$P$	Force appliquée
$Q$	Force appliquée



$R_A$	Paramètre de contrainte dans le coefficient A d'une équation quadratique
$R_B$	Paramètre de contrainte dans le coefficient B d'une équation quadratique
$R_C$	Paramètre de contrainte dans la constante C d'une équation quadratique
$R_D$	Paramètre de contrainte dans le coefficient D d'une équation quadratique
$R_E$	Paramètre de contrainte dans le coefficient E d'une équation quadratique
$R_F$	Paramètre de contrainte dans la constante F d'une équation quadratique
$R_{Nc}$	Résistance de la bielle combinée $C_c$ à la face du nœud fictif $N'_c$
$S$	Soprivité
$s$	Espacement des étriers
$s_{moy}$	Espacement moyen des fissures
$s_{\omega, mean}$	Espacement moyen des fissures
$s_z$	Espacement des fissures
$s_{ze}$	Paramètre d'espacement équivalent de fissures
$T_1$	Force dans le tirant $T_1$
$T_2$	Force dans le tirant $T_2$
$V$	Effort tranchant
$V_{1st B crack}$	Effort tranchant à l'apparition de la première fissure verticale de flexion
$V_{1st S crack}$	Effort tranchant à l'apparition de la première fissure diagonale de cisaillement
$V_{AIS}$	Effort tranchant correspondant au moment résistant maximal calculé par le logiciel AIS
$V_c$	Contribution du BO à la résistance à l'effort tranchant
$V_{bending}$	Effort tranchant correspondant au moment résistant maximal calculé par le modèle simplifié
$V_{EXP}$	Résistance expérimentale à l'effort tranchant
$V_{EXP REF}$	Résistance expérimentale à l'effort tranchant de référence

$V_f$	Effort tranchant appliqué
$V_{f, MAX}$	Effort tranchant maximal appliqué
$V_{flex}$	Effort tranchant correspondant au moment résistant maximal calculé
$V_{flex AIS}$	Effort tranchant correspondant au moment résistant maximal calculé par le logiciel AIS
$V_{flex \acute{E}S}$	Effort tranchant correspondant au moment résistant maximal calculé par l'équation simplifiée
$V_{flex MS}$	Effort tranchant correspondant au moment résistant maximal calculé par le modèle simplifié
$V_R$	Résistance à l'effort tranchant;
$V_{R,c}$	Contribution du BO à la résistance à l'effort tranchant
$V_{R,s}$	Contribution des étriers à la résistance à l'effort tranchant
$V_{R, U}$	Contribution du BFUP à la résistance à l'effort tranchant
$V_{R EXP}$	Résistance expérimentale à l'effort tranchant
$V_{R EXP}$	Résistance expérimentale à l'effort tranchant
$V_{R REF}$	Résistance à l'effort tranchant de référence calculée par la méthode générale
$V_{REF}$	Résistance expérimentale à l'effort tranchant de référence
$V_{R\acute{e}s}$	Résistance à l'écroutissement structural
$V_{R\acute{e}s EXP}$	Résistance expérimentale à l'écroutissement structural
$V_{Rsh}$	Résistance à l'écroutissement structural
$V_{Rsh EXP}$	Résistance expérimentale à l'écroutissement structural
$V_s$	Contribution des étriers à la résistance à l'effort tranchant
$V_{SLA}$	Résistance à l'effort tranchant calculée par le modèle de la norme suisse
$w_{Nc}$	Longueur de l'interface entre le nœud $N_c$ et la bielle combinée $C_c$
$w'_{Nc}$	Longueur de l'interface entre le nœud fictif $N'_c$ et la bielle combinée $C_c$

$\alpha$	Ratio de la rigidité axiale de la corde tendue (armatures et BFUP) sur la rigidité axiale des armatures comprimées
$\alpha_0$	Module de contrainte du bloc de contrainte moyenne équivalent
$\alpha_1$	Ratio de la contrainte moyenne dans le bloc de contrainte équivalent à l'ultime sur la résistance à la compression
$\beta$	Facteur de contribution de l'engrenure des granulats
$\beta_0$	Ratio de la hauteur de la force résultante du bloc de contrainte moyenne équivalent sur la hauteur de l'axe neutre
$\beta_1$	Ratio de la hauteur du bloc de contrainte équivalent à l'ultime sur la hauteur de l'axe neutre
$\Delta$	Variation Flèche mesurée
$\delta$	Flèche mesurée
$\varepsilon_1$	Déformation principale
$\varepsilon_c$	Déformation dans le béton à la fibre extrême comprimée
$\varepsilon_{cu}$	Déformation limite ultime en compression du béton
$\varepsilon_s$	Déformation dans les armatures du BO à la fibre tendue
$\varepsilon_{sc}$	Déformation dans les armatures du BO à la fibre comprimée
$\varepsilon_{sU}$	Déformation dans les armatures du BFUP à la fibre tendue
$\varepsilon_t$	Déformation à la localisation de fissure Déformation à la corde tendue
$\varepsilon_{t,M}$	Déformation à la corde tendue due au moment appliqué
$\varepsilon_{t,N}$	Déformation à la corde tendue due à la force normale appliquée
$\varepsilon_{t,V}$	Déformation à la corde tendue due à l'effort tranchant appliqué

$\varepsilon_p$	Déformation au point de pivot
$\varepsilon_U$	Déformation au centre de la couche en BFUP
$\varepsilon_{Ute}$	Déformation limite élastique du BFUP en traction
$\varepsilon_{Utu}$	Déformation limite ultime du BFUP en traction
$\varepsilon_\omega$	Déformation du BFUP pour une ouverture de fissure donnée
$\varepsilon_x$	Déformation longitudinale Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section transversale
$\theta$	Angle d'inclinaison des efforts de compression
$\theta_1$	Angle d'inclinaison de la bielle C <sub>1</sub>
$\theta_2$	Angle d'inclinaison de la bielle C <sub>2</sub>
$\theta_c$	Angle d'inclinaison de la bielle combinée C <sub>c</sub>
$\gamma$	Facteur d'effet d'échelle
$\gamma_F$	Facteur d'efficacité des fibres du BFUP
$\lambda$	Facteur de réduction pour bétons à faible résistance
$\varphi$	Porosité à l'eau
$\mu$	Ratio de ductilité de courbure
$\phi$	Diamètre
$\psi$	Rotation Courbure
$\psi_m$	Courbure associée à $M_{rm}$
$\psi_y$	Courbure associée à $M_{ry}$
$\psi_U$	Facteur de réduction de la contrainte moyenne dans le BFUP
$\psi_u$	Courbure associée à $M_{ru}$
$\omega$	Ouverture de fissure

$\omega_1$	Ouverture de fissure quand la contrainte du BFUP atteint $0.2 \cdot f_{utu}$
$\omega_2$	Ouverture de fissure quand la contrainte du BFUP devient nulle
$\omega_{200}$	Ouverture moyenne des fissures comprises sur une longueur de 200 mm
$\omega_{MAX}$	Ouverture maximale de fissure
$\omega_{mean}$	Ouverture moyenne des fissures

### Abréviations

@	À
	À chaque
$\varepsilon$	Deformation
$\mu$	Micron
	Micro
AFGC	Association française de génie civil
AIS	Analyse inélastique des sections
ASTM	American society for testing materials
BO	Béton ordinaire
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
C	Concrete
	Béton
c	Concrete
	Béton
C <sub>3</sub> A	Aluminate
CH	Portlandite
CSA	Canadian standard association
CSH	Silicate de calcium hydraté

d	Day
DIC	Digital image correlation
eq	Équivalent
EXP	Expérimental
és	Écrouissage structural
fct	Function of
GU	General use
Hz	Hertz
h	Heure
ICD	Intermediate-crack-induced debonding
j	Jour
JSCE	Japan society of civil engineers
kg	Kilogramme
kN	Kilonewton
kNm	Kilonewton-mètre
L	Litre
m	Mètre
MCFT	Modified compression field theory
min	Minute
mm	Millimètre
MPa	Mégapascal
nb	Nombre
num	Numerical
NSC	Normal strength concrete

PC	Portée courte
PD	Pre-damaged
PL	Portée longue
RC	Reinforced concrete
REF	Reference Reference model
SE	Simplified equation
sh	Structural hardening
SIA	Société suisse des ingénieurs et des architectes
SM	Simplified model
THFRC	Tensile hardening fiber reinforced concrete
TSFRC	Tensile softening fiber reinforced concrete
U	UHPC overlay
UD	Undamaged
URa	UHPC overlay reinforced with additional rebars
URs	UHPC overlay reinforced with substrate's rebars
URsa	UHPC overlay reinforced with substrate's and additional rebars
UHPFRC	Ultra-high performances fibers reinforced concrete

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte

Le béton est un matériau fréquemment utilisé pour la construction de ponts et viaducs et bon nombre de ces ouvrages d'art présente des signes de détérioration avancée (**Figure 1-1**). Au Québec, ce sont 39% des ponts du réseau municipal qui possèdent un état général caractérisé de « mauvais » ou de « très mauvais » (Gouvernement du Québec & Ministère des Transports, 2021).



**Figure 1-1 Exemple de détérioration de dalles de ponts, a) dessous de dalle, b) dessus de dalle en cours de réparation**

Pour les tabliers de ponts en béton, les détériorations les plus fréquemment observées sont la fissuration et la délamination du béton ainsi que la corrosion des armatures (Ryall & Ryall, 2001). Qui plus est, ces détériorations se développent en parallèle et possèdent un effet synergique. En effet, la présence de fissures favorise l'infiltration d'eau et d'agents agressifs comme les chlorures des sels de déverglaçage. L'eau et les chlorures constituent deux conditions essentielles au processus de corrosion initiée par les chlorures (**Figure 1-2a**). Le processus électrochimique de la corrosion, qui peut également être initié par la carbonatation (présence de dioxyde de carbone), provoque la formation de rouille par l'oxydation du fer des armatures et génère un gonflement qui favorise la fissuration et l'éclatement du béton adjacent. D'autre part, le gel de l'eau infiltrée dans le béton génère un gonflement qui ouvre davantage les fissures présentes, ce qui accélère la délamination de couches de béton (**Figure 1-2b**). Ce système circulaire, dont les mécanismes de dégradation s'accroissent mutuellement, entraîne d'importantes pertes de section sur les armatures, ce qui réduit la capacité portante du tablier.





**Figure 1-2 Degradations observées sur les tabliers de ponts, a) corrosion des armatures, b) délamination d'une couche de béton, (Gucunski et al., 2013)**

D'apparence simple, la réparation et le renforcement d'un tablier de pont sont cependant plus complexes à réaliser. Plusieurs facteurs, dont la condition actuelle du tablier, la durée de vie résiduelle de l'ouvrage, la durée de vie visée pour la réparation, les coûts engendrés par la réparation et l'impact sur les utilisateurs de l'ouvrage, influencent à la fois le type d'intervention et la méthode de réparation employée. L'intervention peut être radicale avec le remplacement du tablier, limitée avec une réparation ou un renforcement local, voire nulle avec aucune intervention (ou une intervention reportée dans le temps). Pour les problèmes de fissuration excessive du béton, les méthodes de réparations préconisées par les ingénieurs affectés à la maintenance des ponts sont l'utilisation de scellant et la mise en place d'une surcouche de béton, alors que pour les problématiques de délamination de béton et de corrosion des armatures, ce sont des réparations superficielles locales ou généralisées et la mise en place d'une surcouche de béton avec le remplacement des armatures qui sont préconisées (Yehia et al., 2008).

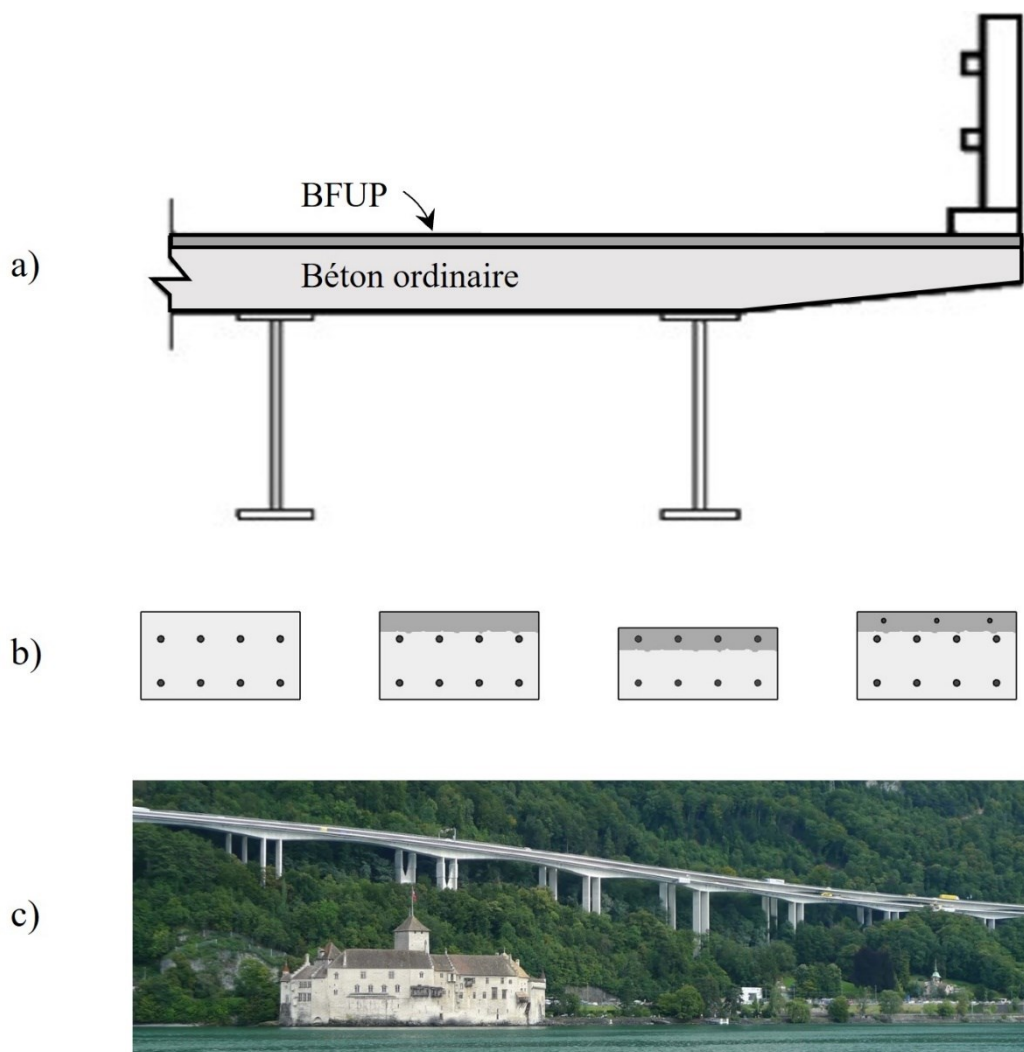
Lorsque le renforcement des éléments structuraux horizontaux (poutres et dalle) d'un tablier de pont est requis, il peut être effectué par l'ajout de plaque d'acier, l'ajout de câbles de précontrainte, l'application de couches laminées de matériaux composites ou par l'application d'un chemisage en béton armé. Pour des applications de renforcement en flexion, ces techniques sont appliquées sur les faces inférieures ou supérieures des poutres et de la dalle, alors qu'elles sont généralement appliquées sur les faces latérales des poutres pour des renforcements à l'effort tranchant. Pour toutes ces techniques, l'adhérence du renforcement (plaques d'acier, couches laminées, ancrage des câbles, chemisage en béton armé) au substrat en béton endommagé constitue un enjeu majeur

qui peut mener à une rupture fragile prématurée de l'élément structural renforcé (Ganesh & Murthy, 2019). De plus, l'ajout de plaque d'acier, l'ajout de câbles de précontrainte et l'application de couches laminées visent uniquement à renforcer, sans corriger les problématiques de détérioration sous-jacentes qui se poursuivent avec l'apport en eau et en chlorures dans le béton.

Dans le cas particulier des renforcements par chemisage, le nouveau béton sain appliqué procure une barrière temporaire contre les chlorures et le dioxyde de carbone, lorsque celui-ci est exempt de fissure. Or, les réparations superficielles de dalles de ponts à l'aide d'un béton ordinaire possèdent une durabilité très limitée. En effet, l'enquête menée par Tilly et Jacobs (2007) sur la performance des réparations de structures en béton démontre que 20% et 55% des réparations sont respectivement déficientes après seulement 5 ans et 10 ans. La faible durée de vie de ces réparations est principalement attribuée à une conception inadéquate de la réparation, une mise en place inadéquate, un diagnostic erroné de la problématique de détérioration ou à l'utilisation d'un matériau de réparation inadéquat. Ainsi, plusieurs cycles de réparation sont parfois requis pour atteindre la fin de vie utile de l'ouvrage.

Depuis une vingtaine d'années, une nouvelle gamme de béton a été développée et fait son apparition sur le marché, il s'agit des bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP). Les BFUP se distinguent des bétons ordinaires (BO) à différents niveaux. Les BFUP ont un rapport eau/ciment inférieur 0.25, intègrent plus de 2% en volume de fibres métalliques et ne comportent que du sable fin, ce qui leur confère une matrice cimentaire très dense et compacte avec une faible perméabilité (Eide & Hisdal, 2012). En termes de propriétés mécaniques, les BFUP ont une résistance de plus de 120-150 MPa en compression et supérieure à 5.5-7.0 MPa en traction (AFGC, 2013; CSA, 2018a; Haber, Zachary B. et al., 2018). La teneur élevée en fibres confère un comportement d'écrouissage en traction avec des microfissures multiples qui permettent aux BFUP de supporter une déformation importante avant la localisation d'une macrofissure (Eide & Hisdal, 2012; Naaman, 2008). Ces caractéristiques fournissent une excellente protection contre la corrosion en limitant significativement la pénétration des agents agressifs et procurent une résistance exceptionnelle aux cycles de gel-dégel (Haber, Zachary B. et al., 2018). Les indicateurs de durabilité (perméabilité, diffusion et absorption) mesurés pour les BFUP à l'état non fissuré sont 100 fois plus petits que ceux mesurés BO non fissuré et deviennent 1 000 fois plus petits lorsque les bétons sont comparés à l'état fissuré (Charron & Desmettre, 2013).

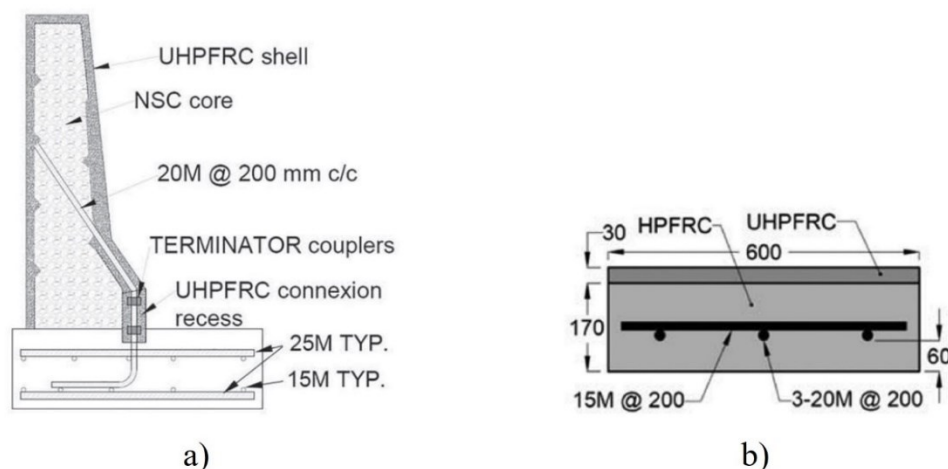
Avec de telles caractéristiques, le BFUP représente une option très attrayante pour des réparations ou des renforcements. Depuis 2003, un nouveau concept pour les réparations et les renforcements de dalles de pont consiste à intégrer les BFUP comme matériau de réparation (Denarié et al., 2003) (**Figure 1-3a** et **Figure 1-3b**). Ce concept, procure une étanchéité au tablier en empêchant l'eau et les sels de déglacage de pénétrer dans la dalle et dans les poutres qui la supportent et fournit d'importants gains de capacité en flexion et à l'effort tranchant. En 2020, plus de 150 ponts avaient mondialement été réparés de cette façon (Haber, Zachary B et al., 2022), dont l'emblématique Viaduc de Chillon, en Suisse (**Figure 1-3c**).



**Figure 1-3 Réparation en BFUP d'une dalle de pont, a) section du tablier, b) section de la dalle, c) exemple du Viaduc de Chillon (Brühwiler & Bastien Masse, 2015)**

Les études expérimentales réalisées démontrent que les BFUP possèdent une excellente capacité d'adhérence sur le béton existant et que leur utilisation permet la réalisation de réparations exemptes de fissure localisée en conditions de services (Lachance et al., 2016; Safdar et al., 2016). La réparation de dalles avec des BFUP permet donc d'envisager une perspective de durabilité significativement supérieure, soit d'atteindre la fin de vie utile de la dalle sans autre intervention. De plus, les renforcements structuraux peuvent être effectués avec des épaisseurs plus minces, voire sans imposer de surépaisseur de béton (**Figure 1-3b**) (Denarié et al., 2003; Habel et al., 2006), ce qui limite considérablement la surcharge engendrée par la réparation. Ce nouveau concept, d'utiliser les BFUP comme matériau de réparation à des fins de protection, réhabilitation et de renforcement, a inspiré de nombreux chercheurs internationaux à étudier l'apport structural en flexion (Al-Osta et al., 2017; Denarié et al., 2003; Habel, 2004; Lachance et al., 2016; Makita, 2014; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Oesterlee, 2010; Paschalis, Spyridon A. et al., 2018; Prem & Murthy, 2016; Safdar et al., 2016; Wuest, 2007; Yin et al., 2017; Zingaila et al., 2017) et à l'effort tranchant (Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017) que peuvent procurer les réparations en BFUP. Le constat est clair. En plus des aspects de durabilité offerts par le matériau, les réparations en BFUP améliorent grandement le comportement en service de l'élément initial et bonifient du simple au double les capacités ultimes en flexion et à l'effort tranchant.

Parallèlement à cette approche de réparation et de renforcement en BFUP, les BFUP peuvent également être utilisés pour la construction d'éléments hybrides neufs (**Figure 1-4**). De tels éléments, combinant un cœur en BO et une enveloppe en BFUP, bénéficient à la fois des gains de durabilité et structuraux offerts par le BFUP et à la fois de coûts de construction réduits par un allègement de la quantité d'armatures et par l'utilisation du BFUP uniquement endroits qui exploitent pleinement ses propriétés.



**Figure 1-4 Éléments hybrides préfabriqués, a) parapet (Gendron et al., 2022), b) dalle de pont (Lachance et al., 2016)**

## 1.2 Problématique

L'engouement derrière l'utilisation structurale des BFUP a amené plusieurs pays, dont la France, le Canada, le Japon et la Suisse (AFGC, 2013; CSA, 2019; JSCE, 2008; SIA, 2016), à encadrer leur utilisation par la formulation de normes. Ces normes, formulées particulièrement pour intégrer l'apport significatif en traction que procurent les BFUP, guident le dimensionnement d'éléments en BFUP par la suggestion de coefficients de tenue adaptés, de lois comportementales et de modèles de calcul.

Au Canada, l'utilisation structurale du BFUP est règlementée par l'Annexe 8 du Code des ponts (CSA, 2019). Comme la plupart des normes internationales, le Code des ponts intègre des modèles de calculs uniquement pour le dimensionnement d'éléments entièrement en BFUP. Ainsi, aucune recommandation de calculs n'est formulée ni pour des applications de réparation en BFUP (**Figure 1-3**), où un élément hybride partiellement en BO et en BFUP est généré, ni pour des éléments hybrides préfabriqués (**Figure 1-4**). De plus, il possède la particularité d'exiger des critères de ductilité pour la détermination de la résistance en flexion d'un élément intégrant des BFUP.

Dans le contexte actuel, les ingénieurs-concepteurs désirant renforcer des structures avec le BFUP doivent alors se tourner vers des solutions alternatives comme l'utilisation de la norme suisse ou la modélisation par éléments finis. Bien que la norme suisse (SIA, 2016) soit la seule norme à adresser spécifiquement le dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP, elle présente certains

inconvenients. Celle-ci possède notamment une validation expérimentale encore limitée en cisaillement. De plus, le calcul de la résistance en cisaillement est fondé sur la théorie de fissuration critique en cisaillement, alors que la philosophie canadienne de conception est plutôt fondée sur la théorie du champ de compression modifiée. La modélisation par éléments finis, quant à elle, est une technique de modélisation complexe. L'obtention d'une solution juste et précise requiert un utilisateur averti et des temps de préparation et de calcul élevés. Elle est ainsi moins adaptée au contexte de travail industriel.

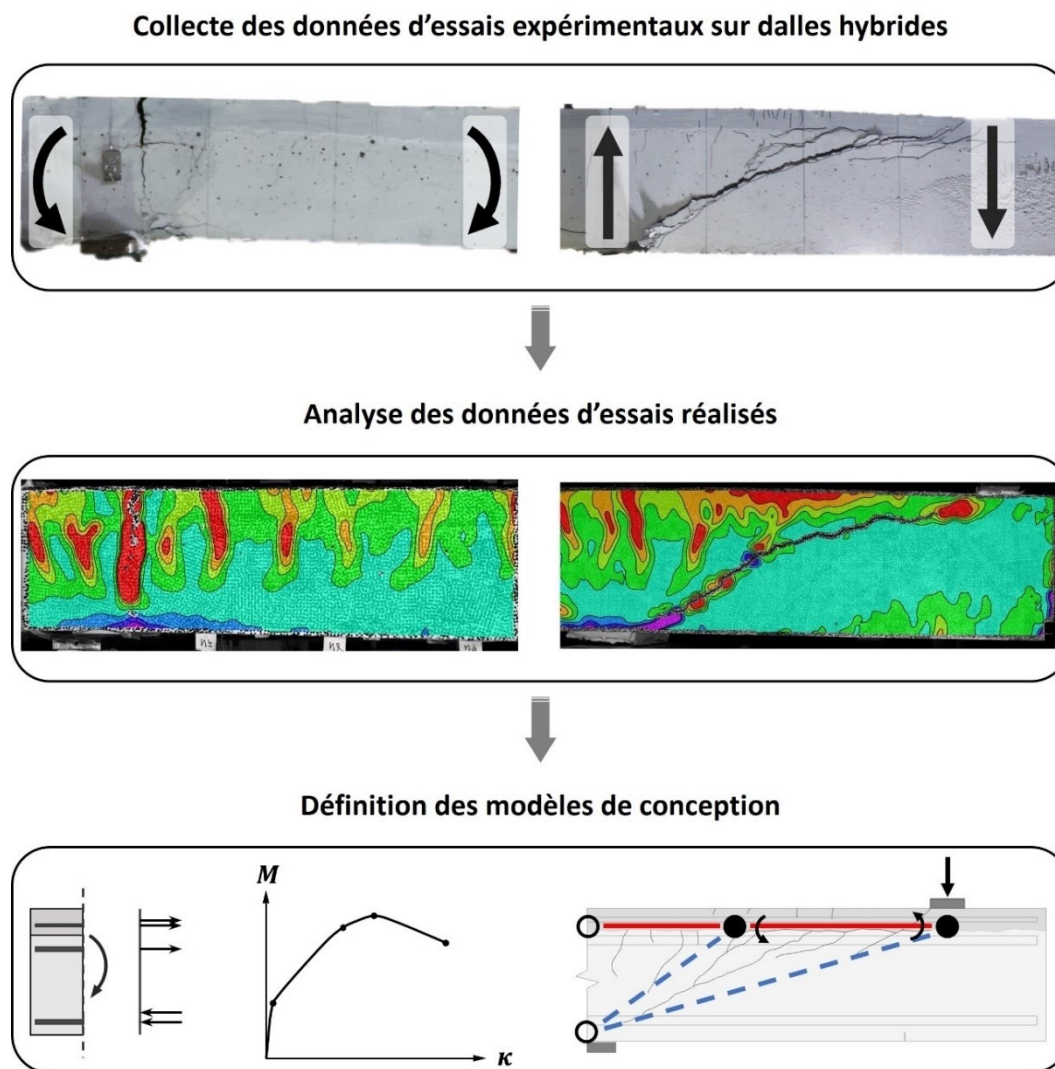
### 1.3 Objectifs

Devant l'absence de recommandation dans le Code des ponts quant au dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP, l'objectif général du projet de doctorat est de formuler des modèles de calcul analytiques simplifiés permettant la prédiction de leurs capacités maximales en flexion et à l'effort tranchant. Dans cette optique, les objectifs spécifiques sont :

1. **Quantifier** expérimentalement l'apport structural en flexion et à l'effort tranchant des réparations en BFUP à partir de matériaux de spécificité canadienne.
2. **Caractériser** de manière détaillée le comportement mécanique et les mécanismes de résistance en flexion et à l'effort tranchant des éléments hybrides en BO-BFUP.
3. **Proposer** des outils simplifiés d'aide à la conception pour évaluer les résistances en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides selon la philosophie canadienne du Code des ponts.

### 1.4 Méthodologie générale

L'atteinte des objectifs est effectuée selon trois grandes étapes successives, soit la collecte des données d'essais expérimentaux sur dalles hybrides, l'analyse des données d'essais réalisés et la définition des modèles de conception. Ces étapes sont illustrées à la **Figure 1-5**.



**Figure 1-5 Méthodologie générale du projet de doctorat**

D'abord, deux campagnes expérimentales sont réalisées afin d'établir une importante base de données canadienne sur le comportement structural des éléments hybrides en BO-BFUP (12 dalles hybrides). La campagne 1 vise l'obtention de rupture en flexion et à l'effort tranchant pour différentes configurations de réparation, alors que la campagne 2 vise spécifiquement l'obtention de rupture à l'effort tranchant pour des dalles hybrides et pour des dalles en BO endommagées, puis réparées en BFUP. La prédiction du mode de rupture des dalles hybrides est effectuée en s'appuyant sur la résistance en flexion théorique calculée avec le logiciel d'analyse inélastique des sections (AIS) (Massicotte et al., 2014) et sur la résistance à l'effort tranchant théorique calculée selon la norme suisse (SIA, 2016). Pour la résistance en flexion, le logiciel AIS procède à une

analyse sectionnelle où l'équilibre des forces est obtenue par calculs itératifs. Dans le cas de la résistance à l'effort tranchant, la norme suisse propose un modèle analytique de calcul direct.

Ensuite, les données recueillies lors des campagnes sont traitées, analysées et interprétées. Le principal outil d'analyse utilisé pour cette étape est la corrélation d'images numériques à partir du logiciel Vic-3D (Correlated Solutions Inc, 2020). Cet outil permet entre autres d'obtenir les champs de déformations sur la surface instrumentée des dalles testées. Pour les dalles hybrides qui présentent une rupture en flexion, l'étude de l'état des déformations est utilisée pour valider et ajuster les hypothèses de calcul employées lors d'une analyse sectionnelle. Dans le cas des dalles hybrides qui présentent une rupture à l'effort tranchant, l'étude de l'état des déformations est utilisée dans un premier temps pour définir en détail le mécanisme de résistance, puis pour établir les hypothèses de calcul à employer.

Enfin, des modèles de calcul analytiques, simplifiés et non itératifs de prédictions des résistances sont définis à partir des constats tirés de l'analyse des déformations observées sur les dalles testées. Les prédictions des modèles simplifiés proposés pour la détermination de la résistance en flexion d'éléments hybrides sont validées sur celles prédites par un modèle détaillé qui procède à une analyse sectionnelle où l'équilibre des forces est obtenu par calculs itératifs à partir de données expérimentales relevées dans la littérature. Les prédictions des modèles proposés pour la détermination de la résistance à l'effort tranchant d'éléments hybrides sont quant à elles directement validées sur les résultats expérimentaux de poutres et dalles relevées dans la littérature.

## **1.5 Originalité et contributions**

Le présent projet de doctorat propose des essais qui caractérisent le comportement mécanique de dalles hybrides de pont en BO-BFUP pour des applications de réparation visant le renforcement en flexion et à l'effort tranchant de dalles endommagées et pour des applications de préfabrication. Les nombreuses dalles qui y sont testées par deux campagnes expérimentales permettent de créer une importante base de données canadienne sur le comportement spécifique des éléments hybrides qui est enrichie de résultats inédits issus d'une analyse par corrélations d'images numériques. Grâce à ce projet, une description détaillée des mécanismes de résistance observés est accomplie et plusieurs nouveaux outils analytiques simplifiés de conception sont développés.

Les travaux réalisés se distinguent des études publiées dans la littérature par les éléments suivants:



- Construction des spécimens expérimentaux à partir de matériaux commercialement offerts au Canada et avec des spécificités canadiennes (armatures, BO, BFUP);
- Construction des spécimens expérimentaux à partir de techniques issues de la préfabrication et de réparations *in situ*;
- Essais sur des spécimens hybrides dont le substrat en BO est représentatif d'une section de dalles de ponts (position des armatures, épaisseur de l'enrobage, béton de faible résistance);
- Essais sur des spécimens hybrides dont la réparation en BFUP est appliquée sur un substrat en BO qui possède un historique de chargement (endommagement préalable);
- Obtention de ruptures à l'effort tranchant pour des configurations de réparations (types R et RS) non documentées;
- Définition approfondie des mécanismes de rupture en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides à l'aide d'analyses par corrélation d'images;
- Proposition d'outils de conception analytiques à calcul direct (non itératif) permettant le dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP en flexion et à l'effort tranchant selon la philosophie de la norme canadienne.

Dans le cadre de ces travaux, trois articles scientifiques ont été produits et soumis auprès de revues scientifiques pour publication. Les contributions originales issues de chaque article sont énumérées ci-après.

### **Article 1**

- **Titre:** Experimental investigation of the shear resistance mechanism on hybrid NSC-UHPC pre-damaged and undamaged unidirectional bridge slabs
- **Revue scientifique:** Journal of Structural Engineering
- **Contributions originales :**
  - Étude de l'influence de l'historique de chargement et du procédé de fabrication sur la résistance à l'effort tranchant de dalles hybrides;
  - Obtention de ruptures à l'effort tranchant sur des dalles hybrides de configuration de type R et RS;

- Bipartition du comportement des dalles hybrides à l'effort tranchant : action monolithique menant à la rupture en cisaillement et action mécanique composite menant à la rupture en écrouissage structural;
- Définition détaillée du système de résistance à l'effort tranchant de l'action mécanique composite.

## Article 2

- **Titre:** Prediction of moment-curvature response and maximum bending resistance for hybrid NSC-UHPC elements
- **Revue scientifique:** Journal of Structural Engineering
- **Contributions originales:**
  - Développement d'un bloc de contraintes moyen pour le béton du substrat d'un élément hybride se trouvant à un état déformation en compression inférieur à celui de l'état ultime;
  - Élaboration d'une méthode d'analyse sectionnelle à calcul direct pour une section hybride en BO-BFUP;
  - Définition d'un modèle moment-courbure simplifié permettant la détermination du comportement moment-courbure complet pour une section hybride en BO-BFUP avec seulement cinq points de calcul;
  - Définition d'une équation empirique simplifiée permettant l'estimation du moment résistant maximal pour une section hybride en BO-BFUP.

## Article 3

- **Titre:** Shear resistance and structural hardening resistance models for hybrid NSC-UHPC elements
- **Revue scientifique:** Advances in Structural Engineering
- **Contributions originales:**

- Proposition d'un modèle analytique à calcul direct, qui intègre la contribution du BFUP à la méthode générale de la norme canadienne, pour évaluer la résistance en cisaillement d'un élément hybride en BO-BFUP;
- Modélisation par un système de bielles et tirants avec rotules plastiques de l'action mécanique composite d'un élément hybride en BO-BFUP;
- Proposition d'un modèle analytique à calcul direct, basé sur la résistance à la compression d'une bielle, pour évaluer la résistance à l'écroutissement structural de l'action mécanique composite d'une section hybride en BO-BFUP lorsque celle-ci est contrôlée par la rupture en compression du substrat en BO;
- Considération de l'effet des efforts concomitants ( $M$ ,  $V$ ,  $N$ ) et de l'effet d'échelle sur la réduction de la résistance à l'écroutissement structural de l'action mécanique.

## 1.6 Structure du document de thèse

Le document de thèse est divisé en neuf chapitres (**Figure 1-6**). D'abord, le projet de recherche doctoral mené est présenté au **Chapitre 1**. Une revue des travaux antérieurs qui ont guidé l'élaboration du projet se retrouve au **Chapitre 2**. Les caractéristiques générales des programmes expérimentaux réalisés sont présentées au **Chapitre 3**. Le **Chapitre 4** et le **Chapitre 5** détaillent respectivement les campagnes expérimentales 1 et 2. Ils répondent aux objectifs de recherche 1 et 2, qui sont de quantifier l'apport des réparations en BFUP et de caractériser les mécanismes de rupture. Le **Chapitre 6** présente les outils de conception analytiques développés pour le dimensionnement en flexion d'éléments hybrides, alors que le **Chapitre 7** ceux développés pour le dimensionnement à l'effort tranchant. Ces deux chapitres répondent ainsi au troisième objectif de recherche, qui est de proposer des outils d'aide à la conception. Les chapitres 5, 6 et 7 correspondent respectivement aux articles 1, 2 et 3 présentés à la **Section 1.5**. Ils sont donc directement insérés dans le document de thèse, tel que soumis auprès des revues. Par la suite, une discussion générale sur les travaux effectués est présentée au **Chapitre 8**. Enfin, les conclusions et recommandations du projet de doctorat sont formulées au **Chapitre 9**.

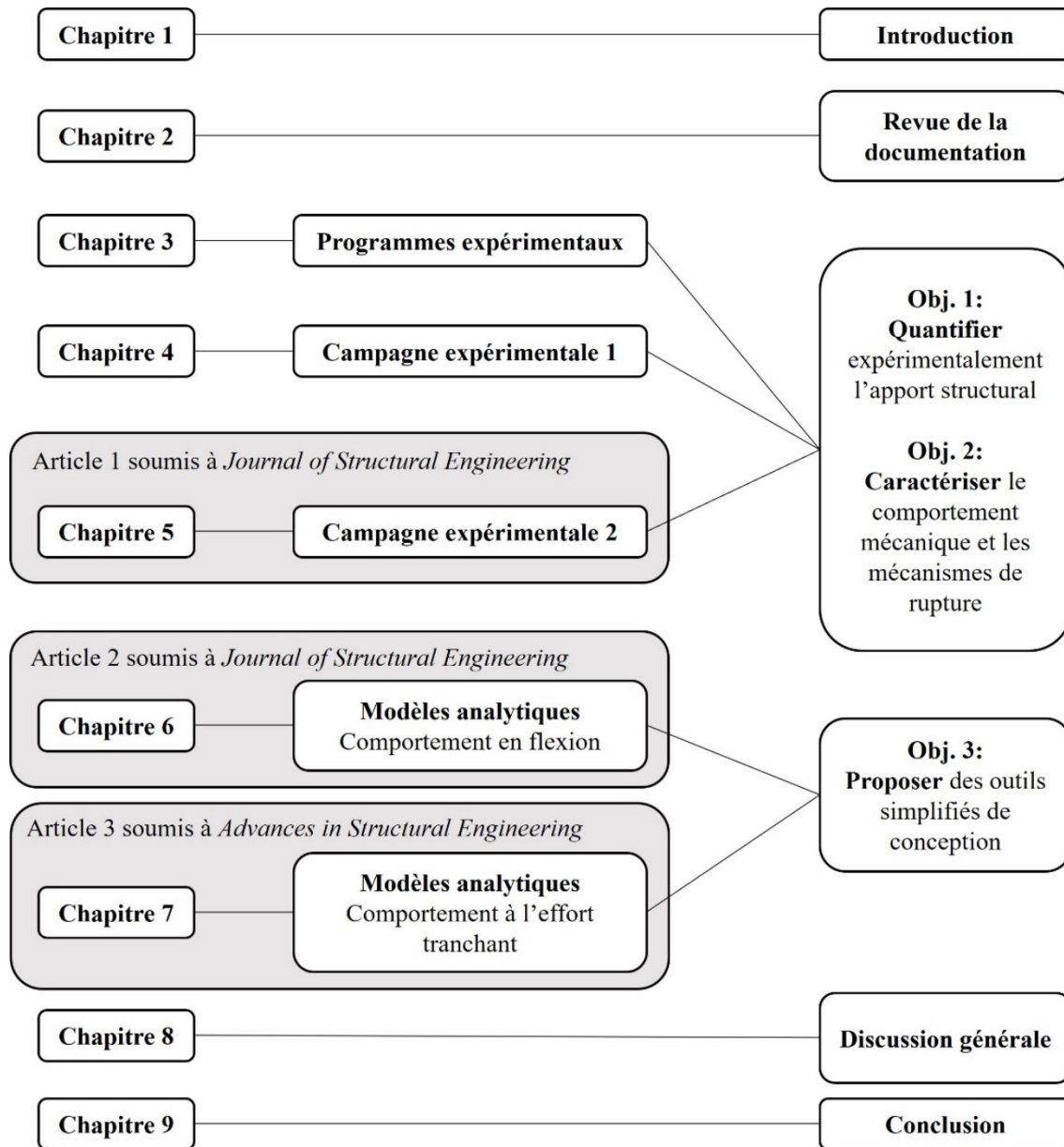


Figure 1-6 Structure du document de thèse

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION

### 2.1 Introduction

Les sollicitations induites aux éléments structuraux en béton armé sont nombreuses et peuvent être regroupées selon trois catégories, soit intrinsèques, mécaniques et environnementales (Charron & Desmettre, 2013). La réaction exothermique à bilan volumétrique négatif de l'hydratation du ciment ainsi que le déplacement des molécules d'eau dans la microstructure et dans les pores du béton engendrent des déformations qui lui sont intrinsèques (retraits endogène et de séchage, fluage et échauffement). Les charges de conception (ex. permanentes, vives, vents, séismes) correspondent aux sollicitations mécaniques. Les sollicitations environnementales peuvent quant à elles être directes (déformations dues aux variations de température et d'humidité) ou indirectes en raison de la présence d'agents agressifs (ex. chlorures, sulfates, dioxyde de carbone, alcalis).

L'ensemble de ces sollicitations provoque différents processus de dégradation du béton armé comme la fissuration, l'écaillage, l'éclatement, la délamination, l'expansion, la corrosion des armatures et l'altération des propriétés mécaniques. Pour les tabliers de ponts, les problématiques les plus fréquemment observées sont la fissuration, la délamination et la corrosion (Ryall & Ryall, 2001). En fonction de leur sévérité, ces mécanismes de dégradation peuvent compromettre l'intégrité structurale d'un ouvrage et une intervention est nécessaire, qu'elle soit préventive ou corrective.

L'utilisation des BFUP permet d'améliorer l'efficacité des réparations relativement à l'utilisation de BO, tout en offrant d'importants gains au comportement mécanique (résistance, rigidité, etc.) et à la durabilité des structures (ouverture de fissure, durée de vie, etc.), lorsque les réparations sont conçues en conséquence. La revue de la documentation présente d'abord les caractéristiques des BFUP. Puis, l'utilisation du BFUP comme matériau de réparation pour effectuer des renforcements structuraux est abordée. Enfin, les outils de conception normés pour effectuer le dimensionnement de telles réparations sont présentés et étudiés.

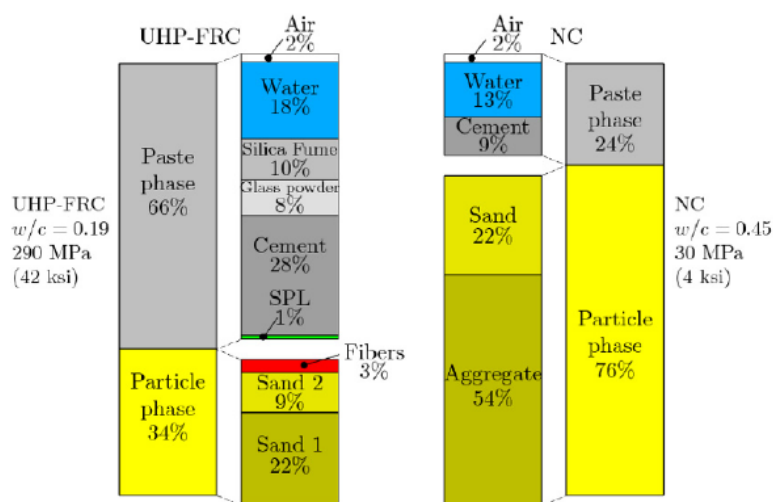
### 2.2 Caractéristiques des BFUP

Aucune définition universelle n'est encore adoptée pour les BFUP. Ceux-ci possèdent généralement un rapport eau/ciment très faible (inférieur à 0.25), une distribution granulaire très

fine (diamètre moyen inférieur à 1 mm) qui incorpore un fort dosage en ajouts minéraux et un pourcentage élevé de fibres. Leur composition est optimisée pour obtenir une matrice cimentaire très dense. Les BFUP ont alors une résistance à la compression très élevée (supérieure à 120 MPa), une résistance à la traction remarquable (supérieure à 5.5 MPa) ainsi qu'une perméabilité extrêmement faible qui limite la pénétration des liquides et des agents agressifs (AFGC, 2013; Charron & Desmettre, 2013; CSA, 2018a; Graybeal, B., 2011; Haber, Zachary B. et al., 2018).

### 2.2.1 Composition

Les BFUP sont composés de ciment, d'ajouts minéraux, d'eau, de divers adjuvants, de sable fin et de fibres. Les principales distinctions entre le BFUP et le BO sont la quantité de pâte, l'absence d'agrégat et la présence de fibres (**Figure 2-1**).



**Figure 2-1 Exemple de proportion des mélanges pour un BFUP et un BO, (Eide & Hisdal, 2012)**

La quantité de ciment dans le BFUP varie entre 600 et 1000 kg/m<sup>3</sup>, ce qui représente plus du double de la quantité présente dans le BO. Le ciment possède généralement une faible teneur en alcalis et une faible teneur en aluminates (C<sub>3</sub>A) afin de réduire les besoins en eau pour l'hydratation, la formation d'ettringite secondaire et la chaleur d'hydratation (Eide & Hisdal, 2012; Habel, 2004). Étant donnée la faible quantité d'eau, une bonne proportion des grains de ciment demeurent anhydres et agissent à titre de granulats fins en plus de permettre l'autocicatrisation advenant l'apparition d'une fissuration (Charron & Desmettre, 2013).

Les ajouts minéraux sont utilisés en remplacement de 20% à 50% de la quantité de ciment. Les principaux ajouts utilisés et permis aux Québec sont la fumée de silice, la cendre volante, le laitier et le filler calcaire (CSA, 2018b). Leurs principales fonctions sont d'augmenter la compacité de la matrice cimentaire en raison de leur petite taille, d'améliorer les propriétés rhéologiques de par leur forme sphérique en plus de former des silicates de calcium hydratés (CSH) par leur action pouzzolanique à partir de la portlandite (CH) produite par l'hydratation du ciment (Habel, 2004). Le filler calcaire ne produit cependant pas d'hydrates supplémentaires.

En remplacement des agrégats, le BFUP est constitué de 25% à 40% de sable fin possédant un diamètre moyen souvent inférieur à 1 mm. Une distribution optimisée de la taille des grains de sable en fonction des autres particules (ciment, ajouts minéraux) assure une forte compacité, une matrice dense et une faible perméabilité (Eide & Hisdal, 2012; Habel, 2004).

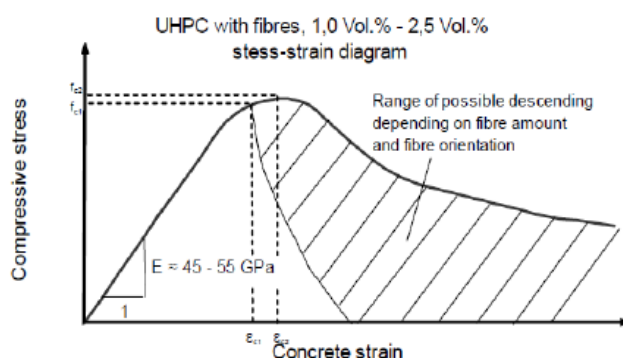
Les superplastifiants sont essentiels à la production d'un BFUP autoplaçant en raison du faible rapport eau/ciment (Eide & Hisdal, 2012). Les adjuvants réducteurs de retrait et accélérateurs de prise sont aussi utilisés respectivement pour réduire le retrait (endogène et de séchage) et pour accélérer le gain de résistance au jeune âge (Androuët & Charron, 2021).

Les fibres d'acier incorporées dans le mélange des BFUP sont de petite taille (diamètre de 0.1 à 0.3 mm, longueur de 5 à 20 mm (CSA, 2018a; Haber, Zachary B. et al., 2018; Yoo et al., 2016)) et possède un dosage volumique variant généralement entre 2% et 6% (Brühwiler & Denarie, 2013; Graybeal, B. A., 2006; Habel, 2004). Elles procurent au BFUP un comportement pré-pic écrouissant étendue ainsi qu'un comportement post-pic adoucissant prolongé. Le module d'élasticité et la limite élastique élevés des fibres, requis pour le comportement écrouissant, génèrent habituellement une rupture en traction par arrachement des fibres dans la pâte cimentaire (Eide & Hisdal, 2012). Lors de l'initiation de fissures, les fibres les pontent et permettent le transfert des efforts en plus de limiter leur ouverture (Charron & Desmettre, 2013).

### **2.2.2 Propriétés mécaniques**

Le BFUP est notamment caractérisé par une très haute résistance à la compression (supérieure à 120-150 MPa). Son comportement déformationnel, illustré à la Figure 2-2, se distingue de celui d'un BO de deux façons. D'abord, il possède un comportement linéaire élastique jusqu'à 80% de

sa résistance à la compression. Ensuite, la rupture en compression est graduelle en raison du pontage des fissures par la présence des fibres (Eide & Hisdal, 2012).



**Figure 2-2 Comportement contrainte-déformation typique d'un BFUP en compression, (Eide & Hisdal, 2012)**

Une seconde caractéristique majeure du BFUP est son comportement en traction qui se divise en trois phases : élastique, multifissuration et localisation de la fissuration (Haber, Zachary B. et al., 2018; Naaman, 2008). La **Figure 2-3** présente les résultats d'essai de traction direct, alors que la **Figure 2-4** présente le comportement idéalisé. Le BFUP se démarque tout particulièrement par sa phase de multifissuration qui est absente dans le béton renforcé de fibres conventionnel (BRF).

La première phase du comportement en traction correspond à la déformation linéaire élastique du BFUP et est maintenue jusqu'à l'atteinte de la contrainte de fissuration de la matrice (point A). La résistance de la matrice cimentaire est d'au moins 5 MPa.

La seconde phase de multifissuration ou d'écroutissement est caractérisée par l'apparition de multiples microfissures réparties uniformément. Durant cette phase, les fibres assurent le transfert des efforts à l'intérieur des microfissures et permettent au reste de la matrice de se déformer élastiquement. La déformation s'accroît ainsi tant au niveau des microfissures qu'au niveau de la matrice. Cette phase d'écroutissement qui implique une hausse de la résistance (se termine lorsqu'une macrofissure localisée se forme à l'emplacement de l'une des microfissures (point B). La phase de multifissuration dépend fortement de la quantité, de la dispersion et de l'orientation des fibres. Celle-ci atteint généralement une résistance minimale de 8 MPa ainsi que des déformations de l'ordre de 0.15 à 0.3% (**Figure 2-3**).

Enfin, la troisième phase est celle de l'adoucissement où les fibres sont arrachées de la matrice. Les déformations se localisent dans la macrofissure discrète. Le comportement contrainte-ouverture de fissure est dit adoucissant et dépend également de la quantité, de la dispersion et de



l'orientation des fibres. L'ouverture de fissure à l'atteinte d'une contrainte nulle (point C) correspond habituellement à la demi-longueur des fibres.

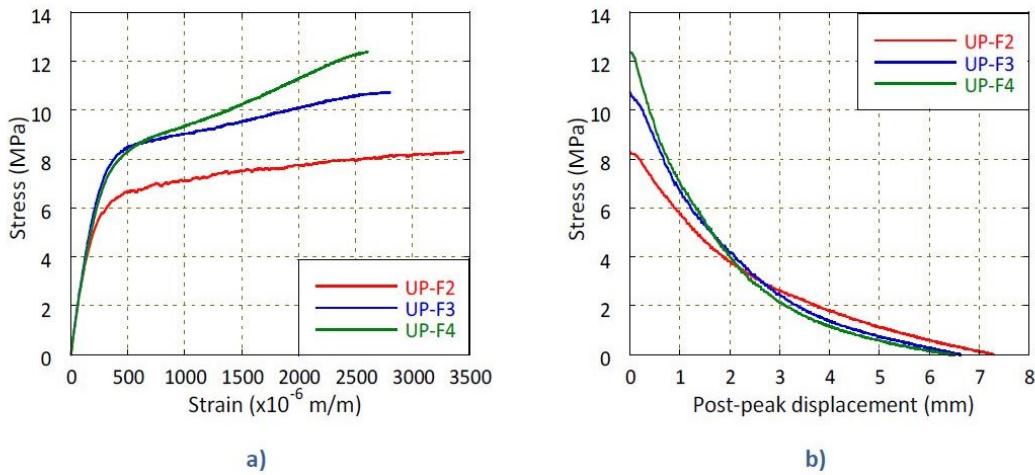


Figure 2-3 Résultats d'essais de traction directe de BFUP avec 2%, 3% et 4% de fibres, a) contrainte-déformation, b) contrainte-déplacement, (Androuët & Charron, 2016)

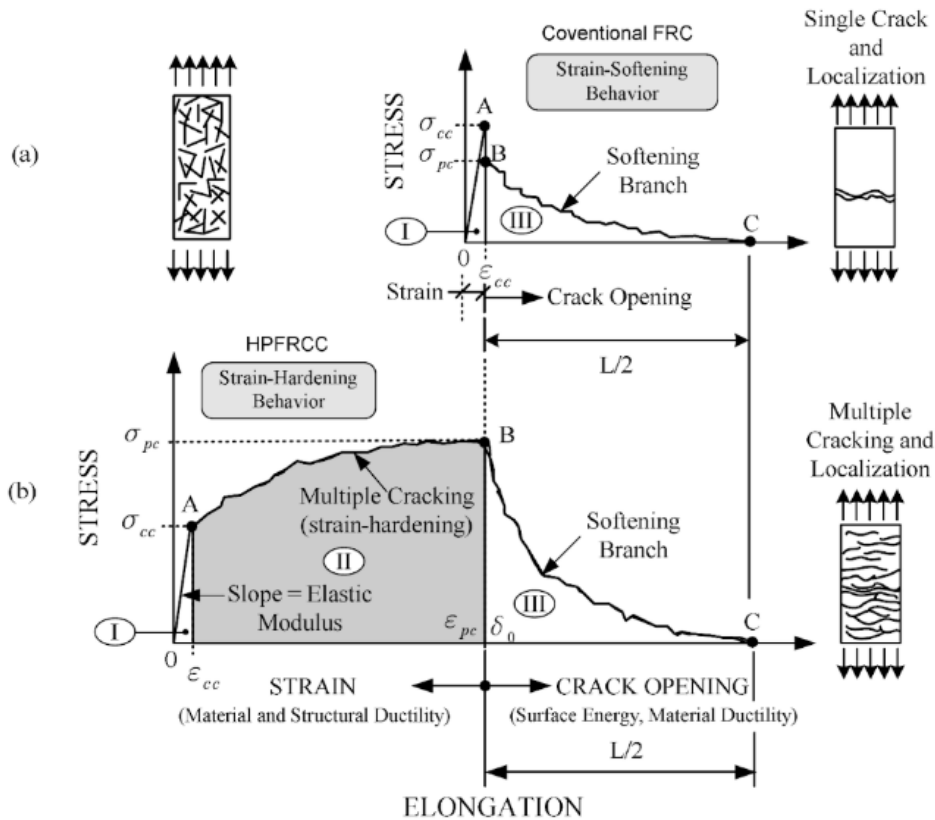


Figure 2-4 Comportement idéalisé contrainte-déformation et contrainte-ouverture de fissure, a) BRF, b) BFUP (Naaman, 2008)

### 2.2.3 Durabilité

La durabilité du béton est sa capacité de résister aux sollicitations intrinsèques, mécaniques et environnementales. Des propriétés mécaniques élevées, une porosité faible et une perméabilité faible sont des caractéristiques qui procurent une durabilité remarquable (Charron & Desmettre, 2013; Haber, Zachary B. et al., 2018). Par la nature de sa composition (faible rapport eau/ciment, ajouts minéraux avec action pouzzolanique, granulométrie optimisée pour une forte compacité, présence de fibres), le BFUP répond directement à ces critères déterminants.

Les travaux menés par Charron et Desmettre (2013) sur les indicateurs classiques de durabilité du béton non fissuré (perméabilité à l'air et à l'eau, coefficient de diffusion effectif et sorptivité) montrent que ceux du BFUP sont au moins 100 fois plus faibles que ceux du BO (**Tableau 2-1**). D'autre part, leurs essais sur tirants à des niveaux de contraintes dans les armatures variant entre 200 et 300 MPa, soit dans un état de chargement représentatif des conditions de services, montrent que le BFUP possède un coefficient de perméabilité à l'eau plus de 1 000 fois inférieure à celui du BO. De la sorte, la pénétration des agents agressifs est fortement réduite dans le BFUP en conditions fissurée et non fissurée, ce qui se traduit par une durabilité significativement supérieure.

**Tableau 2-1 Indicateurs de durabilité pour les bétons considérés à l'état non fissuré, (Charron & Desmettre, 2013)**

Indicateur de durabilité	BO	BHP et BFHP *	BFUP
Perméabilité à l'air, $K_{air}$ ( $m^2$ ) [20, 22, 40, 41]	$10^{-15} - 10^{-16}$	$10^{-17}$	$< 10^{-19}$
Perméabilité à l'eau, $K_{eau}$ (m/s) [15, 42-44]	$10^{-11} - 10^{-12}$	$10^{-13}$	$< 5 \times 10^{-14}$
Diffusion effective, $D_{eff}$ ( $m^2/s$ ) [22, 45, 46]	$2 \times 10^{-11} - 2 \times 10^{-12}$	$2 \times 10^{-12} - 2 \times 10^{-13}$	$2 \times 10^{-14}$
Sorptivité, $S$ ( $kg/m^2/s^{1/2}$ ) [15, 47-49]	0.01-0.03	0.003-0.01	0.0003
Vitesse de corrosion, $C$ ( $\mu m/an$ ) [45]	1.20	0.25	$< 0.01$
Porosité à l'eau, $\phi$ (%) [22, 42, 45, 48]	12 - 16	8 - 12	1 - 6
Indicateur de durabilité relatif	BO	BHP et BFHP *	BFUP
$K_{air}/K_{air BO}$	1	0.018	$< 0.0002$
$K_{eau}/K_{eau BO}$	1	0.018	$< 0.0091$
$D_{eff}/D_{eff BO}$	1	0.100	0.0018
$S/S_{BO}$	1	0.325	0.0150
$C/C_0$	1	0.208	$< 0.0083$
Indicateur de durabilité relatif critique	1	$\leq 0.325$	$\leq 0.015$

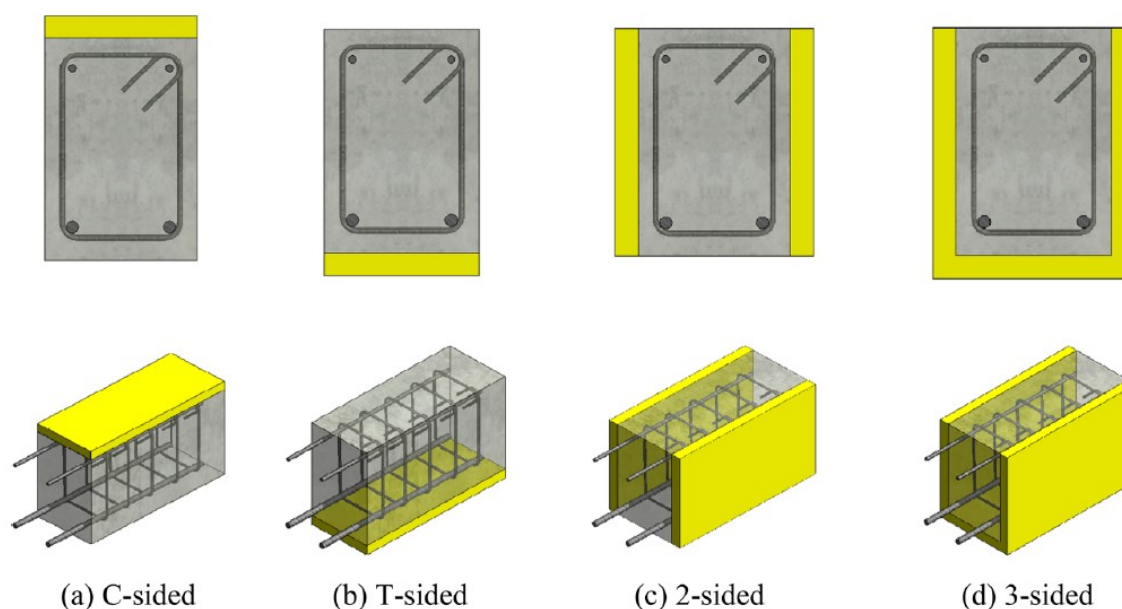
\* : En condition non fissuré le BFHP devrait avoir des indicateurs de durabilité similaires à ceux du BHP.

## 2.3 Renforcement structural en BFUP

Dans la littérature, plusieurs études portent sur le comportement structural des éléments hybrides en BO-BFUP dans une optique de renforcement. Les agencements et les configurations de ces renforcements sont d'abord présentés, puis les principaux constats sont relevés quant au comportement structural en flexion et à l'effort tranchant.

### 2.3.1 Agencements et configurations de réparations en BFUP

Les réparations structurales en BFUP peuvent être catégorisées selon les quatre agencements illustrés à la **Figure 2-5**.

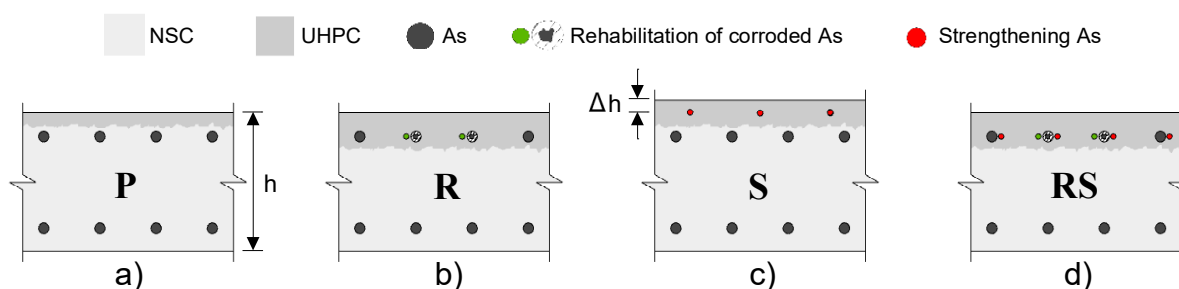


**Figure 2-5 Agencements des réparations structurales en BFUP, (Pan et al., 2022)**

Les agencements horizontaux face comprimée et face tendue (respectivement C-sided et T-sided à la **Figure 2-5**) sont globalement considérés comme des réparations pour les poutres et dalles procurant une amélioration du comportement en flexion. L'agencement latéral avec deux faces (2-sided à la **Figure 2-5**) est considéré comme une réparation procurant une amélioration du comportement à l'effort tranchant pour les poutres, alors que l'agencement trois faces (3-sided à la **Figure 2-5**) est considéré comme une réparation améliorant à la fois les comportements en flexion et à l'effort tranchant des poutres. Les agencements deux et trois faces ne s'appliquent qu'aux

poutres. Dans l'optique où le projet de recherche est orienté sur le renforcement des dalles, seuls les agencements face comprimée et face tendue sont étudiés dans le présent document.

Le concept de réparation de dalles de ponts avec BFUP provient de l'équipe de recherche du professeur Eugen Brühwiler de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) en Suisse et a été développé en 1999 (Brühwiler & Denarie, 2013). Pour des applications de réparations structurales selon l'agencement face tendue, trois configurations de base pour les dalles hybrides en BO-BFUP ont été initialement proposées par Habel (2004) et développées de façon continue par Brühwiler (2019) relativement à leur objectif: protéger, réhabiliter et renforcer. En combinant les objectifs de réhabilitation et de renforcement, une quatrième configuration sera utilisée ultérieurement dans le présent travail. Les quatre configurations, dont le nom provient de la première lettre de leur objectif en anglais (to Protect, to Rehabilitate and to Strengthen), sont représentées sur la **Figure 2-6**.



**Figure 2-6 Configurations de base de dalles hybrides en BO-BFUP relativement à leur objectif: a) protéger, b) réhabiliter, c) renforcer, d) réhabiliter et renforcer**

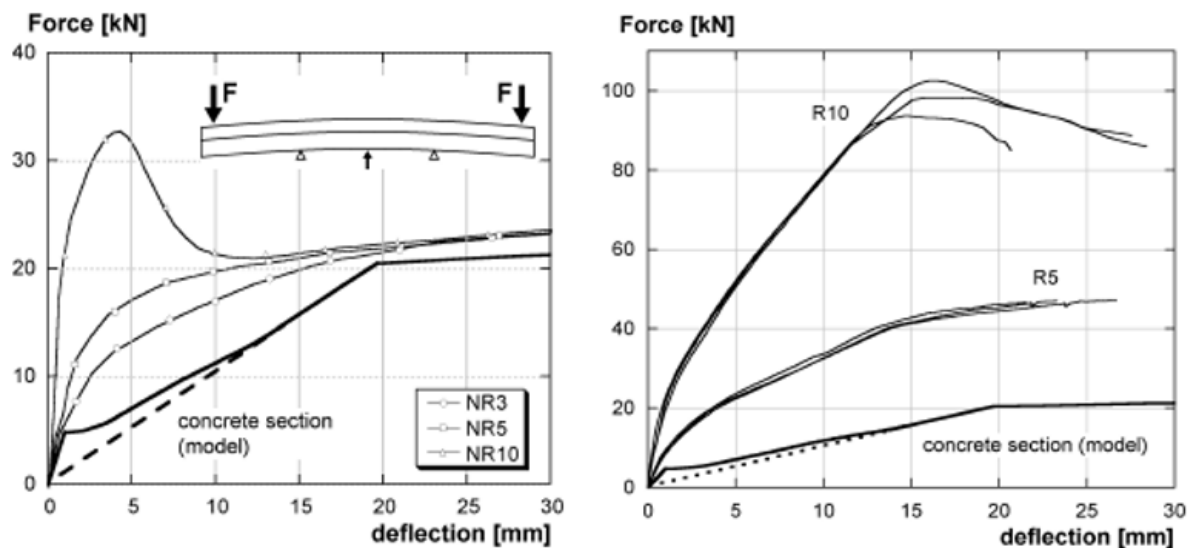
La configuration P (**Figure 2-6a**) vise à protéger le substrat contre les infiltrations d'eau et d'agents agressifs (chlorures, sulfates, etc.). Elle comprend une couche de BFUP d'une épaisseur comprise entre 25 mm et 40 mm et la couche est située au-dessus de la couche supérieure de l'armature de traction du substrat. La hauteur de la section transversale d'origine est généralement conservée. La configuration R (**Figure 2-6b**) est destinée aux cas où les armatures d'origine ont une section réduite par la corrosion et où la dalle doit être réhabilitée. Une couche de BFUP d'au moins 40 mm d'épaisseur est utilisée pour les enrober. La hauteur de la section transversale d'origine est généralement conservée, mais peut aussi être réduite. La couche de BFUP de la configuration de type R peut être renforcée avec de nouvelles armatures pour compenser la surface perdue par la corrosion sur les armatures originales. La configuration de type S (**Figure 2-6c**) qui vise

spécifiquement un renforcement est obtenue avec une couche de BFUP d'une épaisseur supérieure à 40 mm appliquée au-dessus du lit supérieur des armatures tendues du substrat en BO. La couche de BFUP est renforcée avec de nouvelles armatures et la hauteur de la section est plus grande que celle de la section d'origine ( $\Delta h$ ). Enfin, la configuration RS (**Figure 2-6d**) utilisée dans ce document est destinée à réhabiliter et renforcer la dalle. Elle comporte une couche de BFUP similaire à celle de la configuration R, qui permet de conserver ou de réduire la section transversale d'origine. Les barres d'armatures ajoutées servent non seulement à compenser la surface d'armatures perdue par la corrosion, mais aussi à augmenter la résistance globale.

### 2.3.2 Renforcement en flexion

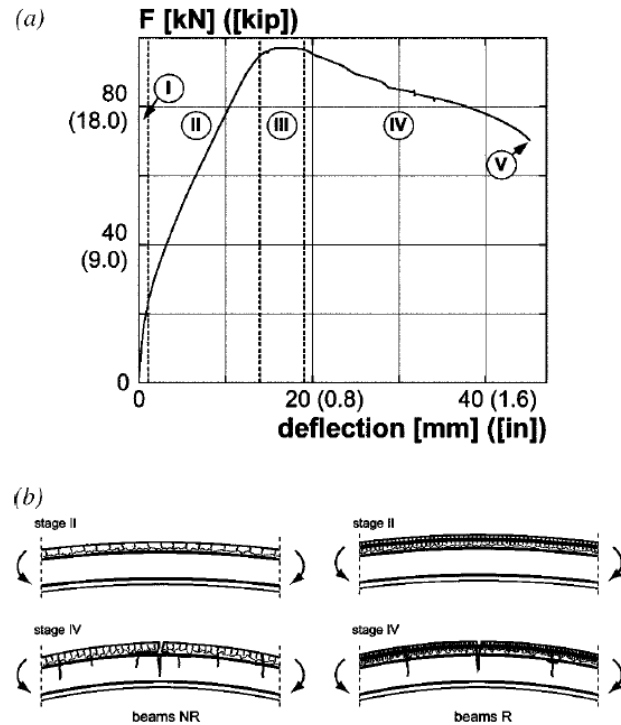
L'équipe de recherche du Laboratoire de l'EPFL a étudié de nombreux spécimens de dalles et poutres hybrides en flexion de configurations de types P et S. Les BFUP utilisés dans leurs travaux possèdent une résistance à la compression  $f'_c$  de 160 à 230 MPa, une résistance ultime à la traction  $f_{Uu}$  de 11 à 12.5 MPa obtenue avec un volume de fibres de 3 à 6%. Les épaisseurs de BFUP utilisées varient de 23 à 100 mm. L'armature dans le BO possède une contrainte de plastification  $f_y$  de 500 MPa, tandis que celle dans le BFUP est de 500 à 700 MPa.

La **Figure 2-7** illustre le comportement de poutres avec couches de BFUP non armée de 30, 50 et 100 mm d'épaisseur ainsi que celui de couches de BFUP armée de 50 et 100 mm d'épaisseur. Lorsqu'un élément hybride, dont la couche de BFUP est à la fibre tendue, est sollicité par des efforts de flexion, le BFUP agit comme un lit d'armatures en termes de résistance maximale (Denarié et al., 2003; Noshiravani, 2012). En phase pré-pic, les éléments hybrides possèdent une rigidité augmentée qui se traduit par une réduction de la flèche, et ce, que la couche de BFUP soit de 23 mm ou de 100 mm (Denarié et al., 2003; Habel, 2004; Wuest, 2007). L'apparition des fissures est retardée jusqu'à 70% du moment résistant (Oesterlee, 2010) et celles-ci sont plus fines et plus rapprochées (Habel et al., 2007). Une couche de BFUP non armé permet une augmentation de résistance pour des configurations de dalles, mais une épaisseur de 50 mm est requise pour des configurations de poutres (Habel et al., 2006; Wuest, 2007).



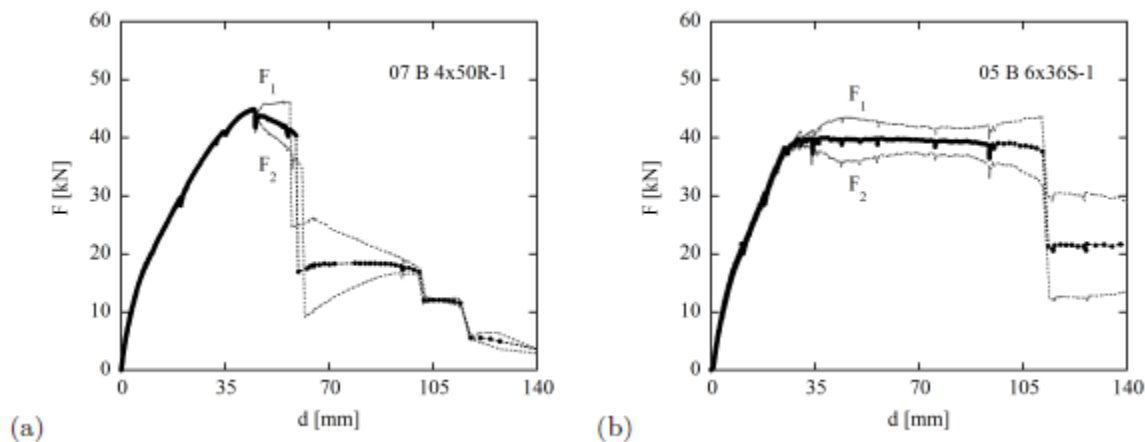
**Figure 2-7 Comportement force-flèche de poutre hybrides, a) BFUP non armé, b) BFUP armé, (Habel, 2004)**

L'élément hybride possède un comportement monolithique en conditions de service qui peut être schématisé selon la **Figure 2-8** (stages I et II). La fissuration d'interface BO-BFUP se développe seulement après qu'une fissure localisée dans le BFUP se soit propagée à travers la couche de BFUP, jusqu'à l'interface, ce qui survient généralement près de l'atteinte du moment résistant maximal (stage III) et qui place le BFUP en phase adoucissante (Habel et al., 2006; Oesterlee, 2010). Lorsque la couche de BFUP est armée, la fissuration d'interface ne conduit pas à la délamination de la couche de BFUP (**Figure 2-8b**). En comportement post-pic (stage IV), les efforts transitant par la fissure localisée dans la couche de BFUP diminuent en raison de son comportement adoucissant, ce qui engendre une diminution du moment résistant. Enfin, la rupture de l'élément hybride (stage V) survient par la cassure des armatures tendues, suivi de l'éclatement en compression du béton du substrat (Habel et al., 2007).



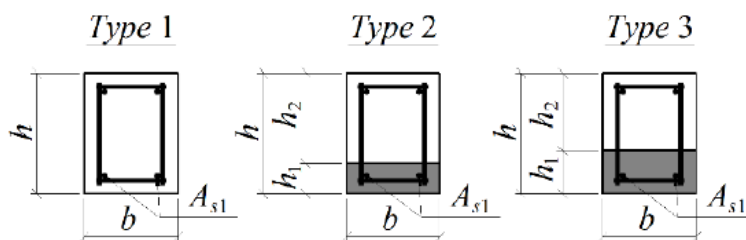
**Figure 2-8 Réponse structurale de poutres hybrides, a) comportement force-flèche et b) fissuration de poutres armées et non armées, (Habel et al., 2007)**

La présence d'armatures dans la couche de BFUP améliore la limite de déformation d'écroutissement du BFUP. La localisation d'une fissure survient aux alentours de la limite élastique des armatures utilisées (Habel, 2004; Oesterlee, 2010). De plus, le comportement post-pic est influencé par le type d'armatures utilisé dans la couche de BFUP (Oesterlee, 2010). Pour des armatures crénelées, l'excellente adhérence entre le BFUP et les armatures favorise la localisation des déformations plastiques des armatures au droit d'une localisation de fissure dans le BFUP, ce qui réduit la capacité rotationnelle de l'élément hybride (**Figure 2-9a**). Pour des armatures lisses, le glissement entre les armatures et le BFUP favorise le développement de plusieurs localisations de fissures, ce qui accroît la capacité rotationnelle de l'élément hybride (**Figure 2-9b**).



**Figure 2-9 Comportement d'un élément hybride, a) avec BFUP armé de barres crénelées et b) avec BFUP armé de barres lisses, (Oesterlee, 2010)**

D'autres équipes de recherche ont corroboré les résultats de l'EPFL quant au gain de rigidité en service, à l'augmentation du moment de flexion menant à l'apparition de fissures et au gain de résistance flexionnelle à partir de BFUP et d'armatures similaires (Lampropoulos et al., 2015; Paschalis, Spyridon A, 2017; Zingaila et al., 2017). Les travaux menés par Zingaila et al. (2017) se distinguent notamment par le fait qu'ils ont testé des configurations de type R d'agencement face tendue (**Figure 2-10**). Zingaila et al. (2017) ont observé que les fissures dans les poutres hybrides sont plus fines et plus rapprochées que celles dans la poutre en BO. Aucune délamination d'interface n'a été observée avec leur poutres de configuration de type R.

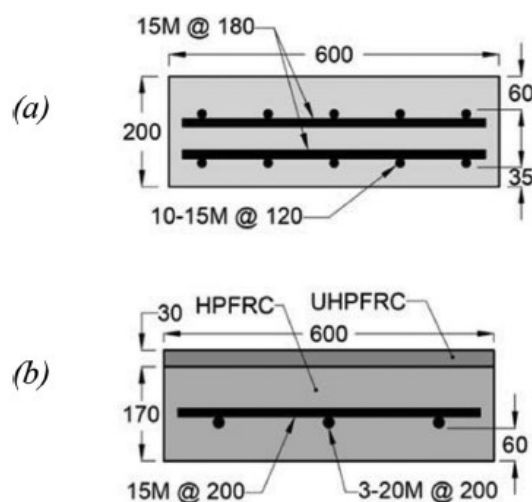


**Figure 2-10 Section transversale des poutres de configurations de type R, tirée de (Zingaila et al., 2017)**

En plus des études portant sur le renforcement en BFUP d'éléments de poutres et dalles en BO, Lachance et al. (2016) ont quant à eux étudié le comportement en service et à la fatigue d'une dalle hybride préfabriquée de configuration de type P. Dans cette étude, la dalle hybride est comparée à une dalle en béton haute performance (BHP) (**Figure 2-11**). La particularité de cette étude provient



du fait que le dimensionnement des dalles, en BHP et hybride, a été optimisé afin de répondre aux exigences du Code des ponts avant l'ajout des clauses relatives aux BFUP (CSA, 2014b). L'optimisation effectuée sur la dalle hybride a permis de réduire de 64% la quantité d'armatures et de 36% le poids propre relativement à la dalle de référence en BHP. En conditions de service, la dalle hybride est demeurée sans fissure, alors que la dalle de référence en BHP a présenté une ouverture de fissure de 0.26 mm. Les deux dalles possédaient, en conditions ultimes, un moment résistant comparable lorsque testées en moment négatif (fibre supérieure tendue à la **Figure 2-11**), soit 112 kNm pour la dalle en BHP et 96 kNm pour la dalle hybride.



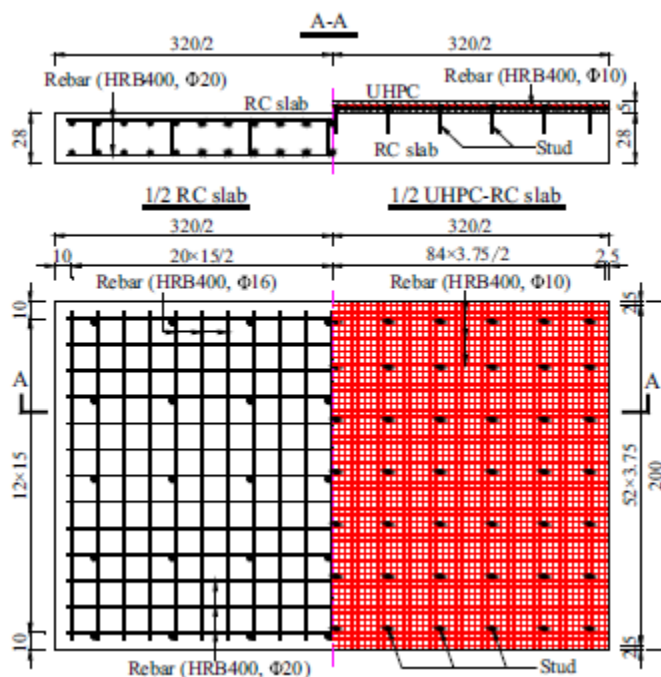
**Figure 2-11** Section transversale des dalles de ponts, a) dalle en BHP et b) dalle hybride préfabriquée, tirée de (Lachance et al., 2016)

Prem et Murthy (2016) ont étudié l'effet de l'endommagement sur le comportement de poutres hybrides de configuration de type P (protection). Les poutres ont subi un chargement correspondant à 90% de leur moment résistant avant de coller, à l'aide d'époxy, la couche de BFUP. L'interface a préalablement été nettoyée et quadrillée d'incisions de 2-3 mm à chaque 15 mm à partir d'une meuleuse. Les poutres possédaient 200 mm de BO et des armatures de limite élastique de 415 MPa à un taux de 0.6 à 1.3%. Les essais montrent qu'une épaisseur de 10 mm de BFUP en zone tendue est suffisante pour restaurer la rigidité initiale des poutres après l'endommagement initial. Des épaisseurs de 15 à 20 mm permettent quant à elles un gain de résistance flexionnelle qui dépend de la quantité d'armatures présente dans le BO. Une perte de ductilité est aussi observée pour de telles épaisseurs. Aucune délamination n'a été observée sur leurs spécimens (**Figure 2-12**).



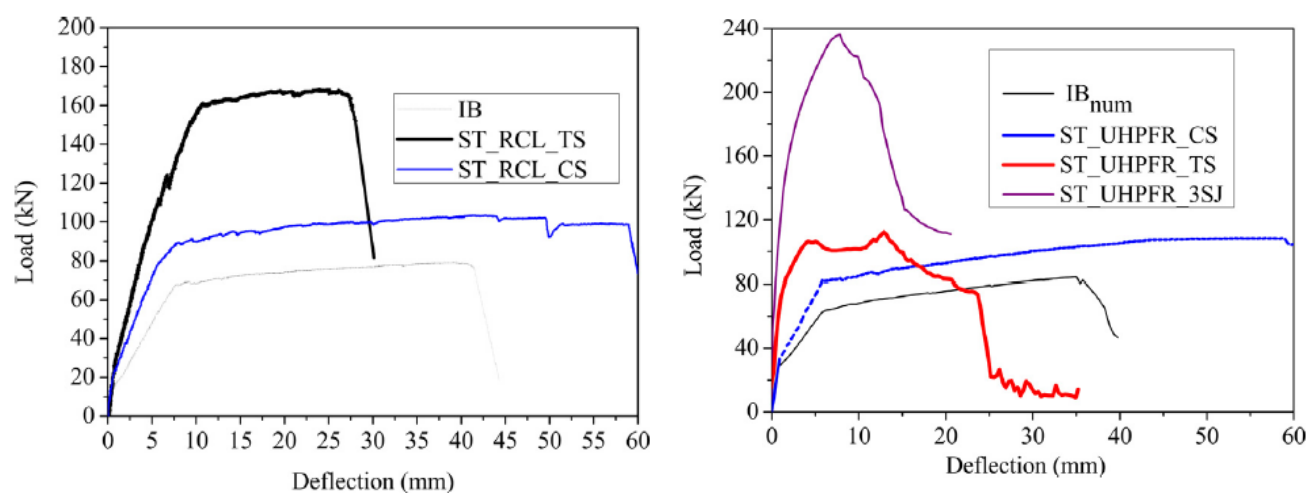
**Figure 2-12 Poutre A3, (Prem & Murthy, 2016)**

Zhang et al. (2019) ont quant à eux réparé des dalles de pont endommagées de 280 mm d'épaisseur avec des armatures de 400 MPa de limite élastique (**Figure 2-13**). Les configurations hybrides testées sont de type S (renforcement). Leurs essais indiquent que plus le degré d'endommagement préalable des dalles augmente (0.08 mm, 0.2 mm et 0.4 mm d'ouverture maximale de fissure avant la réparation), plus la rigidité de l'élément hybride diminue. D'autre part, un glissement à l'interface BO-BFUP se manifeste à partir de 80% du moment résistant des dalles réparées, et ce malgré une rugosité de surface de 1-4 mm en combinaison à l'utilisation de goujons. Zhang et al. (2019) indiquent toutefois que le glissement ne génère pas de rupture d'interface et qu'il a un impact négligeable quant à l'intégrité structurale des dalles hybrides.



**Figure 2-13 Section transversale des dalles de pont réparées en BFUP, tirée de (Zhang et al., 2019)**

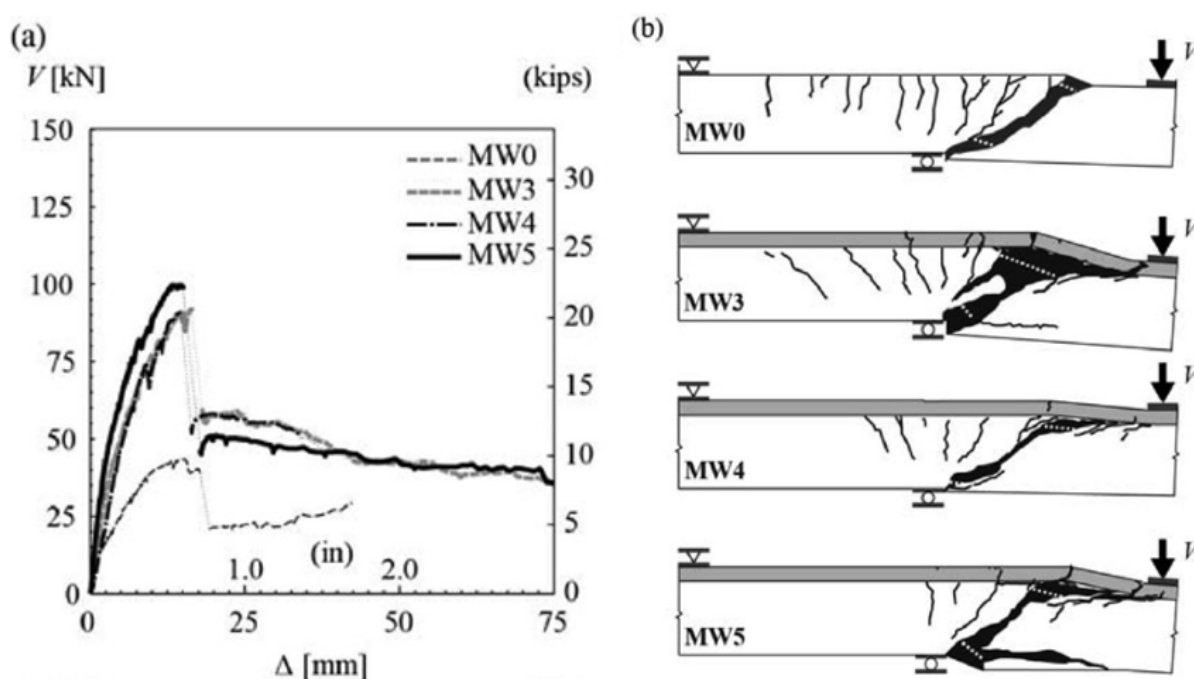
Safdar et al. (2016) , Lampropoulos et al. (2016) et Zhang et al. (2019) ont réalisé des essais sur des éléments hybrides d'agencement face comprimée (**Figure 2-5**). Les configurations testées par Safdar et al. (2016) sont de types P et R (protection et réhabilitation), celles de Lampropoulos et al. (2016) et de Zhang et al. (2019) sont respectivement de type P et S (protection et renforcement). Les constats de ces études peuvent être résumés avec la **Figure 2-14**. La **Figure 2-14a** illustre la comparaison entre la section originale (IB) et un agencement face comprimée de 50 mm de BO (ST\_RCL\_CS) tous deux testés expérimentalement, alors que la **Figure 2-14b** illustre la comparaison entre la section originale (IB<sub>num</sub>) et un agencement face-comprimé de 50 mm de BFUP (ST-UHPFR\_CS) tous deux obtenu numériquement. Relativement à la section originale, les moments plastique et ultime sont augmentés de 19% et 28% respectivement pour une réparation en BFUP, alors qu'ils sont augmentés de 25% et 22% respectivement pour une réparation en BO. Tel qu'attendu pour une réparation à la fibre comprimée d'une dalle, les résultats obtenus montrent que la couche de BFUP placée à la face comprimée offre une rigidité et une résistance maximale comparable à celles offertes par une couche en conventionnelle en BO. De plus, comme la couche de BFUP travaille uniquement en compression, celle-ci ne participe pas à retarder l'apparition de fissure. Dans l'exemple présenté, le moment de fissuration est plutôt retardé en raison du changement d'inertie due à l'ajout de la couche de béton (BO ou BFUP).



**Figure 2-14 Comportement force-flèche de réparations d'agencement face comprimée, a) en BO armé, b) en BFUP (Lampropoulos et al., 2016)**

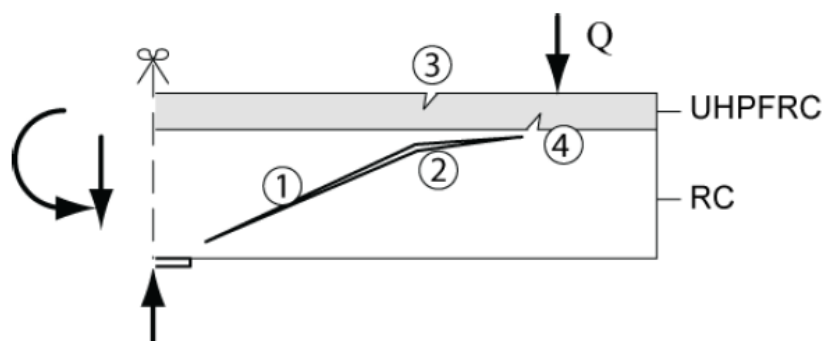
### 2.3.3 Renforcement à l'effort tranchant

L'équipe de recherche du Laboratoire de l'EPFL a aussi été la première à étudier de nombreux spécimens de dalles et poutres hybrides sous un effort tranchant pour des configurations de types P et S, à partir des matériaux présentés précédemment. Les essais ont été réalisés sur un montage de type porte-à-faux avec des ratios portée sur hauteur statique équivalente supérieurs à 3.0. La **Figure 2-15** illustre le comportement force-flèche de quelques poutres hybrides de configuration de type S ainsi que le patron de fissuration qui se développe lors de rupture à l'effort tranchant relativement à celui d'une poutre de référence en BO (MW0).



**Figure 2-15 Exemple du comportement à l'effort tranchant de poutres hybrides, a) comportement force-flèche, b) patron de fissuration, (Noshiravani & Brühwiler, 2013)**

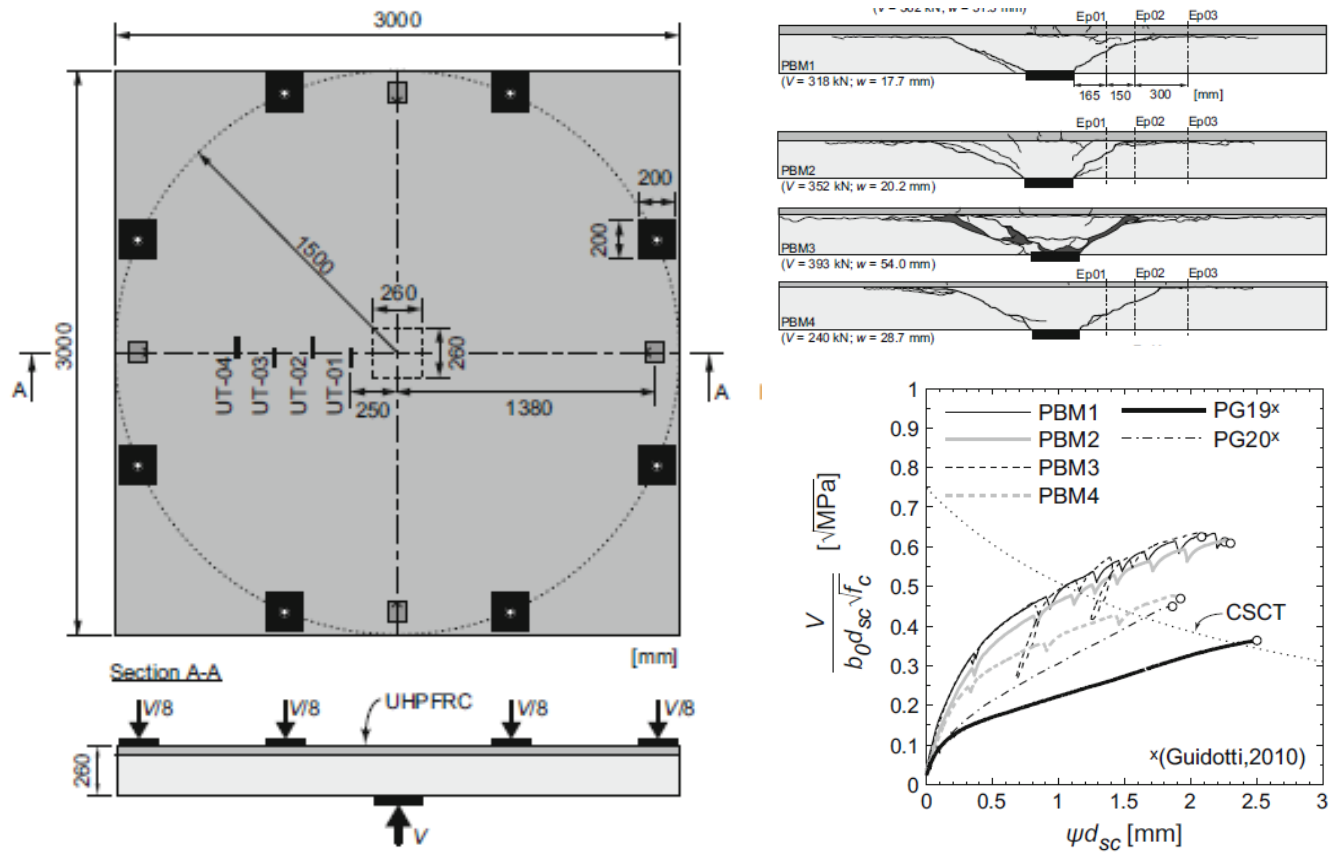
Noshiravani et Brühwiler (2013) ont observé qu'un nouveau mécanisme de résistance à l'effort tranchant, différent de celui d'une section en BO seulement, se forme et permet d'augmenter considérablement la résistance ultime (jusqu'à 2.77 fois celle de la poutre de référence) tout en maintenant une capacité rotationnelle pré-pic équivalent à 90% de celle de la poutre de référence. Le mécanisme à double rotule, est schématisé à la **Figure 2-16**.



**Figure 2-16 Mécanisme de résistance à double rotule, tirée de (Noshiravani & Brühwiler, 2010)**

Dans ce mécanisme, l'ouverture de la fissure diagonale dans le BO (① à la **Figure 2-16**) induit une zone de délamination intermédiaire par fissuration (② à la **Figure 2-16**) près de l'interface BO-BFUP et généralement au niveau des armatures tendues du BO. La couche de BFUP est alors sollicitée en traction et en flexion sous une courbure double et une rotule plastique apparaît à chacune des extrémités de la zone délaminée (③ et ④ à la **Figure 2-16**). Le mécanisme se termine par la rupture en compression du BO à l'extrémité de la fissure diagonale (① à la **Figure 2-16**). Noshiravani et Brühwiler (2013) relèvent que l'apparition de ce mécanisme met fin au comportement monolithique de l'élément hybride en raison de la délamination de l'interface BO-BFUP. De plus, le gain de résistance à l'effort tranchant est tel que, pour certaines conditions, la couche de BFUP permet de modifier le mode de rupture d'une rupture fragile en cisaillement vers une rupture ductile en flexion (Bastien Masse et al., 2013; Noshiravani & Brühwiler, 2010).

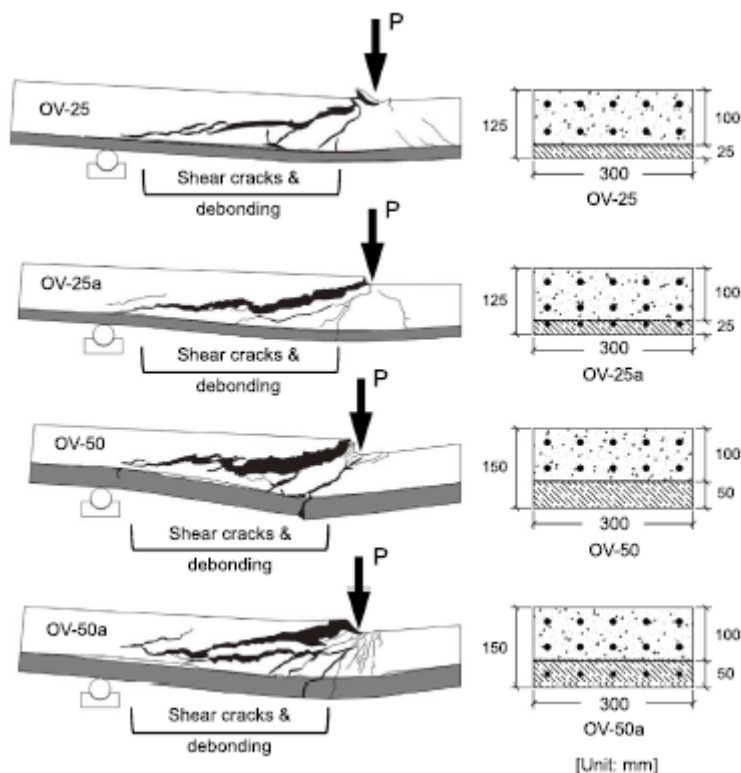
Bastien-Masse et Brühwiler (2016c) ont aussi observé ce mécanisme à double rotule lors d'essais de poinçonnement sur dalles hybrides dont l'épaisseur de BFUP était de 25 mm et de 50 mm, pour des configurations de type P et S respectivement. La **Figure 2-17** illustre la configuration des essais, le patron de fissuration ainsi que le comportement contrainte de cisaillement-courbure. Les résultats obtenus indiquent qu'une couche de BFUP de 50 mm permet un gain de résistance au poinçonnement de près de 70%, tout en conservant la capacité rotationnelle de la dalle de référence. Aussi, Bastien-Masse et Brühwiler (2016c) ont relevé que le taux d'armatures à l'intérieur de la couche de BFUP influence peu la résistance ultime au poinçonnement des dalles, bien que celui-ci influence fortement la capacité en flexion. Leurs résultats démontrent d'ailleurs que les modèles de prédictions de résistance pour dalles en BO ne sont pas adaptés pour les dalles hybrides.



**Figure 2-17 Exemple de dalles hybrides testées, a) montage, b) patron de fissuration et c) comportement normalisé contrainte-rotation, (Bastien-Masse & Brühwiler, 2016c)**

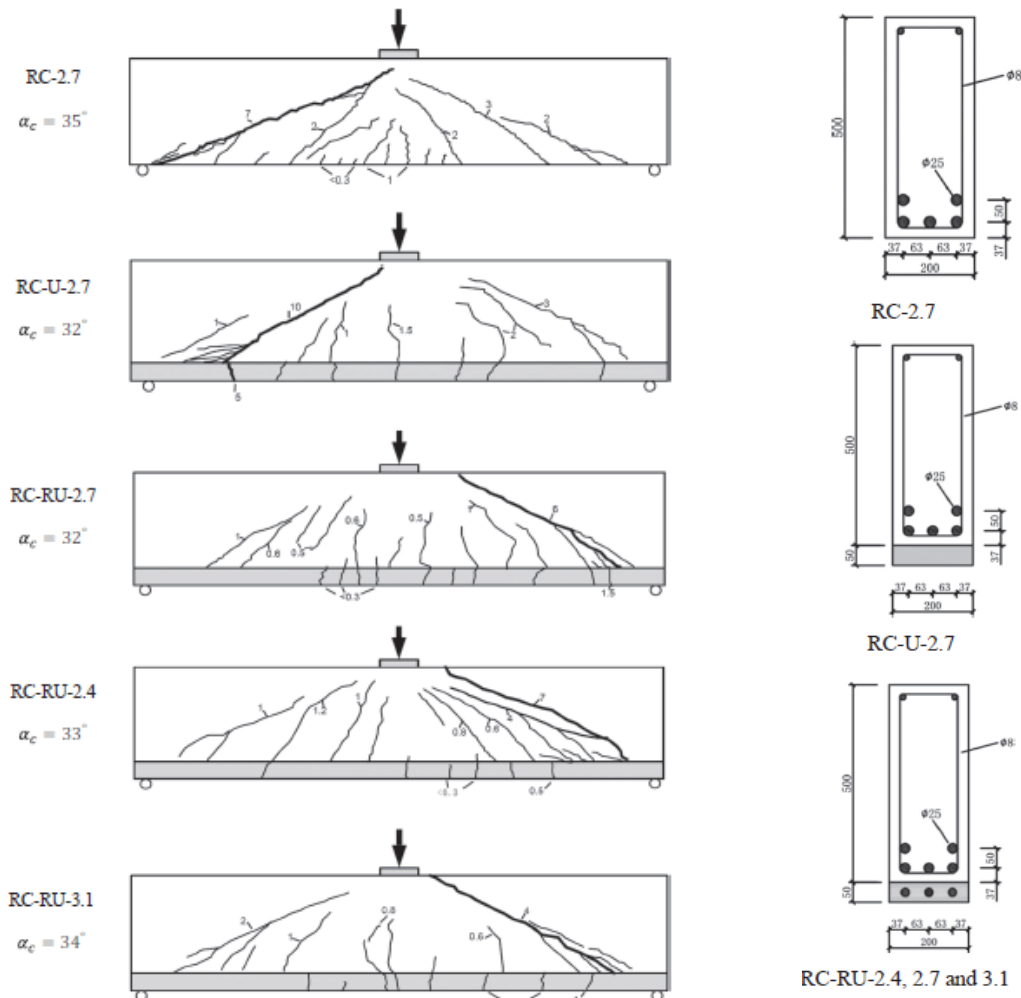
Par la suite, d'autres équipes de recherche se sont intéressées au renforcement à l'effort tranchant des réparations en BFUP. Yin et al. (2017) ont observé le mécanisme à double rotule sur des dalles minces unidirectionnelles de configuration de type P et S (série OV illustrée à la **Figure 2-18**). Les dalles originales avaient 100 mm d'épaisseur et étaient constituées d'un BO de 23 MPa et d'armatures de 500 MPa de limite élastique. Une couche de BFUP (150 MPa de résistance à la compression et 3% de fibres) de 25 à 50 mm d'épaisseur a été ajoutée. Les dalles réparées se démarquent par le fait qu'elles étaient fortement armées (près de la condition d'armatures équilibrées) et ont été testées en flexion 3-points sous un grand ratio portée sur hauteur statique équivalente (5.9 à 7.8). Les résultats obtenus montrent que l'ajout d'une couche de BFUP permet de renforcer et d'assurer une capacité rotationnelle pré-pic équivalente à celle d'origine dans le cas des ruptures à l'effort tranchant. Yin et al. (2017) ont observé que l'apparition de la fissuration diagonale dans le BO est retardée. Dans le cas où la réparation de BFUP a été utilisée en

remplacement d'une épaisseur de 20 à 50 mm de BO pour réaliser des configurations de types P et R (série RE non illustrée), leurs essais ont mené à des ruptures en flexion. Ceci confirme que le gain de résistance à l'effort tranchant est tel que la couche de BFUP permet de modifier le mode de rupture d'une rupture fragile en cisaillement vers une rupture ductile en flexion.



**Figure 2-18 Patron de fissuration et section transversales des dalles hybrides ayant une rupture à l'effort tranchant, (Yin et al., 2017)**

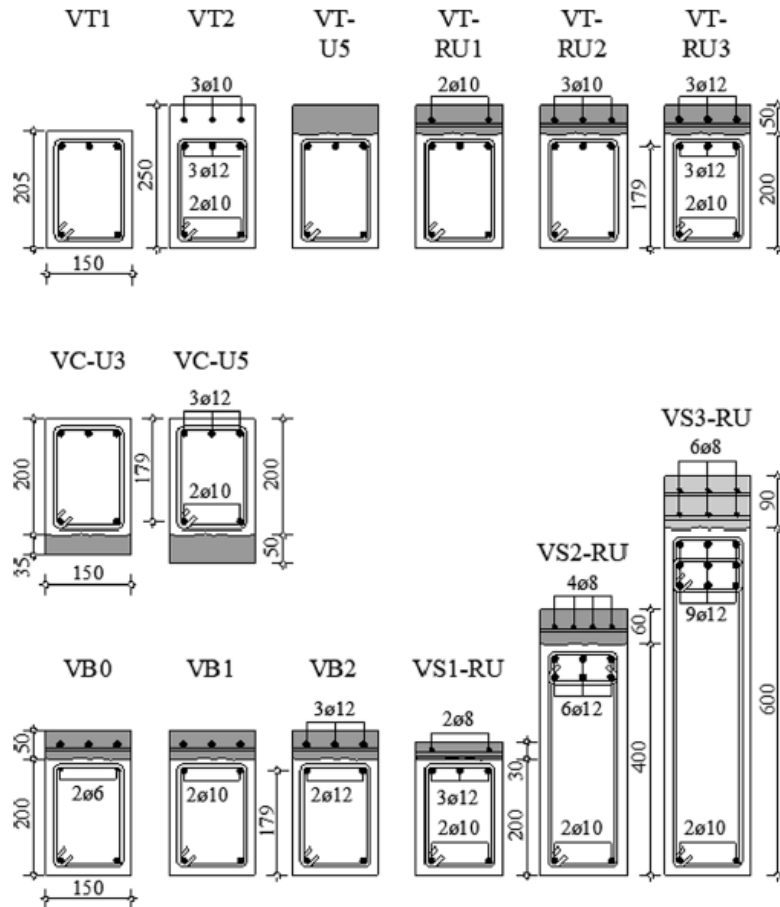
Ji et Liu (2020) ont mené des essais sur des poutres hybrides de configurations de type P et S. Leurs essais se démarquent par le fait que les poutres possédaient des étriers rapprochés ainsi que par l'utilisation d'un montage dont les ratios portée sur hauteur statique équivalente étaient inférieurs à 3.0. Ils ont observé l'apparition d'un mécanisme de résistance similaire à celui proposé par Noshiravani et Brühwiler (2013) (**Figure 2-19**). Toutefois, Ji et Liu (2020) suggèrent que la seconde rotule plastique (④ à la **Figure 2-16**) ne peut se développer lors d'essais sur spécimens simplement supportés, ce qui va à l'encontre des résultats de Yin et al. (2017) qui avaient aussi un montage d'essai simplement supporté.



**Figure 2-19 Patron de fissuration et section transversale des poutres hybrides, (Ji & Liu, 2020)**

Récemment, Sine et al. (2022) ont réalisé une importante campagne expérimentale sur des poutres hybrides sans étrier de configurations de type P et S (**Figure 2-20**). Les essais ont été réalisés sur un montage de flexion 3-points simplement supporté dont les ratios portée sur hauteur statique équivalente variaient de 2.7 à 3.2. Les séries d'essais VT et VB visait l'étude de l'impact du taux d'armatures dans la couche de BFUP et dans le substrat respectivement, alors que la série VS visait l'étude de l'effet d'échelle. Les poutres possédaient des étriers uniquement sur l'une des deux portées afin de favoriser la rupture sur l'autre portée.

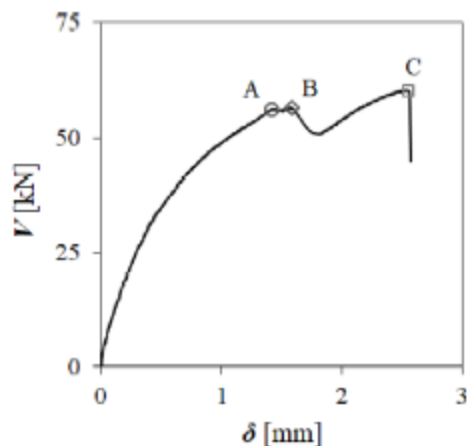




**Figure 2-20 Section transversale des poutres hybrides, (Sine et al., 2022)**

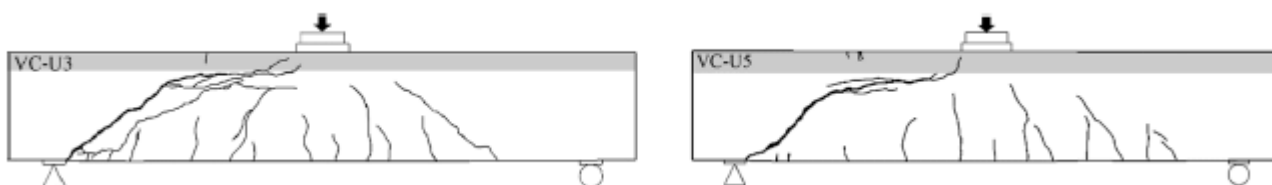
Les résultats obtenus confirment le développement du mécanisme à double rotule proposé par Noshiravani et Brühwiler (2013) pour un montage d'essais simplement supporté. Sine et al. (2022) ont observé une réduction de la résistance du mécanisme à double rotule en raison de l'effet d'échelle, tout comme c'est le cas pour les poutres en BO. Contrairement à Bastien-Masse et Brühwiler (2016c), Sine et al. (2022) ont observé que plus le taux d'armatures dans le substrat et dans la couche de BFUP augmente, plus la résistance ultime à l'effort tranchant procuré par le mécanisme à double rotule augmente.

Sine et al. (2022) discutent distinctivement de la résistance à l'effort tranchant de la résistance du mécanisme à double rotule. Cette distinction, marquée visuellement par un décrochement de la courbe expérimentale force-déflexion (points A et C à la **Figure 2-21**) marque la fin du comportement monolithique de la section hybride lors de la propagation de la fissure diagonale le long de l'interface BO-BFUP.



**Figure 2-21 Comportement effort tranchant-flèche du spécimen VB0, (Sine et al., 2022)**

Sine et al. (2022) ont aussi testé deux poutres d'agencements face comprimée (série VC à la **Figure 2-20**). Pour ces poutres, la couche de BFUP était de 35 mm et 50 mm d'épaisseur. Les deux ont obtenu une résistance ultime similaire d'environ 1.26 fois celle de la poutre de référence (VT1 à la **Figure 2-20**). Ce gain de résistance semble être lié à l'augmentation de la hauteur de la section, comme ce qui est relevé dans le cas des agencements face tendue. Toutefois, Sine et al. (2022) ont aussi observé un patron de fissuration différent (**Figure 2-22**). Le substrat tendu a présenté une fissuration diagonale en forme de « S », comme dans un élément en BO seulement, alors que la couche de BFUP a développé les deux rotules plastiques, comme dans un agencement face tendue. Le développement des doubles rotules plastiques a procuré aux spécimens de la série VC un comportement post-pic ductile qui s'apparente à celui d'une rupture en flexion, bien que le moment fléchissant induit soit demeuré inférieur au moment plastique de la section hybride.



**Figure 2-22 Patron de fissuration des poutres hybrides avec un agencement face comprimée, (Sine et al., 2022)**

## 2.4 Modèles de conception normés

Au Canada, le Code des ponts propose des recommandations pour le dimensionnement d'éléments structuraux en BFUP de type écouissant. Néanmoins, cette norme ne s'applique aux éléments hybrides générés par l'application d'une réparation en BFUP sur un substrat en BO. Seule la norme suisse considère le cas spécifique des éléments hybrides en BO-BFUP.

Dans cette section, l'approche du Code des ponts relativement au dimensionnement d'élément en BFUP est d'abord présentée afin d'établir la base de la philosophie canadienne de conception. Puis, le dimensionnement d'éléments hybrides selon la norme suisse est présenté. Pour chaque norme, la loi en traction qui doit être utilisée pour le BFUP est présentée, suivie des modèles de calcul pour les dimensionnements en flexion et à l'effort tranchant. Les équations spécifiques à chaque modèle ne sont pas présentées afin d'alléger le texte de ce chapitre. Cependant, elles seront présentées en détail dans les prochains chapitres lorsque cela sera pertinent. Enfin, une étude préliminaire sur l'utilisation des modèles de la norme suisse est présentée.

### 2.4.1 Code des ponts CSA-S6

#### 2.4.1.1 Loi du BFUP en traction

Dans le Code des ponts, les bétons renforcés de fibres sont classés selon leur comportement en traction (écrouissant ou adoucissant). Les BFUP avec dosage en fibres d'au moins 2% en volume font généralement partie de la catégorie écouissant en traction. Ce sont donc les recommandations relatives aux bétons renforcés de fibres de type écouissant (nommé THFRC) qui sont relevées ici pour les BFUP.

La loi simplifiée de comportement en traction du BFUP utilisée pour le dimensionnement à l'ultime est illustrée à la **Figure 2-23**. Celle-ci correspond à une loi parfaitement plastique. La contrainte maximale en traction utilisée dans les calculs correspond à la contrainte minimale entre la contrainte de fissuration de la matrice  $f_{cr}$  et la contrainte maximale  $f_{Fu}$  réduite par le facteur d'efficacité des fibres  $\gamma_F$  qui dépend de l'orientation et la distribution des fibres. La contribution post-localisation de fissure (phase III à la **Figure 2-4b**) qui présente un comportement adoucissant est complètement négligée.

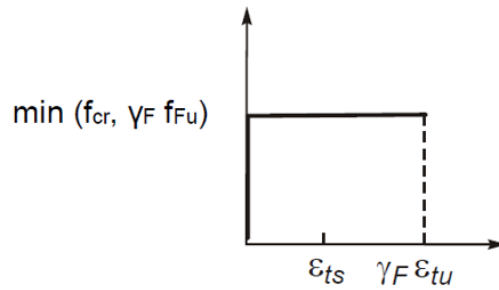


Figure 2-23 Loi de calcul en traction pour des bétons écouvrants, (CSA, 2019)

2.4.1.2 Dimensionnement en flexion

Pour le calcul du moment résistant à l'état ultime d'un élément en BFUP armé, une analyse sectionnelle, telle qu'illustrée à la **Figure 2-24**, doit être menée pour trois états de courbure: 1) à la déformation plastique des armatures tendues  $M_{ry}$ , 2) à la déformation ultime en traction de la fibre tendue  $M_{rm}$  et 3) à la déformation ultime en compression de la fibre comprimée  $M_{ru}$ . Ces états de courbure sont illustrés à **Figure 2-25**.

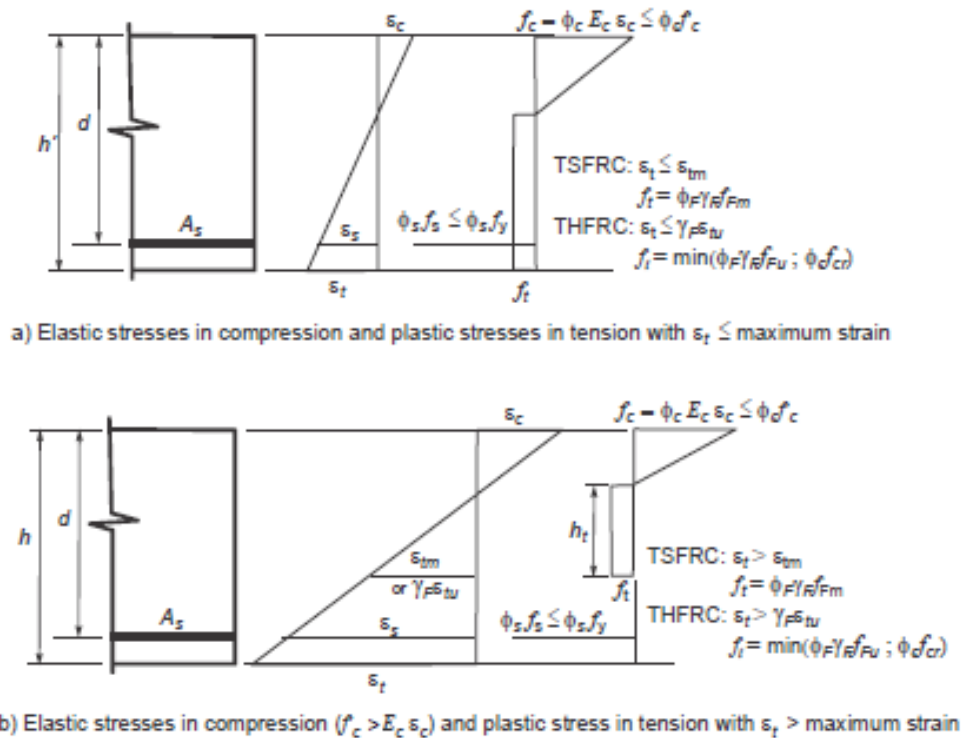
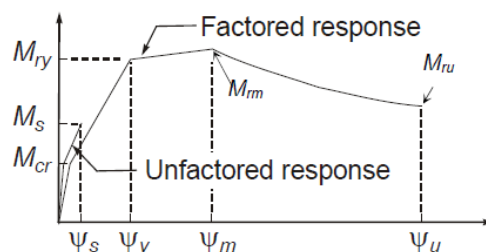


Figure 2-24 Conditions d'équilibre de l'analyse sectionnelle pour une section en BFUP, (CSA, 2019)



**Figure 2-25 Comportement moment-courbure d'un élément en BFUP, (CSA, 2019)**

Dans l'analyse sectionnelle, la position de l'axe neutre est déterminée par un procédé itératif. Pour chacune des trois courbures considérées, la contrainte plastique en traction du BFUP est appliquée uniquement à la hauteur ( $h_t$  sur la **Figure 2-24b**) pour laquelle la déformation induite demeure inférieure à la déformation limite ultime en traction du BFUP ( $\epsilon_{tu}$  multiplié  $\gamma_F$  par sur la **Figure 2-23**).

Par la suite, le moment résistant de la section est obtenu en considérant le ratio de ductilité de courbure  $\mu$ , qui correspond à la courbure au moment maximal  $\psi_y$ ,  $\psi_m$  ou  $\psi_u$  divisée par la courbure au moment de plastification des armatures tendues  $\psi_{ry}$ . Si le ratio est plus grand ou égal à 2.0, le moment résistant correspond à  $M_{ry}$ . Sinon, le moment résistant correspond à la valeur maximale entre 1) le moment résistant obtenu en considérant seulement les armatures  $M_{r0}$  (contribution du BFUP totalement négligée) et 2) 0.67 fois la valeur minimale entre  $M_{ry}$  et  $M_{rm}$ .

Le critère de ductilité vise à distinguer la rupture ductile ( $\mu \geq 2.0$ ) d'une rupture fragile ( $\mu < 2.0$ ) de l'élément en BFUP.

### 2.4.1.3 Dimensionnement à l'effort tranchant

Pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant d'un élément en BFUP, aucun modèle de calcul n'est encore disponible en raison de l'absence d'un consensus sur la détermination de l'apport des fibres sur la résistance. La résistance de l'élément est alors obtenue en utilisant le modèle de Foster et al. (2018) qui est proposé pour les bétons fibrés avec un comportement adoucissant (nommé TSFRC) en traction. Dans ce modèle (**Figure 2-26**), la résistance à l'effort tranchant  $V_r$  correspond à la somme des résistances du BFUP  $V_c$ , des armatures  $V_s$  et des fibres  $V_{fib}$ . Les résistances du BFUP et des fibres sont dépendantes de l'ouverture de fissure. Or, considérant que ce modèle n'est approuvé que pour des bétons adoucissants, la contribution des fibres doit être négligée pour un BFUP écrouissant à moins de démontrer leur apport par un essai sur corps d'épreuve de taille réelle.

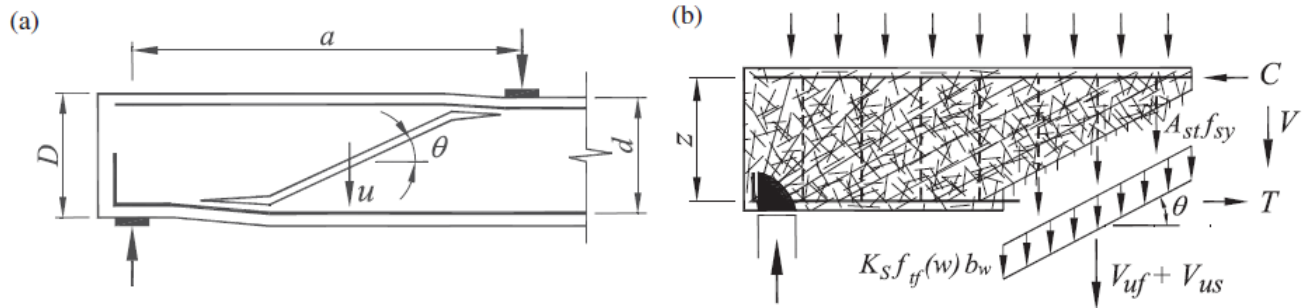


Figure 2-26 a) Mécanisme de rupture à l'effort tranchant et b) contribution des fibres et des étriers, (Foster et al., 2018)

## 2.4.2 Norme SIA 2052

### 2.4.2.1 Loi du BFUP en traction

Dans la norme suisse, les BFUP sont divisés en trois catégories (U0, UA et UB) selon leur capacité d'écroutissage en traction. Les lois de comportement pour les BFUP écroutissants (UA et UB) sont illustrées à la Figure 2-27.

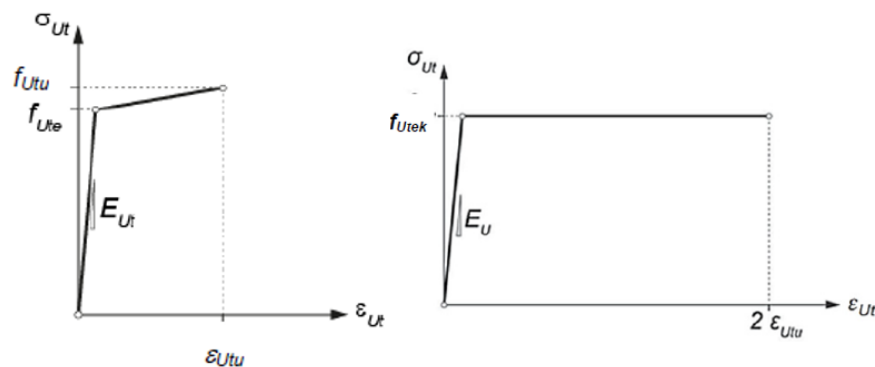
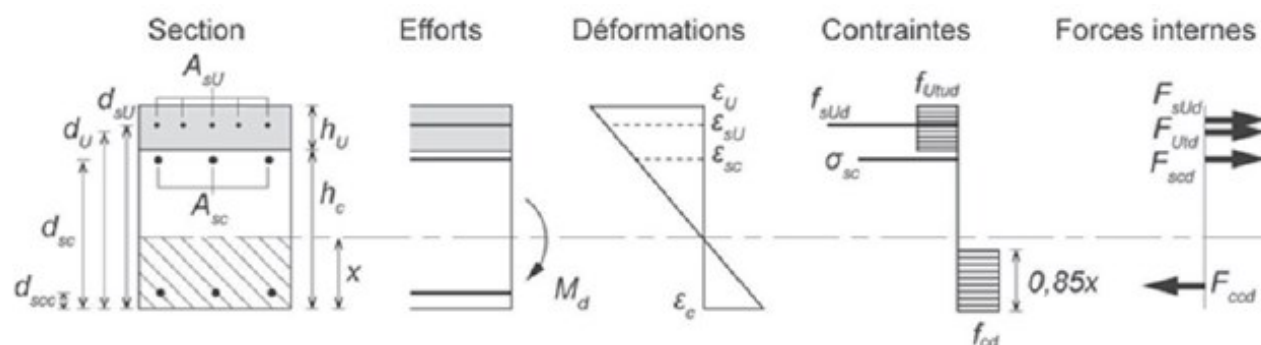


Figure 2-27 Loi du BFUP en traction, a) pour un BFUP non armé et b) un BFUP armé, (SIA, 2016)

Lorsque le BFUP est non armé, ses comportements élastique et écroutissant sont utilisés dans les calculs. Lorsque le BFUP est armé, la résistance ultime du BFUP est limitée à sa limite élastique, mais sa déformation ultime est doublée jusqu'à concurrence de la déformation limite plastique des armatures. Dans les deux cas, armé ou non, la contribution post-localisation de fissure (comportement adoucissant de la phase III à la Figure 2-4b) est complètement négligée.

### 2.4.2.2 Dimensionnement en flexion

Le moment résistant d'un élément hybride s'obtient en effectuant une analyse sectionnelle où la hauteur de l'axe neutre ( $x$  à la **Figure 2-28**) est déterminée par un processus itératif.



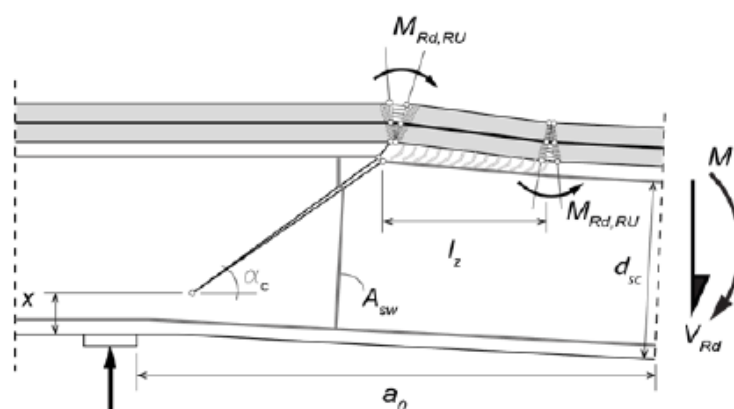
**Figure 2-28 Condition d'équilibre de l'analyse sectionnelle pour une section hybride en BO-BFUP, (SIA, 2016)**

Dans la norme suisse, aucune condition de courbure ou d'état de contrainte n'est directement spécifiée. Or, en se basant sur le modèle suggéré à la **Figure 2-28**, le moment résistant semble être obtenu en imposant les deux conditions suivantes: 1) le BFUP a atteint sa contrainte limite ultime en traction (selon la **Figure 2-27**), 2) le lit d'armatures à l'intérieur de la couche de BFUP est plastifié. Ainsi, lors de l'analyse sectionnelle, l'état de déformation du lit d'armatures tendues du substrat et celui du BO à la fibre comprimée sont obtenus par calcul itératif de façon à satisfaire les deux conditions précédentes et l'équilibre des forces. La déformation du BFUP est mesurée à mi-hauteur de la couche et la contrainte résultante (selon la **Figure 2-27**) est appliquée sur toute l'épaisseur de BFUP. Pour le BO à la fibre comprimée, le bloc de contrainte équivalent normalement utilisé pour une section en BO seulement est aussi utilisé ici. Ce bloc équivalent est utilisé indépendamment du niveau de la déformation à la fibre comprimée, par exemple en condition élastique ou fissurée à l'ultime.

### 2.4.2.3 Dimensionnement à l'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant d'un élément hybride est basée sur le mécanisme de résistance à double rotule identifié par Noshiravani et Brühwiler (2013). La résistance est obtenue à partir du

modèle analytique proposé par Bastien-Masse et Brühwiler (2016b) et est illustrée à la **Figure 2-29**.



**Figure 2-29** Modèle analytique de résistance à l'effort tranchant d'une section hybride, (SIA, 2016)

Dans ce modèle (**Figure 2-29**), la résistance à l'effort tranchant d'une section hybride  $V_R$  correspond à la somme des résistances du BO  $V_{R,c}$ , des étriers  $V_{R,s}$  et du BFUP  $V_{R,U}$ .

La résistance du BO  $V_{R,c}$  est définie par l'effort maximal en compression que peut reprendre la section située à l'extrémité de la fissure diagonale. La hauteur de la zone comprimée ( $x$  à la **Figure 2-29**), requise pour le calcul de  $V_{R,c}$ , correspond à la hauteur de la zone comprimée à l'atteinte du moment résistant. La résistance des étriers  $V_{R,s}$  est définie par l'effort de plastification des étriers qui traversent la fissure diagonale. La résistance du BFUP  $V_{R,U}$  est quant à elle définie par l'effort de cisaillement qui traverse la couche de BFUP délaminée. Elle correspond donc à deux fois le moment résistant de la couche de BFUP divisé par la longueur d'interface BO-BFUP délaminée qui sépare les deux rotules plastiques ( $l_z$  à la **Figure 2-29**).

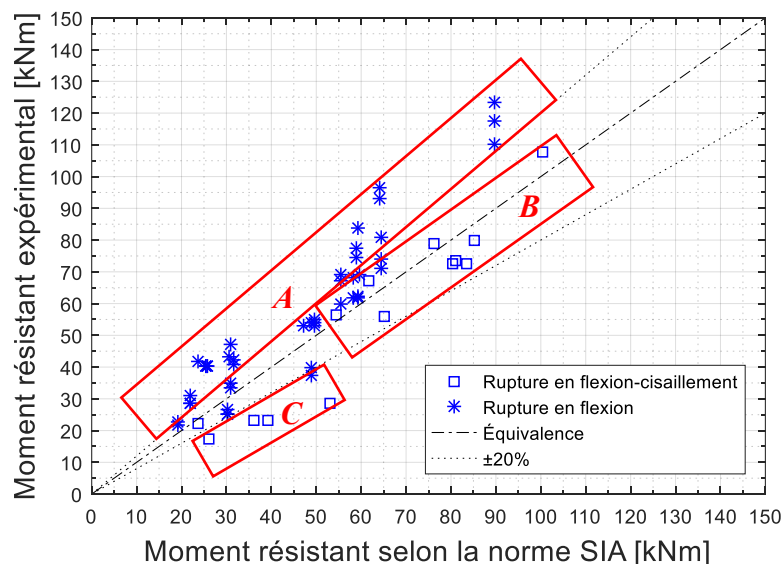
Dans la norme suisse, une équation est donnée pour la contribution de chaque matériau ( $V_{R,c}$ ,  $V_{R,s}$  et  $V_{R,U}$ ). La résistance à l'effort tranchant de la section hybride  $V_R$  est ainsi obtenue par calcul direct en admettant que l'angle de la fissure diagonale soit de  $35^\circ$  ( $\alpha_c$  à la **Figure 2-29**).

### 2.4.3 Étude préliminaire des modèles de la norme SIA 2052

Les modèles de calcul des résistances en flexion (**Section 2.4.2.2**) et à l'effort tranchant (**Section 2.4.2.3**) de la norme suisse ont été utilisés pour prédire la résistance d'une partie des spécimens hybrides relevés dans la littérature (**Section 2.3.1** et **Section 2.3.3**) afin d'évaluer la performance



des modèles proposés. Pour ce faire, des facteurs de sécurité et des coefficients de matériaux unitaires ont été considérés. La **Figure 2-30** présente le moment maximal obtenu expérimentalement sur l'ordonnée et le moment résistant prédit par la norme suisse sur l'abscisse. Les astérisques correspondent aux cas de ruptures en flexion, tandis que les carrés correspondent aux cas de ruptures à l'effort tranchant. Les droites représentent une prédiction exacte et un écart de  $\pm 20\%$  relativement à la valeur prédite par la norme.



**Figure 2-30 Moments résistants observés expérimentalement relativement aux moments prédits par les modèles de la norme suisse**

La **Figure 2-30** fait ressortir certaines particularités. À l'instant où cette étude préliminaire a été réalisée, le nombre de spécimens hybrides ayant obtenu une rupture à l'effort tranchant était bien inférieur à celui ayant obtenu une rupture en flexion. Ceci démontre l'intérêt d'approfondir l'étude des ruptures à l'effort tranchant.

Dans la région *A* de la **Figure 2-30**, sont regroupés les spécimens pour lesquels le modèle de calcul en flexion de la norme suisse prédit une résistance qui est largement inférieure à la valeur obtenue expérimentalement ( $> 20\%$ ). Ceci indique que le modèle est très conservateur. En effet, le modèle néglige la contribution post-localisation de fissure qui présente un comportement adoucissant (phase III à la **Figure 2-4b**). Cette contribution offre un apport significatif qui pourrait être considéré.

Dans la région *B* sont regroupés les spécimens testés par le Laboratoire de l'EPFL pour lesquels le modèle de calcul à l'effort tranchant de la norme suisse prédit une résistance très proche de la

résistance obtenue expérimentalement. Ceci indique que le modèle prédit avec justesse le comportement observé. Ce constat est logique puisque le modèle a été développé à partir de ces spécimens expérimentaux.

Dans la région *C* sont regroupés les spécimens testés par Yin et al. (2017) pour lesquels le modèle de calcul à l'effort tranchant de la norme suisse prédit une résistance qui est largement supérieure à la valeur obtenue expérimentalement (> 20%). Ceci indique que le modèle est nettement non conservateur lorsque les conditions expérimentales diffèrent de celles testées par le Laboratoire de l'EPFL (propriétés des matériaux, caractéristiques de la section transversale, caractéristiques du montage, procédé de fabrication, etc.). Cette campagne expérimentale montre que le modèle de résistance à l'effort tranchant possède des limites et qu'il peut être amélioré.

Ainsi, dans certains cas spécifiques concomitants, où le modèle de flexion sous-estime fortement la résistance et que le modèle à l'effort tranchant surestime la résistance, une prédiction erronée du mode de rupture serait effectuée.

## 2.5 Synthèse

Les BFUP sont une nouvelle gamme de béton qui se distingue fortement des BO, tant en termes de composition, de propriétés mécaniques et de durabilité. Une importante caractéristique des BFUP est leur capacité à résister aux efforts de traction. Les BFUP possèdent une matrice cimentaire qui peut reprendre, en phase élastique, plus de 5 MPa d'effort en traction. Puis, ceux-ci entrent en phase d'écroutissage qui est caractérisée par l'apparition de plusieurs microfissures et par une augmentation de résistance menant à une résistance ultime supérieure à 8 MPa. Cette phase se termine lorsqu'une microfissure se localise à l'emplacement de l'une des microfissures après avoir subi une déformation similaire à celle qui engendre la plastification des armatures. Après cette localisation de microfissure, les BFUP possèdent un comportement adoucissant où leur résistance diminue en fonction de l'ouverture de fissure.

Le comportement unique en traction des BFUP a mené à leur utilisation comme matériau de réparation pour effectuer des renforcements structuraux en flexion. Pour des dalles de ponts, les réparations en BFUP peuvent être catégorisées selon quatre types de configurations (P, R, S et RS).

De nombreux essais expérimentaux ont été menés afin d'étudier le comportement en flexion des réparations en BFUP et les constats suivants sont tirés :

- La majorité des essais couvrent les configurations de réparation de type P et S avec agencement face tendue et utilise des armatures à haute résistance (+ 500 MPa).
- Les réparations en BFUP à la fibre tendue améliorent nettement le comportement en service (gain de rigidité, fissures plus fines, plus rapprochées et moins nombreuses, les fissures apparaissent à un niveau de chargement plus élevé) et à l'ultime (important gain de résistance avec une certaine réduction de capacité rotationnelle) de l'élément d'origine en BO.
- La couche de BFUP agit comme un lit d'armatures supplémentaire.
- Après l'atteinte du moment maximal, le moment résistant de l'élément hybride est décroissant et tend vers la capacité résiduelle des armatures tendues en raison du comportement post-pic adoucissant du BFUP.
- Les réparations en BFUP non armées sont propices à l'initiation de la délamination avant l'atteinte du moment maximal.
- Lorsque le substrat est pré-endommagé, les réparations sont fixées à l'aide d'époxy ou de goujons. Le degré d'endommagement affecte la rigidité de l'élément hybride. Une épaisseur de 10 mm est suffisante pour restaurer la rigidité initiale.
- Pour une réparation en BFUP d'agencement face-comprimée, le comportement est similaire à celui d'une réparation en BO.

Un nombre plus limité d'essais expérimentaux a été réalisé afin d'étudier le comportement à l'effort tranchant des réparations en BFUP. Les constats suivants sont tirés :

- Les essais couvrent uniquement les configurations de réparation de type P et S.
- Un nouveau mécanisme de résistance à double rotule offre un important gain de résistance aux éléments hybrides d'agencement face tendue.
- Le nouveau mécanisme possède un patron de fissuration caractérisé par une fissure diagonale dans le substrat, deux rotules plastiques dans la couche de BFUP ainsi qu'une fissuration horizontale près de l'interface BO-BFUP menant à la délamination de la couche de BFUP entre les deux rotules plastiques.

- Pour des réparations en BFUP d'agencement face-comprimée, le gain de résistance est comparable à celui d'une réparation en BO, mais une ductilité qui s'apparente à une rupture en flexion est observée. Cette ductilité provient de l'apparition de deux rotules plastiques dans la couche de BFUP.

Actuellement, le Code des ponts ne permet pas le dimensionnement d'éléments hybrides qui sont générés par l'application d'une réparation en BFUP. Il apparaît donc essentiel de développer des modèles de calcul en flexion et à l'effort tranchant s'intégrant à la philosophie du Code des ponts pour fournir des outils aux ingénieurs désirant renforcer des structures avec les BFUP. Ceci dit, l'édition 2019 du Code des ponts propose pour la première fois des recommandations pour la conception d'éléments entièrement en BFUP. Pour le dimensionnement en flexion, un modèle d'analyse sectionnelle est proposé où la ductilité de courbure doit être quantifiée pour déterminer le moment résistant. Pour le dimensionnement à l'effort tranchant, le modèle de calcul utilisé pour les bétons fibrés adoucissants est proposé pour les BFUP en négligeant la contribution des fibres.

La norme suisse est la seule qui offre des recommandations pour le dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP. Pour le dimensionnement en flexion, un modèle d'analyse sectionnelle itératif est proposé pour un seul état de courbure. Pour le dimensionnement à l'effort tranchant, le modèle proposé est basé sur le nouveau mécanisme de résistance à double rotule. L'étude préliminaire réalisée sur l'application des recommandations de la norme suisse fait toutefois ressortir que le modèle de résistance en flexion est très conservateur, alors que modèle de résistance à l'effort tranchant peut s'avérer nettement non conservateur.

Les recommandations proposées par la norme suisse constituent un point de départ intéressant pour la création d'outils de conception adaptés aux propriétés exceptionnelles des BFUP. Ceux-ci nécessitent toutefois des adaptations et améliorations pour mieux répondre aux spécificités de la philosophie canadienne de conception et pour rectifier certaines lacunes relevées. À cet effet, il apparaît nécessaire de bonifier la base de données expérimentale actuelle sur le comportement mécanique des éléments hybrides conçus à l'aide de matériaux de spécificité canadienne (BO, BFUP et armature). De plus, il est incontournable d'étudier le comportement des configurations de réparation de types R et RS pour lesquelles aucune rupture à l'effort tranchant n'a encore été observée.

## CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX

### 3.1 Vue d'ensemble

Les travaux expérimentaux effectués visaient l'atteinte des objectifs 1 et 2 qui sont de quantifier expérimentalement les résistances en flexion et à l'effort tranchant offertes par plusieurs types de réparations minces en BFUP ainsi que de caractériser en détail les mécanismes de ruptures observés.

La quantification des résistances expérimentale a été accomplie à partir de deux campagnes. La première campagne expérimentale a été effectuée pour obtenir des ruptures en flexion et à l'effort tranchant, alors que la seconde campagne expérimentale a été réalisée pour approfondir l'étude de ruptures à l'effort tranchant et élargir les conditions d'essais. La caractérisation en détails des mécanismes a été accomplie à partir d'une analyse par corrélation d'images menée sur les photographies prises à intervalle régulier lors des essais expérimentaux.

La présentation des programmes expérimentaux ainsi que la présentation du procédé d'analyse par corrélation d'images sont effectuées ci-après. Les spécifications techniques des matériaux et conditions d'essais de chaque campagne sont quant à elles respectivement présentées au **Chapitre 4** et au **Chapitre 5**.

### 3.2 Programmes expérimentaux

#### 3.2.1 Campagne 1

Ce premier programme expérimental comprend deux sections de dalles en BO ainsi que six sections de dalles hybrides en BO-BFUP. Les huit dalles sont divisées en deux séries : portée longue (PL) et portée courte (PC). Chaque série comprend un spécimen de référence en BO, un spécimen hybride de type P, un spécimen hybride de type R et un spécimen hybride de type S. Chaque spécimen de la série PL est identique à son homologue respectif de la série PC. La série PL est utilisée pour étudier le comportement en flexion des réparations en BFUP, alors que la série PC est utilisée pour étudier leur comportement à l'effort tranchant.

### 3.2.1.1 Objectifs spécifiques

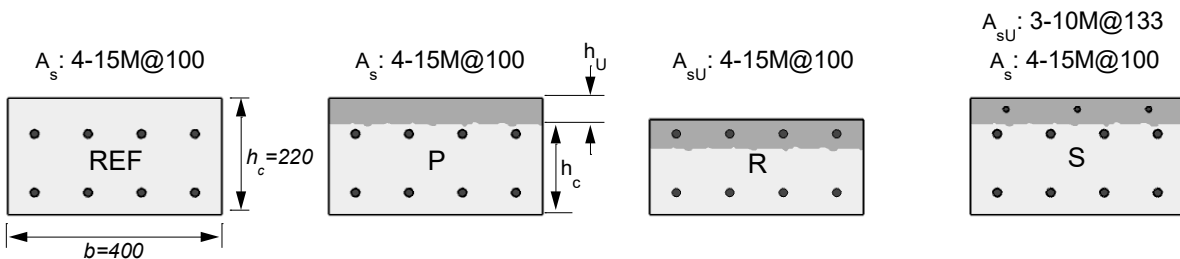
- Quantifier expérimentalement les gains de résistances flexionnelle et à l'effort tranchant pour des réparations en BFUP de types P, R et S.
- Caractériser de manière détaillée les mécanismes de résistance aux efforts de flexion et tranchant pour des réparations en BFUP de types P, R et S.

### 3.2.1.2 Paramètres observés

Dans cette campagne expérimentale, les principaux paramètres étudiés sont l'impact de la portée de cisaillement et de la configuration de réparation. D'abord, les dalles de la série PL ont des ratios portée sur hauteur statique équivalente ( $a/d_{eq}$ ) variant de 7.23 à 8.18, alors qu'ils sont de 3.18 à 3.53 pour les dalles de la série PC. La hauteur statique équivalente de la corde tendue est obtenue avec l'Éq. (3.1) où  $d$  est la hauteur du centre de gravité du matériau tendu (lit d'armatures, couche de BFUP),  $A$  est l'aire du matériau et  $f$  est la contrainte plastique pour les armatures  $f_y$  ou la contrainte ultime pour le BFUP  $f_{Utu}$ .

$$d_{eq} = \frac{\sum_i d_i \cdot A_i \cdot f_i}{\sum_i A_i \cdot f_i} \quad (3.1)$$

Ensuite, au sein de chaque série, la réparation en BFUP est soit non armée (type P), soit armée avec les armatures du substrat (type R), soit armée avec ajout d'armatures (type S), tel qu'illustré à la **Figure 3-1**. Les ratios épaisseur de BFUP sur épaisseur de BO ( $h_U/h_c$ ) utilisés sont de 0.29 et 0.50.



**Figure 3-1** Section transversale des dalles de la campagne 1 (dimensions en mm)

Les dalles proposées se distinguent de différentes façons des spécimens déjà répertoriés dans la littérature. D'abord, les dalles sont construites à l'aide de matériaux commercialement offerts au Canada, soit des armatures possédant une limite élastique de 400 MPa, un BFUP avec une résistance à la compression de 120 à 150 MPa comprenant de 4% de fibres ainsi que d'un BO avec

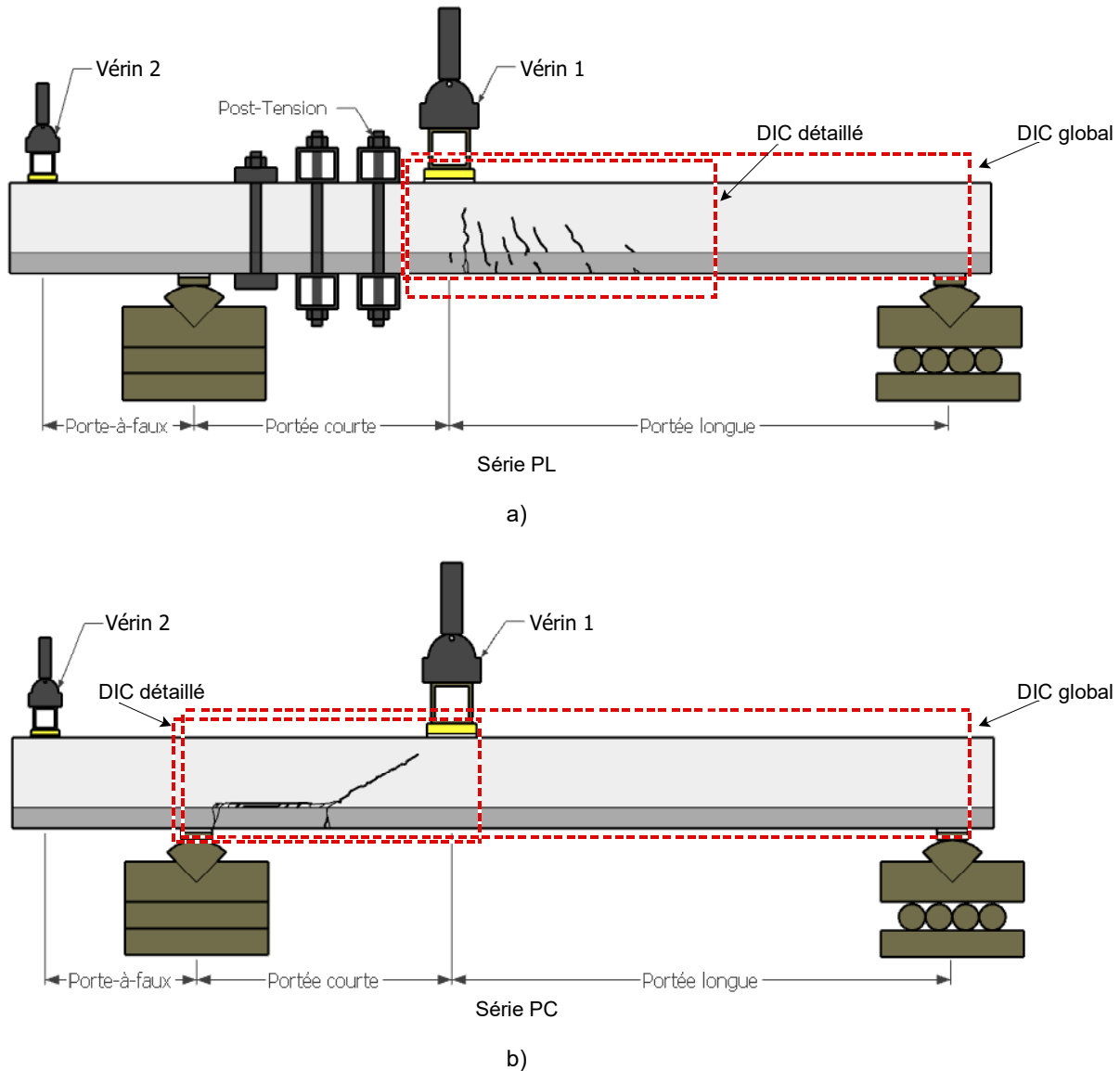
une résistance à la compression 30 MPa. L'intérêt d'utiliser un béton de 30MPa, bien qu'une résistance minimale de 35MPa soit maintenant exigée au Québec (Gouvernement du Québec & Ministère des Transports, 2016), est de simuler la résistance des bétons utilisés dans les vieux ouvrages d'art. Par exemple, de 1966 à 1974, le Code des ponts exigeait une résistance à la compression minimale de 21MPa (CSA, 1966). Ainsi, de nombreux ouvrages existants sont construits avec de tels bétons de résistance moindre. L'interaction de ces trois matériaux demeure encore peu étudiée. En effet, des armatures à haute résistance (500 MPa et plus), des BFUP de plus de 150 MPa de résistance comprenant de 3% à 6% de fibres ainsi que des BO de 40 à 60 MPa de résistance ont été principalement utilisés dans les études antérieures retrouvées dans la littérature. Or, les lois de matériaux considérées sont particulièrement importantes pour le développement des outils de conception prévus dans le projet.

Ensuite, la configuration de la section des dalles de référence se veut représentative de dalles de ponts exposées aux intempéries et aux sels de déverglaçage. En ce sens, les dalles possèdent un rapport de hauteur statique sur largeur ( $d/b$ ) inférieure à 0.5, sont sans étrier et possèdent un enrobage (cr) de BO de plus de 50 mm pour la protection des armatures tendues. Jusqu'à présent, la combinaison de telles conditions d'essais n'est pas répertoriée dans la documentation. D'autre part, l'obtention de ruptures dues à l'effort tranchant pour une configuration de réparation de type R n'est pas encore documentée.

Ainsi, l'originalité de ces spécimens expérimentaux provient de l'utilisation de matériaux canadiens, de la reproduction de configuration de réparation réelle de dalles de ponts, de l'étude combinée en flexion et à l'effort tranchant pour chaque type de réparation en plus de l'obtention de rupture à l'effort tranchant pour une nouvelle configuration de réparation de type R.

### 3.2.1.3 Type d'essais

Le montage expérimental utilisé est illustré à la **Figure 3-2**. Lors des essais, les dalles sont soumises à un chargement statique à l'aide de vérins hydrauliques à un taux de 0.1 kN/s (approximativement 0.15 mm/min) jusqu'à la rupture. La mise en charge est interrompue brièvement lorsque l'effort induit à la section critique subit un incrément de 25% du moment résistant de la dalle de référence afin de permettre le traçage manuel des fissures sur l'une des faces latérales de la dalle, l'autre face étant instrumentée avec le DIC. Le reste de l'instrumentation est détaillé au **Chapitre 4**.



**Figure 3-2 Montage expérimental de la campagne 1 et DIC, a) série PL, b) série PC**

Le vérin 1 (**Figure 3-2**) applique le chargement principal de façon excentrée relativement aux appuis afin de générer une portée courte où l'effort tranchant est plus de deux fois supérieur à celui induit en portée longue. Le vérin 2 à l'extrémité du porte-à-faux applique un chargement secondaire équivalent à 0.11 fois celui du vérin 1. Sa fonction est d'accroître l'effort tranchant en portée courte. Les dalles de la série PL sont renforcées par post-tension afin de prévenir une rupture à l'effort tranchant en portée courte. À l'inverse, les dalles de la série PC ne sont pas renforcées en portée courte afin d'induire la rupture à l'effort tranchant en portée courte.



### 3.2.1.4 Résultats attendus

Pour la série PL étudiée en portée longue, il est attendu que la dalle de référence obtienne une rupture en flexion afin de montrer le patron de fissuration et de quantifier expérimentalement la résistance en flexion de référence. Pour les spécimens hybrides, des ruptures flexionnelles sont aussi visées. En effet, leur résistance en flexion théorique, calculée avec le logiciel AIS (Massicotte et al., 2014), est inférieure à leur résistance à l'effort tranchant théorique, calculée selon la norme suisse (SIA, 2016) en utilisant des coefficients de sécurité et facteurs matériaux unitaires. De plus, il est attendu que l'initiation de fissures verticales de flexion dans le BFUP survienne à un niveau de chargement bien plus élevé et que les dalles possèdent une flèche réduite pour un même chargement. Enfin, aucune délamination à la hauteur de l'interface BO-BFUP n'est attendue avant l'atteinte du moment résistant.

Pour la série PC étudiée en portée courte, il est attendu que la dalle de référence obtienne une rupture en cisaillement afin de montrer le développement rapide du patron de fissuration et de quantifier expérimentalement la résistance à l'effort tranchant de référence. Pour les dalles hybrides, le développement du mécanisme de résistance par doubles rotules proposé par l'EPFL est attendu. En effet, en portée courte, la résistance à l'effort tranchant théorique est inférieure à leur résistance en flexion. Ce mécanisme permettrait de voir, contrairement à la dalle de référence, un endommagement sévère du BO en cisaillement avant que la rupture ne survienne. Dans le cas particulier de la configuration de type R, il est attendu que la délamination complète de la couche de BFUP survienne à la suite de l'endommagement en cisaillement du BO et avant l'apparition du mécanisme complet de flexion-cisaillement en raison du ratio  $h_U/h_c$  plus élevé qu'il possède et en raison de l'absence d'armature dans le substrat en BO.

### 3.2.2 Campagne 2

Ce second programme expérimental comprend également deux sections de dalles de référence en BO ainsi que six sections de dalles hybrides en BO-BFUP. Les huit spécimens sont divisés en deux séries : substrat en BO non endommagé (UD) et substrat en BO pré-endommagé (PD). Chaque série comprend un spécimen de référence en BO, un spécimen hybride de type R, un spécimen hybride de type S et un spécimen hybride de type RS. La configuration des spécimens de la série UD est presque identique à celle de leur homologue respectif de la série PD, à l'exception l'épaisseur de BFUP en raison du procédé de fabrication. Cet aspect est détaillé au **Chapitre 5**. La

série UD est utilisée pour étudier le comportement à l'effort tranchant des réparations en BFUP lorsque construit selon un procédé de préfabrication, alors que la série PD est utilisée pour étudier le comportement à l'effort tranchant des réparations en BFUP, tel qu'ils seraient appliqués *in situ* sur un tablier de pont endommagé.

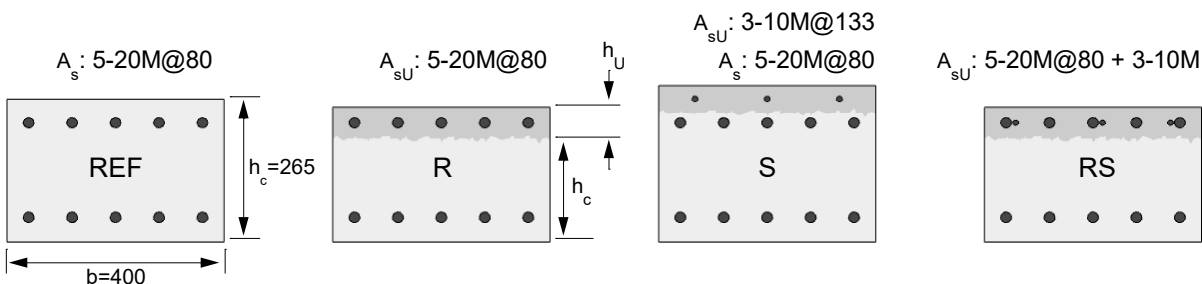
### 3.2.2.1 Objectifs spécifiques

- Quantifier le gain de résistance à l'effort tranchant pour des réparations en BFUP de types R, S et RS.
- Caractériser de manière détaillée le mécanisme de résistance à l'effort tranchant pour des réparations en BFUP de types R, S et RS.
- Déterminer l'influence du pré-endommagement sur le développement du mécanisme de résistance à l'effort tranchant pour des réparations en BFUP de types R, S et RS.

### 3.2.2.2 Paramètres observés

Pour la campagne 2, les principaux paramètres étudiés sont l'historique de chargement du substrat en BO et la configuration de la réparation en BFUP. Pour les dalles de la série UD, la construction est représentative d'un procédé de préfabrication où la section hybride est construite telle quelle. Ainsi, le BO est coulé à la hauteur désirée et un adjuvant retardateur de prise est appliqué. Le lendemain, la surface est nettoyée avec d'un jet d'eau à haute pression, ce qui expose les granulats et génère une surface uniforme dont la rugosité est de  $\pm 5$  mm. Après de la cure humide, la couche de BFUP est appliquée. Pour les spécimens de la série PD, la construction est représentative d'une réparation de dalle de pont *in situ*, où le substrat en BO possède un historique de chargement avant l'application de la réparation en BFUP. Ainsi, le BO est coulé à la hauteur de la dalle de référence et, à 28 jours, les dalles sont endommagées en flexion. Ensuite, l'hydrodémolition est utilisée pour retirer l'épaisseur de BO désirée, ce qui génère une surface irrégulière dont l'épaisseur résiduelle de BO varie de  $\pm 15$  mm. Enfin, la couche de BFUP est appliquée.

Au sein de chaque série, la réparation en BFUP est soit armée avec les armatures du substrat (type R), soit armée avec ajout d'armatures (type S), soit armée avec les armatures du substrat et avec ajout d'armatures (type RS), tel qu'illustré à la **Figure 3-3**. Les ratios épaisseur de BFUP sur épaisseur de BO ( $h_U/h_c$ ) utilisés varient de 0.21 à 0.32.



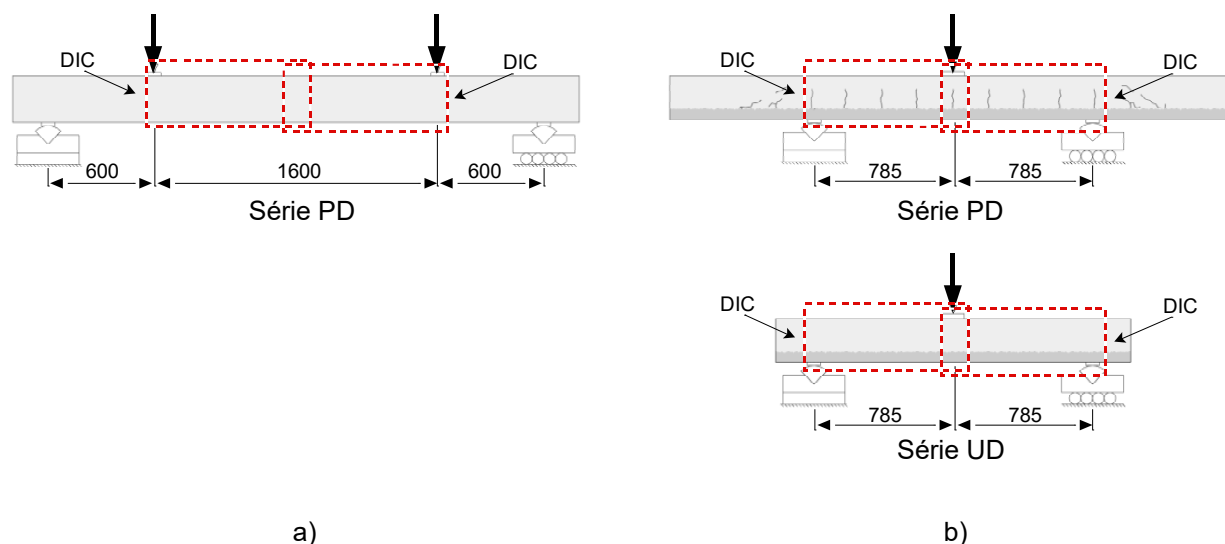
**Figure 3-3 Section transversale des dalles de la campagne 2 (dimensions en mm)**

L'historique de chargement des dalles et les configurations de réparation de types R et RS ne sont, jusqu'à présent, pas encore étudiés par les précédentes campagnes expérimentales sur le comportement à l'effort tranchant retrouvées dans la documentation. De plus, comme les dalles de la campagne 1, celles de la campagne 2 se distinguent de ceux répertoriés dans la littérature puisqu'elles sont construites à l'aide de matériaux de spécificité canadienne, tel que des armatures 400W et un BFUP UP-F2 commercialisé par Sika.

Ainsi, l'originalité des spécimens expérimentaux de la campagne 2 provient de la présence d'un historique de chargement sur le substrat, de la reproduction d'une réparation de dalle de pont *in situ* par l'utilisation de l'hydrodémolition, de l'étude des configurations de types R et RS ainsi que l'emploi de matériaux de spécificité canadienne.

### 3.2.2.3 Type d'essais

Dans cette seconde campagne expérimentale, deux montages sont utilisés, tels qu'illustrés à la **Figure 3-4**. Un montage en flexion 4-points (**Figure 3-4a**) est d'abord utilisé pour générer un endommagement constant sur une longueur de 1.6 m sur les dalles de la série PD. Lors de cet essai, les dalles de la série PD sont entièrement en BO comme la dalle de référence. Par la suite, un montage en flexion 3-points (**Figure 3-4b**) est utilisé pour effectuer le chargement jusqu'à la rupture de toutes les dalles. Pour ce second montage, la portée centrale avec fissures uniformes de flexion des dalles de la série PD ayant subi un endommagement constant est positionnée à l'intérieur des appuis. De plus, les dalles de la série PD sont maintenant réparées selon leur configuration de réparation respective.



**Figure 3-4 Montages expérimentaux de la campagne 2 et DIC, a) essais de pré-endommagement (série PD), b) essais à l'ultime (séries UD et PD), (dimensions en mm)**

Pour les deux montages, le chargement statique est effectué à l'aide de vérins hydrauliques à un taux de  $0,1 \text{ kN/s}$  (approximativement  $0.15 \text{ mm/min}$ ). La mise en charge est brièvement interrompue lorsque l'effort induit à la section critique subit un incrément de 25% du moment résistant de la dalle de référence afin de permettre le traçage manuel des fissures sur l'une des faces latérales de la dalle, l'autre face étant instrumentée par deux ensembles de DIC (encadrés pointillés rouges à la Figure 3-4).

#### 3.2.2.4 Résultats attendus

Pour la série UD, il est attendu que la dalle de référence obtienne une rupture en cisaillement afin de quantifier expérimentalement la résistance à l'effort tranchant de la référence à l'état neuf. Pour les dalles hybrides, une rupture à l'effort tranchant est prévue, car leur résistance à l'effort tranchant théorique, calculée selon la norme suisse (SIA, 2016) en utilisant des coefficients de sécurité et facteurs matériaux unitaires, est inférieure leur résistance en flexion théorique, calculée avec le logiciel AIS (Massicotte et al., 2014). Dans le cas particulier des configurations de types R et RS, il est attendu que le développement du mécanisme à double rotule soit limité par une délamination complète de la couche de BFUP en raison de l'absence d'armature tendue dans le substrat en BO.

Pour la série PD, il est attendu que la dalle de référence possède une rigidité réduite en raison de son état fissuré et qu'elle présente une rupture en cisaillement sous un effort tranchant moindre que

son homologue de la série UD. Pour les dalles hybrides réparés, il est attendu qu'elles retrouvent une rigidité similaire à celle de leur homologue de la série UD en raison de la capacité de la réparation en BFUP à ponter les fissures de flexion générées par le chargement de pré-endommagement. De plus, il est attendu que les fissures présentes, bien que pontées par la réparation en BFUP, puissent initier prématurément la fissuration diagonale du substrat en BO. Une résistance réduite à l'effort tranchant est donc aussi attendue.

Aucune délamination à la hauteur de l'interface BO-BFUP n'est attendue, indépendamment de la rugosité de celle-ci (granulats exposés pour la série UD et hydrodemolition pour la série PD).

### 3.3 Analyse par corrélation d'images

En plus de l'instrumentation traditionnelle (potentiomètres à corde, jauges de déformation, extensomètre linéaire, cellules de charge) décrite au **Chapitre 4** et au **Chapitre 5**, des caméras numériques sont utilisées lors des deux campagnes d'essais afin de mener une analyse par corrélation d'images. Le procédé ainsi que les principaux paramètres utilisés sont présentés ci-après.

#### 3.3.1 Présentation

L'analyse par corrélation d'images numériques est un procédé de mesure sans contact qui permet d'obtenir les déformations en tout point sur la surface instrumentée selon la fréquence de mesure utilisée. La **Figure 3-5** illustre le procédé qui se divise en pré et post-traitement.

D'abord, un mouchetis noir sur fond blanc est appliqué sur la surface étudiée. Pour les deux campagnes expérimentales réalisées, la surface étudiée correspond à la surface latérale de l'axe longitudinal des dalles. Lors des essais structuraux, des paires de caméras numériques capturent des séries d'images de la surface étudiée à intervalle régulier.

Par la suite, une zone d'intérêt est définie numériquement à partir d'une image de référence et un maillage y est appliqué. Le pixel central d'une maille correspond à un point de calcul, tandis que la surface totale de la maille est utilisée pour effectuer le suivi avec précision d'image en image du pixel central. Le déplacement et la forme altérée de la maille permettent le calcul de l'état des déformations qui est attribué au pixel central de la maille. Le résultat des analyses ponctuelles est finalement interpolé entre chaque pixel de calcul sur l'ensemble de la région d'intérêt.

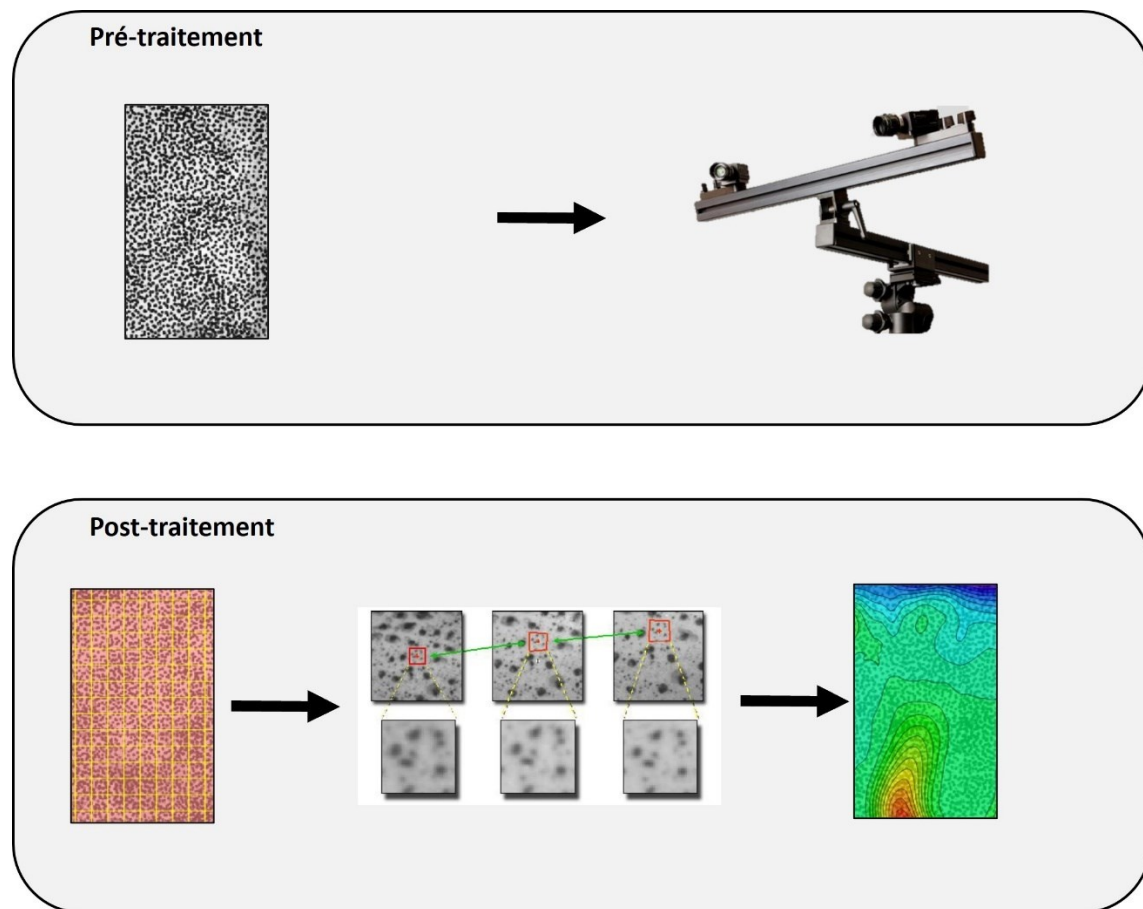


Figure 3-5 Analyse par corrélation d'images (certaines images tirées de [www.correlatedsolutions.com](http://www.correlatedsolutions.com))

### 3.3.2 Paramètres utilisés

Chacune des étapes associées au pré-traitement et au post-traitement influence la qualité des résultats de la corrélation obtenue. Les recommandations formulées par *Correlated Solutions* (Correlated Solutions Inc, 2010, 2018; Schreier et al., 2009) pour l'utilisation du système d'acquisition ainsi que pour le logiciel d'analyse *Vic3D* (Correlated Solutions Inc, 2020) ont donc été suivies afin de maximiser la précision des mesures effectuées en fonction des limitations expérimentales.

### 3.3.2.1 Pré-traitement

Pour chaque essai, la collecte de données a été effectuée à l'aide de deux ensembles de caméras. Les caméras du premier ensemble possédaient un capteur de 5 mégapixels et un objectif de 24 mm, alors que pour le deuxième ensemble le capteur était de 4 mégapixels et l'objectif était de 25 mm. Les ensembles de caméras ont été positionnés de façon à photographier une région détaillée et une région globale pour la campagne 1 (**Figure 3-2**) et une région détaillée pour chaque portée de cisaillement pour la campagne 2 (**Figure 3-4**).

La calibration de chaque ensemble de caméras a été effectuée en choisissant les options « Complex 4th » et « auto » pour le système d'imagerie et le système de coordonnées respectivement (**Figure 3-6**). En fonction du mouchetis appliqué, du placement et des propriétés des caméras ainsi que des images utilisées pour effectuer la calibration, un résultat de calibration inférieur à 0.025 a été obtenu pour toutes les calibrations. Correlated Solutions recommande une valeur inférieure à 0.05.

The screenshot displays the 'Stereo System Calibration' software interface. The main window shows a target image with a grid of colored dots. The 'Target' dropdown is set to '28mm (H95-00-10)'. The 'Imaging system' dropdown is set to 'Complex 4th' and the 'Coordinate system' dropdown is set to 'Auto'. A table on the right shows calibration results for two cameras, with a score of 0.015 highlighted in a red box. Below the table, a 'Score: 0.015' is displayed in a red box. The bottom of the window has 'Report' and 'Accept' buttons.

	1	2
0	0.021	0.024
1	0.016	0.015
2	0.012	0.013
3	0.012	0.017
4	0.015	0.016
5	0.011	0.017

Value	Result	Std
Camera 0		
Type	VRO	
Center (X)	1149.17	51.8
Center (Y)	985.15	36.1
Focal Le...	7125.02	0.75
Focal Le...	7124.19	0.52
Skew	0.38	0.27
Comple...		
Avg. ma...	3.9214	
Min. ma...	3.5535	

Score: 0.015

**Figure 3-6 Options et résultat de calibration**

### 3.3.2.2 Post-traitement

Le traitement des images capturées lors des essais structuraux débute par la définition d'une région d'intérêt (ROI à la **Figure 3-7**). Le « subset » utilisé, qui correspond à la dimension en pixels de chacune des mailles, est celui suggéré par le logiciel *Vic-3D*. Celui-ci minimise l'erreur d'approximation sur la région d'intérêt. Pour le « step », qui correspond au nombre de pixels dans chaque direction qui sépare deux mailles, celui-ci est choisi pour que trois ou quatre mailles se chevauchent dans chaque direction. Par exemple, pour un subset de 27 pixels, le step sera de 6 à 9 pixels. Ainsi, la **Figure 3-7** illustre la taille des mailles, car une maille est représentée à chaque 27 pixels horizontalement et verticalement. Cependant, le nombre réel de mailles (pixels de calcul) est 16 fois plus élevé, car une maille est générée à chaque 6 pixels dans chacune des directions.



**Figure 3-7** Définition de la région d'intérêt et du maillage

L'analyse des images est effectuée en utilisant un poids d'approximation de type « Gaussian weights », une interpolation de type « Optimized 8-tap », avec les critères « Normalized squared differences », « low-pass filter images » et « exhaustive search » (**Figure 3-8**). De plus, pour le calcul des déformations, un filtre de grosseur « 15 » est utilisé avec le tenseur de type « Engineering » (**Figure 3-9**). Les autres options sont conservées aux valeurs par défaut. Enfin, un filtre temporel de type « median » et de grosseur « 15 » est appliqué (**Figure 3-10**).



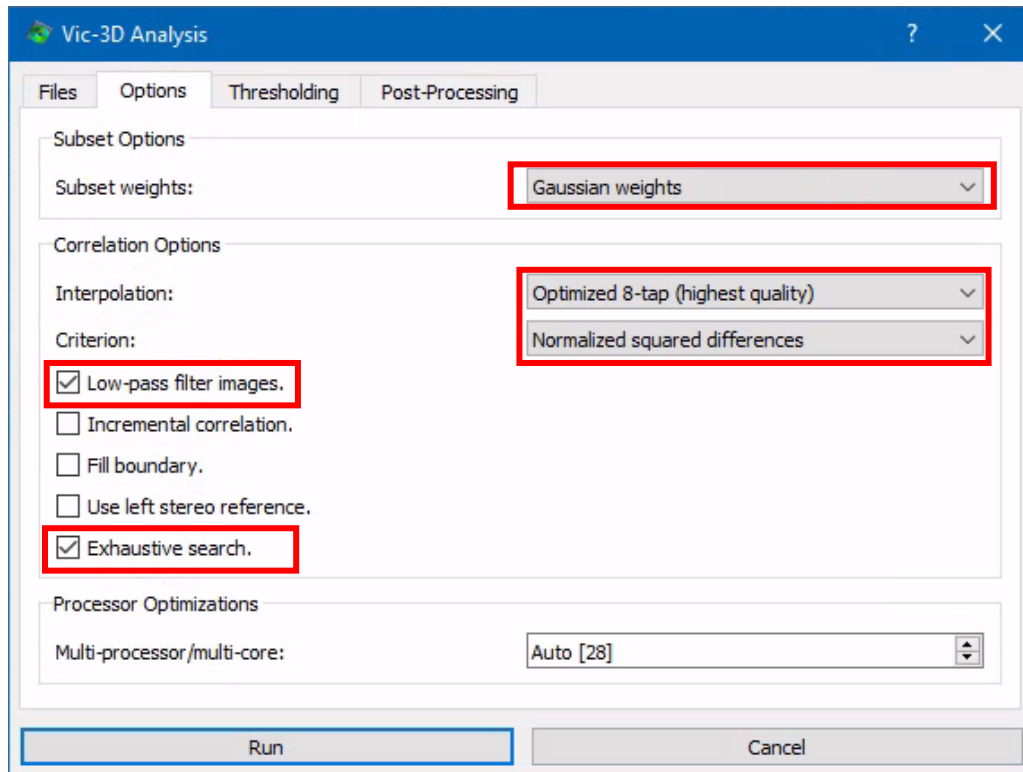


Figure 3-8 Onglet « Options » des paramètres d'analyse

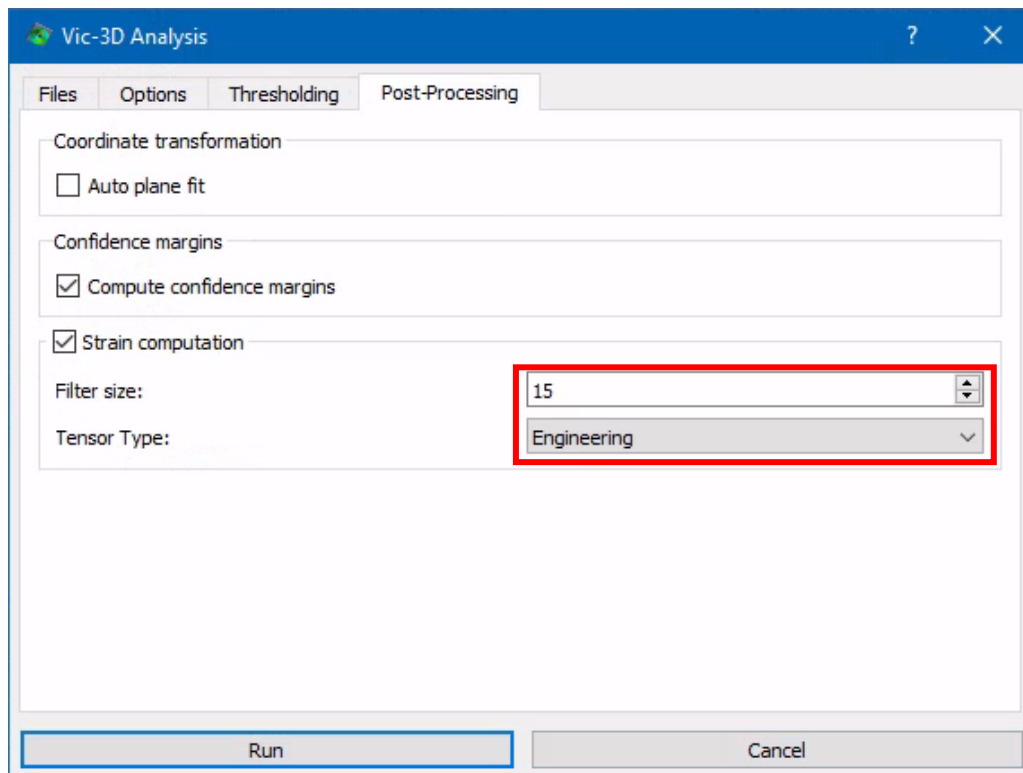


Figure 3-9 Onglet « Post-Processing » des paramètres d'analyse



**Figure 3-10 Paramètres du filtre temporel**

### 3.3.3 Résultats attendus

L'étude des déformations de surface avec une analyse par corrélation d'images permettra de détecter la fissuration ou la délamination à tout endroit sur la surface étudiée et à tout moment, de caractériser le cheminement des efforts et le mécanisme responsable de la résistance ultime et de cibler les signes précurseurs de défaillance.

Pour les essais de rupture en flexion, il est attendu que l'analyse par corrélation d'images permette de valider ou d'établir de nouvelles hypothèses sur l'état de déformation des matériaux à l'atteinte du moment maximal, telles que la hauteur de l'axe neutre, la déformation à l'éclatement du BO et la déformation à la fissuration des bétons. Ces informations sont essentielles pour le développement de modèles de conception en flexion.

Pour les essais de rupture à l'effort tranchant, l'analyse par corrélation d'images permettra d'observer la capacité de la couche de réparation en BFUP de travailler en flexion lors d'une rupture à l'effort tranchant selon le mécanisme de doubles rotules proposé par l'EPFL ainsi que d'approfondir les connaissances sur la nature et les étapes de développement de ce mécanisme. Ces informations serviront au développement de modèles de conception en cisaillement.

L'originalité de l'utilisation de la corrélation d'images provient donc de la capacité à déceler les petites déformations sur une région donnée, permettant ainsi d'apporter une meilleure compréhension des mécanismes responsables des résistances flexionnelle et à l'effort tranchant pour le cas particulier des éléments hybrides en BO-BFUP.

## CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DES COMPORTEMENTS EN FLEXION ET À L'EFFORT TRANCHANT DE DALLES HYBRIDES EN BO-BFUP

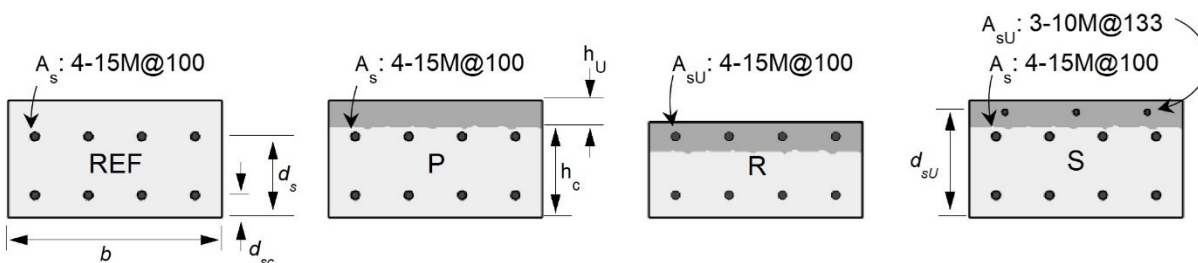
### 4.1 Introduction

Cette étude expérimentale est la première de deux réalisée dans le projet de recherche. Elle possède deux objectifs spécifiques. D'abord, elle vise à quantifier expérimentalement le gain des résistances flexionnelle et à l'effort tranchant pour des réparations en BFUP de types P, R et S. Ensuite, elle vise à caractériser les mécanismes de résistance aux efforts de flexion et tranchant pour les diverses configurations de réparation en BFUP. Cette étude constitue une première étape dans la création d'une base de données canadienne sur les éléments hybrides en BO-BFUP afin d'établir des modèles de calcul phénoménologiques pour le dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant de réparations structurales en BFUP.

### 4.2 Programme expérimental

#### 4.2.1 Configuration des dalles

Au total, huit dalles sont testées. Parmi celles-ci, deux dalles sont entièrement en BO et six dalles sont hybrides en BO-BFUP. Les huit dalles sont divisées en deux séries : portée longue (PL) et portée courte (PC). Chaque série comprend un spécimen de référence en BO, un spécimen hybride de type P, un spécimen hybride de type R et un spécimen hybride de type S. Chaque spécimen de la série PL est identique à son homologue respectif de la série PC. La série PL est utilisée pour étudier le comportement en flexion des réparations en BFUP, alors que la série PC est utilisée pour étudier son comportement à l'effort tranchant. La **Figure 4-1** illustre la section transversale des dalles, alors que le **Tableau 4-1** présente les caractéristiques des sections.



**Figure 4-1** Section transversale des dalles de la campagne expérimentale 1 (dimensions en mm)

**Tableau 4-1** Caractéristiques des sections des dalles de la campagne expérimentale 1

	<b>b</b> (mm)	<b>hc</b> (mm)	<b>hu</b> (mm)	<b>hu/hc</b>	<b>As</b> (mm <sup>2</sup> )	<b>ds</b> (mm)	<b>AsU</b> (mm <sup>2</sup> )	<b>dsU</b> (mm)	<b>d<sub>eq</sub></b> (mm)
PL-REF	400	220	-	-	800	152	-	-	152
PL-P	400	170	50	0.29	800	152	-	-	167
PL-R	400	120	60	0.50	-	-	800	152	152
PL-S	400	170	50	0.29	800	152	-	-	173
PC-REF	400	220	-	-	-	152	-	-	152
PC-P	400	170	50	0.29	800	152	-	-	167
PC-R	400	120	60	0.50	-	-	800	152	152
PC-S	400	170	50	0.29	800	152	300	195	173

Les dalles en BO PL-REF et PC-REF servent de référence pour les résistances flexionnelle et à l'effort tranchant respectivement. Elles ont une hauteur de 220 mm, une largeur de 400 mm et possèdent deux lits de quatre 15M, soit un pourcentage d'armatures tendues de 1.3%. Ces dalles représentent une configuration classique se retrouvant sur les ponts routiers au Québec.

Les dalles PL-P et PC-P simulent une réparation en BFUP de type P qui est principalement vouée à l'étanchéisation de la dalle et qui possède un renforcement limité. La réparation est sans ajout d'armatures et sans recouvrement de l'armature en place. Pour ce faire, 50 mm d'enrobage de BO sont remplacés par 50 mm de BFUP. Elles conservent la hauteur initiale des dalles de référence de 220 mm. Leur rapport  $h_U/h_c$  est de 0.3.

Les dalles hybrides PL-R et PC-R simulent une réparation en BFUP de type R dont l'objectif est de réhabiliter une dalle dont les armatures sont endommagées, tout en offrant une protection accrue

des armatures en place et une réduction de poids. La réparation est sans ajout d'armatures et avec recouvrement de l'armature en place. Pour ce faire, 100 mm de BO sont remplacés par 60 mm de BFUP. Ces possèdent une hauteur de 180 mm, soit une réduction de 20 mm par rapport aux dalles de référence. Leur rapport  $h_U/h_c$  est de 0,5.

Les dalles hybrides PL-S et PL-C simulent une réparation en BFUP de type S ayant pour but un renforcement majeur sans augmentation significative de poids et dont l'étanchéisation est obtenue par défaut. La réparation est avec un ajout d'armatures et sans recouvrement de l'armature en place. Pour ce faire, 50 mm de BO sont remplacés par 50 mm de BFUP armé. Ces dalles possèdent trois 10M supplémentaires pour un pourcentage de 1.5% dans le BFUP et elles conservent la hauteur initiale des dalles de références, soit 220 mm. Leur rapport  $h_U/h_c$  est de 0.3.

#### 4.2.2 Production des dalles

Le BO des huit dalles provient d'une seule gâchée et a été livré par camion toupie au laboratoire. Une fois mis en place dans les coffrages, le BO et été vibré à l'aide d'une aiguille. La surface des dalles a ensuite été arasée à partir d'une règle d'égalisation fabriquée sur mesure. Celle-ci permettait de s'appuyer sur les bords de coffrage afin d'obtenir précisément la hauteur désirée. Enfin, la finition de surface a été effectuée à l'aide d'une truelle. Pour les dalles hybrides, un retardateur de prise a été vaporisé sur la surface truellée. Une pellicule plastique a été déposée sur le coffrage de toutes les dalles afin d'empêcher l'évaporation et de conserver un taux d'humidité élevé pour les premières 24 h. Le lendemain, le béton de surface des dalles hybrides ayant été en contact avec le retardateur a été retiré à l'aide d'un jet d'eau sous pression. Ce procédé a permis d'obtenir une surface uniforme dont la rugosité, générée par les granulats exposés du béton, était d'environ 5 mm. Une cure humide de 6 jours a ensuite été effectuée. La **Figure 4-2** présente un montage photos de la production de la section en BO des dalles.



**Figure 4-2 Production de la section en BO des dalles**

La gâchée de BFUP a été effectuée au laboratoire 3 semaines après celle du BO à l'aide d'un mélangeur EZG de type MH20 possédant une capacité de 570 L. Le BFUP a été mis en place à partir de chaudières. Les chaudières ont été transvidées depuis plusieurs points de chute sur chacune des dalles. Ce procédé a été modifié pour la seconde campagne expérimentale afin de générer un écoulement continu depuis une extrémité. Des coups de maillet ont été appliqués sur les parois de coffrage pour aider le nivellement du BFUP et la surface a été truellée. Une pellicule plastique a été déposée directement sur la surface du BFUP afin de prévenir l'évaporation pour les premières 24 h. Le lendemain, une cure humide de 6 jours a été initiée. La **Figure 4-3** présente un montage photos de la production de la section en BFUP des dalles.





**Figure 4-3 Production de la section en BFUP des dalles**

### 4.2.3 Propriétés des matériaux

Le BO utilisé possède un ciment de type GU, un granulat de taille maximale de 14 mm et un ratio eau/ciment de 0.62. La résistance à la compression visée pour l'obtention d'une valeur représentative des vieux ponts existants du parc d'infrastructures au Québec était de 30 MPa. Sa composition est présentée au **Tableau 4-2**. La résistance à la compression, le module de Young et le coefficient de Poisson ont été caractérisés à 28 jours et lors des essais structuraux selon les normes ASTM C39 et C469 (ASTM International, 2014, 2021a), tandis que la résistance à la traction a été caractérisée lors des essais structuraux à 64 jours selon la norme ASTM C496 (ASTM International, 2017a).

**Tableau 4-2 Compositon du BO**

<b>Composant</b>	<b>Quantité (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Eau	194
Ciment GU (Holcim)	311
Sable 0/2 mm	758
Sable 2/5 mm	233
Granulats 5/14 mm	917
Réducteur d'eau (EuconWR)	1
Réducteur d'eau et retardateur de prise (Eucon 727)	1
Superplastifiant (Eucon 37)	2
<b>Total</b>	<b>2 417</b>

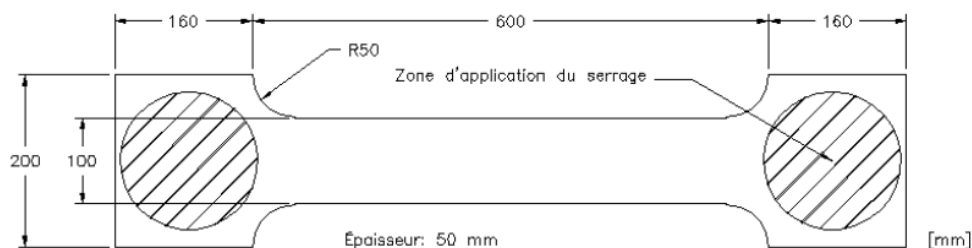
Le BFUP UP-F4, développé à Polytechnique et commercialisé par Sika, a été utilisé. Il possède un ratio eau-ciment de 0.20, contient 4% en volume de fibre d'acier. Ces fibres ont une limite élastique de 2850 MPa, une longueur de 13 mm et un diamètre de 0.20 mm. Sa composition est présentée au **Tableau 4-3**. La résistance à la compression, le module de Young et le coefficient de Poisson ont été caractérisés à 28 jours et lors des essais structuraux selon la norme ASTM C1856 (ASTM International, 2017b). La loi en traction a quant à elle été caractérisée lors des essais structuraux à 64 jours à l'aide d'essais sur os développé à l'interne par Beurivage (2009). La **Figure 4-4** présente la forme et les dimensions des spécimens de traction directe.

**Tableau 4-3 Compositon du BFUP UP-F4**

<b>Composant</b>	<b>Quantité (kg/m<sup>3</sup>)</b>
Eau	184
Prémix (mélange ciment, ajouts cimentaires et sable fin)	1 849
Adjuvants	91 <sup>a</sup>
Fibres	312
<b>Total</b>	<b>2 436</b>

<sup>a</sup> : Valeur approximative





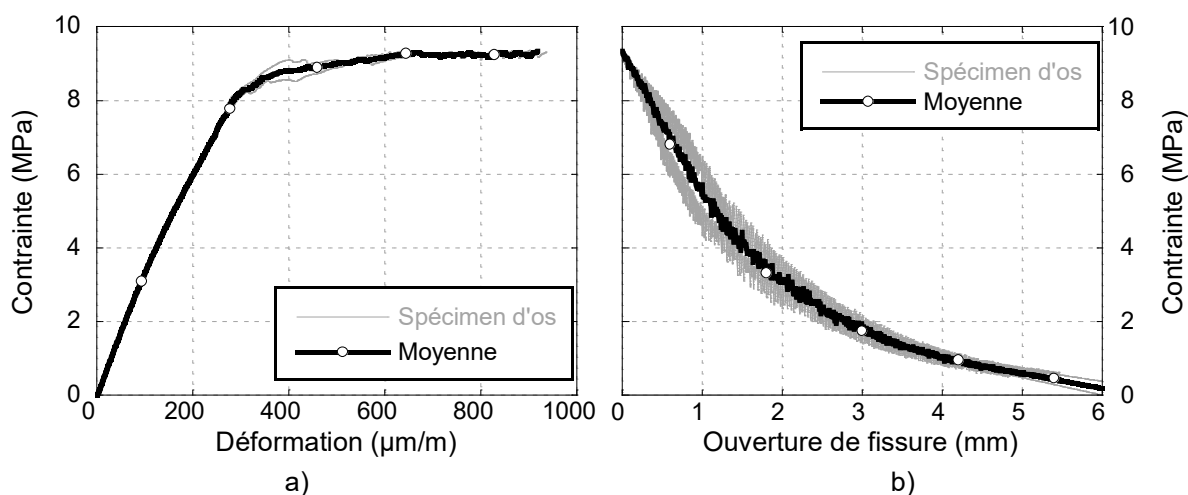
**Figure 4-4 Dimensions des spécimens de traction directes, (Beaurivage, 2009)**

Les propriétés moyennes en compression à 28 jours et lors des essais structuraux pour le BO et le BFUP ainsi que celles en traction lors des essais structuraux sont indiquées au **Tableau 4-4**. Le comportement complet en traction du BFUP est présenté à la **Figure 4-5** dans laquelle la courbe moyenne est obtenue respectivement par unitarisation et par pas constant pour les comportements pré-pic et post-pic (Androuët, 2018). Sur les trois spécimens d'os caractérisés, seuls deux ont été utilisés pour obtenir la courbe moyenne, car le 3<sup>e</sup> spécimen a présenté un comportement singulier atypique.

**Tableau 4-4 Propriétés moyennes pour le BO et le BFUP**

Béton	$f_c$ 28j (MPa)	$E_c$ 28j (GPa)	$\nu$ 28j	$f_c$ essais <sup>a</sup> (MPa)	$E_c$ essais <sup>a</sup> (GPa)	$\nu$ essais <sup>a</sup>	$f_t$ essais <sup>a</sup> (MPa)	$\epsilon_t$ essais <sup>a</sup> ( $\mu\text{m/m}$ )
BO	32.4	31.7	0.21	39.3	33.5	0.22	2.9	-
UP-F4	110.9	36.8	0.20	125.3	38.7	0.26	9.3	920

<sup>a</sup>: 64 à 112 jours



**Figure 4-5 Comportement en traction du BFUP UP-F4, a) pré-pic, b) post-pic**

Les propriétés des bétons mesurées au moment des essais structuraux (**Tableau 4-4**) se sont avérées être bien différentes de celles qui étaient attendues. Pour le BO, la résistance à la compression mesurée était plus de 1.3 fois la valeur de 30 MPa visée. Ceci a contribué en partie à accroître la résistance des dalles à l'effort tranchant. Pour le BFUP, ce sont ses propriétés en compression et en traction qui se sont avérées significativement moindres que celles attendues. Les fibres utilisées dans le mélange provenaient d'un nouveau fournisseur et, malheureusement, celles-ci n'avaient pas la résistance en traction attendue et présentaient de fortes variabilités dimensionnelles (longueur et diamètre). Ainsi, la résistance et la déformation ultimes à la traction du BFUP mesurées étaient respectivement moins de 0.77 et 0.37 fois les valeurs attendues, soit plus de 12 MPa et plus de 2 500  $\mu\epsilon$  pour un BFUP UP-F4 (**Figure 2-3**). Ces importantes réductions de résistance et de capacité d'écroutissage ont nettement diminué les résistances en flexion et à l'effort tranchant des dalles hybrides.

Les armatures utilisées sont de nuance 400W et ont été caractérisées par des essais de traction directe selon la norme ASTM E8 (ASTM International, 2021b). Leurs propriétés moyennes sont indiquées au Tableau 4-5.

**Tableau 4-5 Propriétés moyennes des armatures**

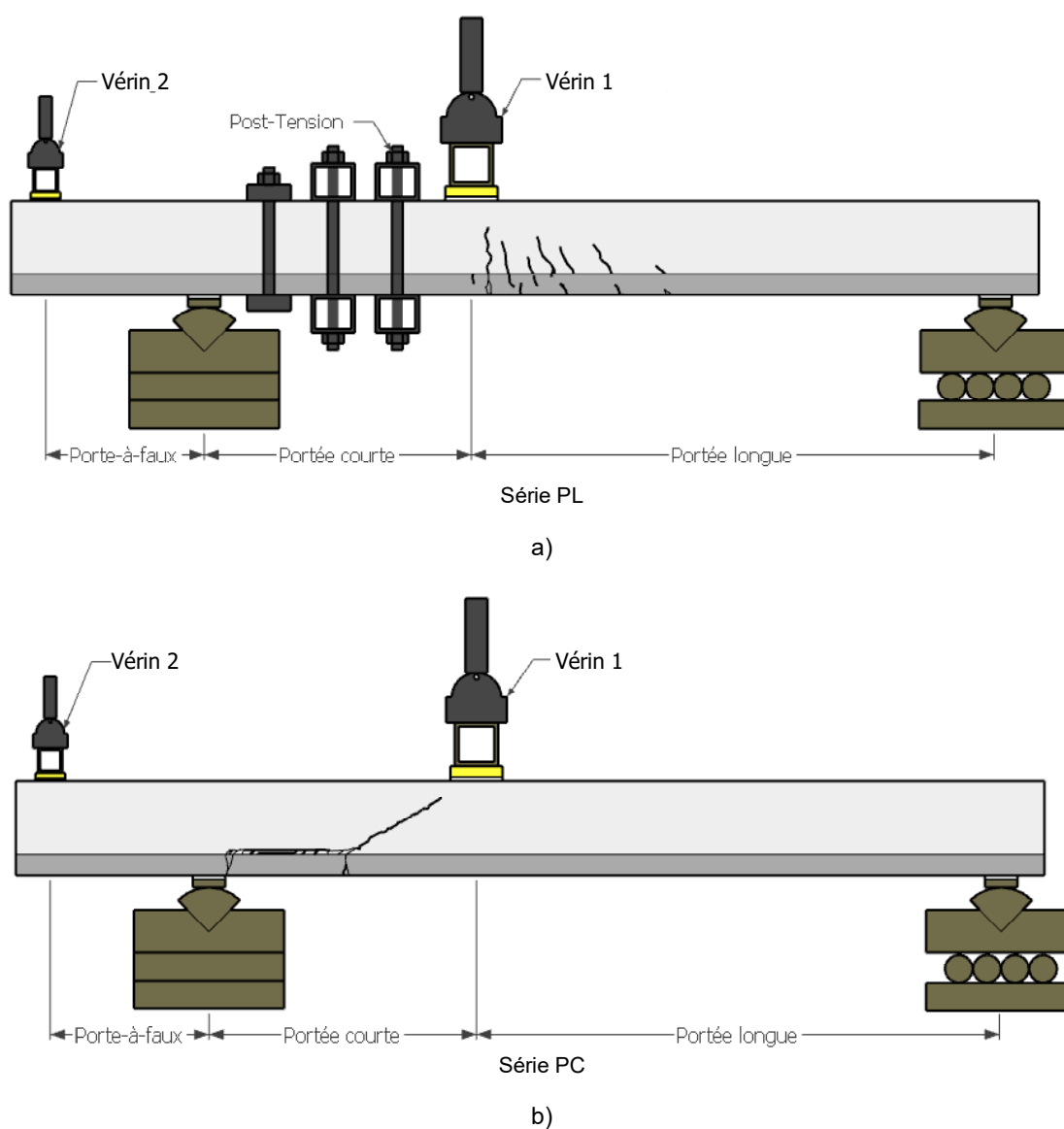
Armature	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
10M	217	436	629
15M	206	419	592

#### 4.2.4 Montage d'essai et instrumentation

Les montages illustrés à la **Figure 4-6** ont été utilisés pour tester les dalles des séries PL et PC. Le vérin 1 peut développer une force maximale de 490 kN, alors que le vérin 2 peut développer une force maximale de 49 kN. En raison de sa dimension réduite et de son branchement hydraulique, le vérin 2 produit une force égale à 11% de celle du vérin 1. Lors du chargement, la force au vérin 1 est appliquée au taux de 0.1 kN/s (approximativement 0.15 mm/min) jusqu'à la rupture. La mise en charge est interrompue brièvement lorsque l'effort induit à la section critique subit un incrément de 25% du moment résistant de la dalle de référence afin de permettre le traçage manuel des fissures sur l'une des faces latérales de la dalle. Le vérin 2 a été utilisé uniquement pour les dalles hybrides

afin d'accroître l'effort tranchant en portée courte. Cette modification au montage pour les dalles hybrides (vérins 1 et 2) relativement aux dalles de référence (vérin 1 seulement) a été effectuée afin de limiter l'impact des propriétés des bétons (**Section 4.2.3**) sur le mode de rupture observé.

Dans le cas des dalles de la série PL (**Figure 4-6a**), la portée longue est étudiée et un système de post-tension (trois paires de tiges tendues avec 50 kN chacune) est installé afin d'éviter une rupture à l'effort tranchant en portée courte et de favoriser la rupture en flexion sur la portée longue. Dans le cas des dalles de la série PC (**Figure 4-6b**), la portée courte est étudiée et aucune post-tension n'est installée afin de favoriser la rupture à l'effort tranchant en portée courte.



**Figure 4-6** Montages expérimentaux de la campagne 1, a) série PL, b) série PC

Le **Tableau 4-6** présente les dimensions et caractéristiques du montage pour chaque dalle. Le ratio  $V_f/M_1$  indique le rapport entre l'effort tranchant de la portée étudiée (portée courte pour la série PC et portée longue pour la série PL) et le moment sous le vérin 1.

**Tableau 4-6 Longueur des portées et caractéristiques du montage**

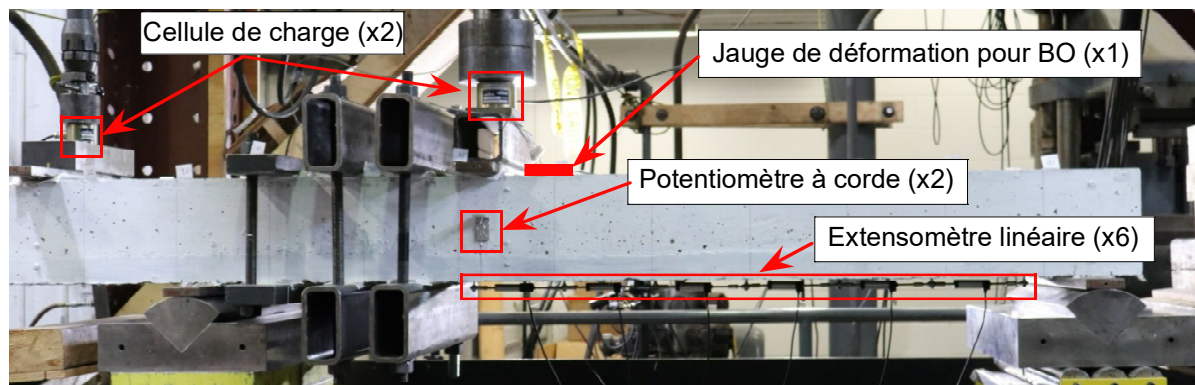
Spécimen	L <sub>L</sub> (mm)	L <sub>C</sub> (mm)	L <sub>PAF</sub> (mm)	Vérin 2	Post-tension	V <sub>f</sub> /M <sub>1</sub>
PL-REF	1199	647	-	Non	Oui	0.83
PL-P	1251	600	354	Oui	Oui	0.80
PL-R	1251	600	346	Oui	Oui	0.80
PL-S	1251	599	351	Oui	Oui	0.80
PC-REF	1277	573	-	Non	Non	1.75
PC-P	1252	599	352	Oui	Non	1.85
PC-R	1257	596	349	Oui	Non	1.85
PC-S	1248	602	349	Oui	Non	1.83

L<sub>L</sub> : Portée longue entre l'appui rouleau et le vérin 1

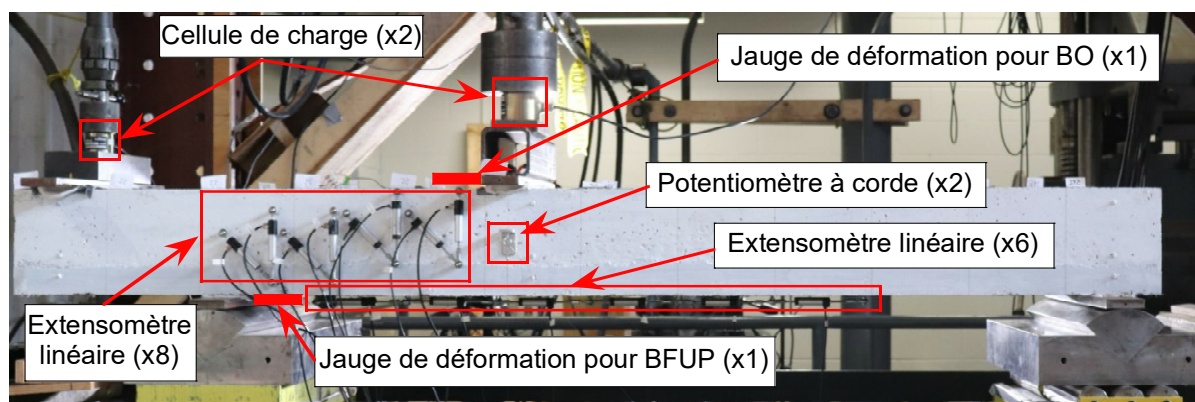
L<sub>C</sub> : Portée courte entre l'appui fixe et le vérin 1

L<sub>PAF</sub> : Portée du porte-à-faux entre l'appui fixe et le vérin 2

Les données expérimentales ont été recueillies selon deux techniques, soit sans contact par le procédé d'analyse par corrélation d'images numériques avec une fréquence de 1 Hz et par instrumentation physique (potentiomètres à corde, jauges de déformation, extensomètre linéaire, cellules de charge) avec une fréquence de 5 Hz. Le procédé d'analyse par corrélation d'images numériques, qui nécessite un pré et un post-traitement, est détaillé à la **Section 3.3**, alors que l'instrumentation physique, qui permet le suivi en temps réel des essais structuraux, est présentée à la **Figure 4-7**. Les photographies de la **Figure 4-7** ont été prises sur la face latérale opposée et ont été inversées suivant l'axe horizontal afin de présenter la portée courte à gauche et la portée longue à droite.



a)



b)

**Figure 4-7 Instrumentation installée sur les dalles, a) série PL, b) série PC**

Pour les deux séries, PL et PC, une cellule de charge est positionnée sous chaque vérin et mesure la force appliquée. Aussi, un potentiomètre à corde vertical et un potentiomètre à corde oblique sont fixés à mi-hauteur sous le vérin 1 afin de mesurer les déplacements horizontal et vertical. Pour les dalles de la série PL (**Figure 4-7a**), une jauge de déformation à béton de 60 mm est posée en portée longue à la fibre comprimée à côté de la plaque de chargement du vérin 1. De plus, six extensomètres linéaires de 200 mm de long mesurent l'ouverture des fissures à la fibre tendue. Le premier extensomètre est centré sous le vérin 1. Pour les dalles de la série PC (**Figure 4-7b**), une première jauge de déformation à béton de 60 mm est posée en portée courte à la fibre comprimée à côté de la plaque de chargement du vérin 1 et une seconde jauge est posée en portée courte à la fibre tendue à côté de la plaque d'appui. L'ouverture des fissures à la fibre tendue est mesurée par six extensomètres linéaires de 200 mm de long, dont le 3<sup>e</sup> est centré sous le vérin 1. De plus, deux paires d'extensomètres linéaires de 150 mm de long sont posées verticalement et à 45° sur le

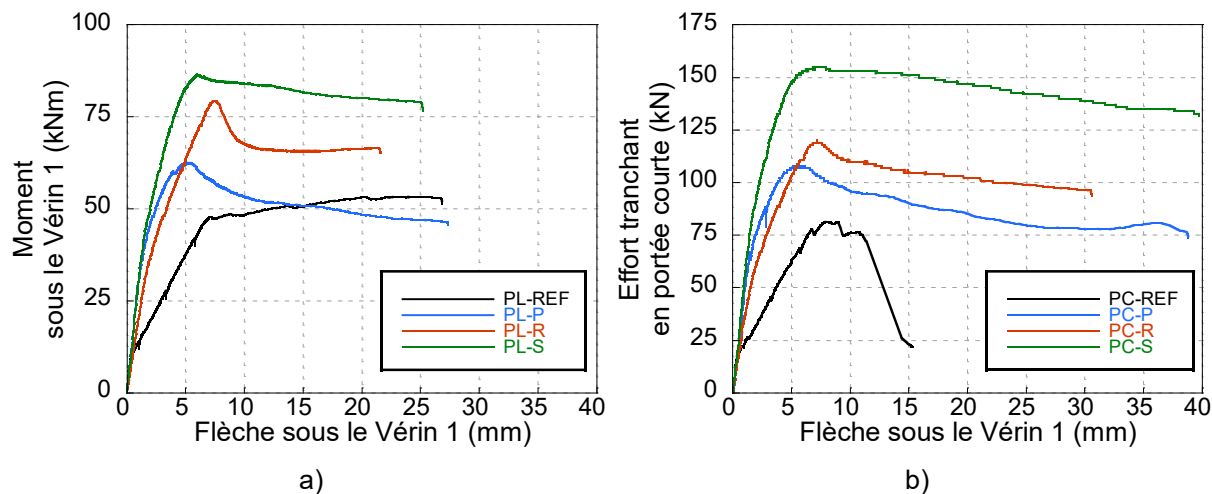
substrat en BO pour mesurer l'ouverture de fissures de cisaillement, et deux autres paires sont posées sur le BO et le BFUP pour mesurer l'ouverture de fissure de délamination.

### 4.3 Résultats expérimentaux et analyse

Dans cette section, le comportement mécanique global des dalles est présenté, puis les déformations de surface et l'ouverture des fissures sont étudiées. Les résultats expérimentaux présentés dans cette section sont issus des cellules de charges (**Figure 4-7**) et de l'analyse par corrélation d'images (**Section 3.3**).

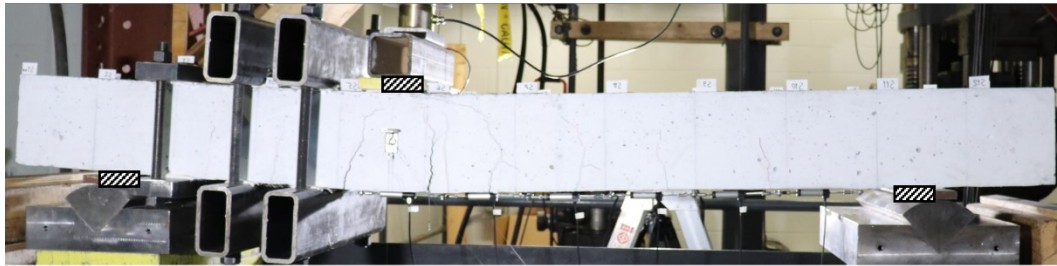
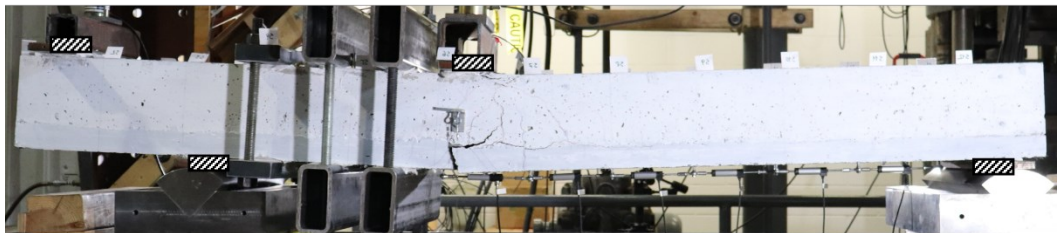
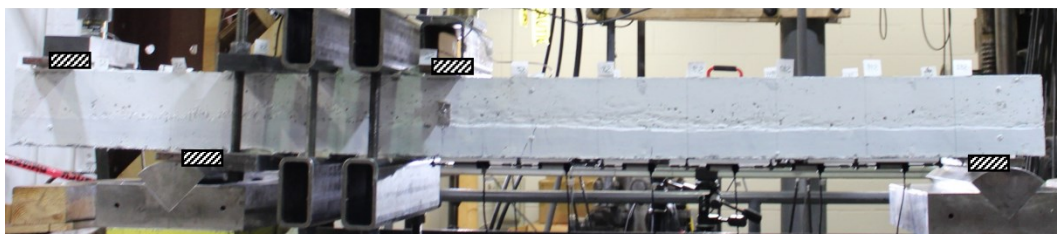
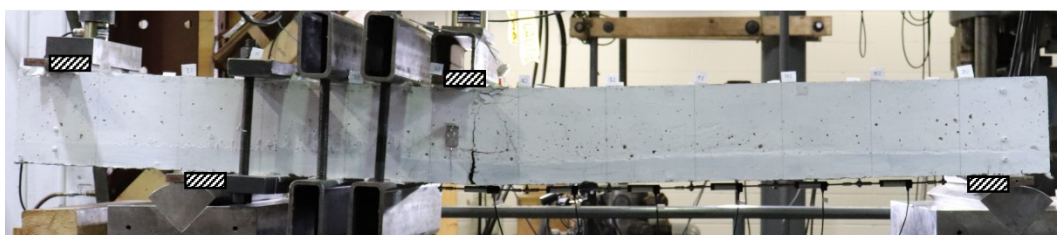
#### 4.3.1 Comportement mécanique des dalles

Le comportement moment-flèche pour les dalles de la série PL est illustré à la **Figure 4-8a** et le comportement effort tranchant-flèche pour les dalles de la série PC est illustré à la **Figure 4-8b**. Les dalles de références sont de couleur noire, alors que les dalles hybrides sont de couleur bleue, rouge et verte pour les configurations de réparation de types P, R et S respectivement. Pour les dalles de la série PL (**Figure 4-8a**), l'essai a été interrompu lorsque des signes visuels importants indiquaient l'écrasement en compression de la fibre comprimée du substrat en BO en portée longue, à l'exception de la dalle PL-R pour laquelle l'essai a prématurément été interrompu en raison du contact imminent entre les boulons de la post-tension et le banc d'essai. L'interruption des essais a ainsi été effectuée à une flèche approximativement 4 fois plus élevée que la flèche correspondant à la plastification des armatures de la dalle de référence. Pour les dalles de la série PC (**Figure 4-8b**), l'essai a aussi été interrompu lorsque des signes visuels importants indiquaient l'écrasement en compression de la fibre comprimée du substrat en BO en portée longue, à l'exception de la dalle PC-REF pour laquelle l'essai a prématurément été interrompu en raison de la fissuration diagonale en portée courte qui a engendré une perte totale de capacité portante.

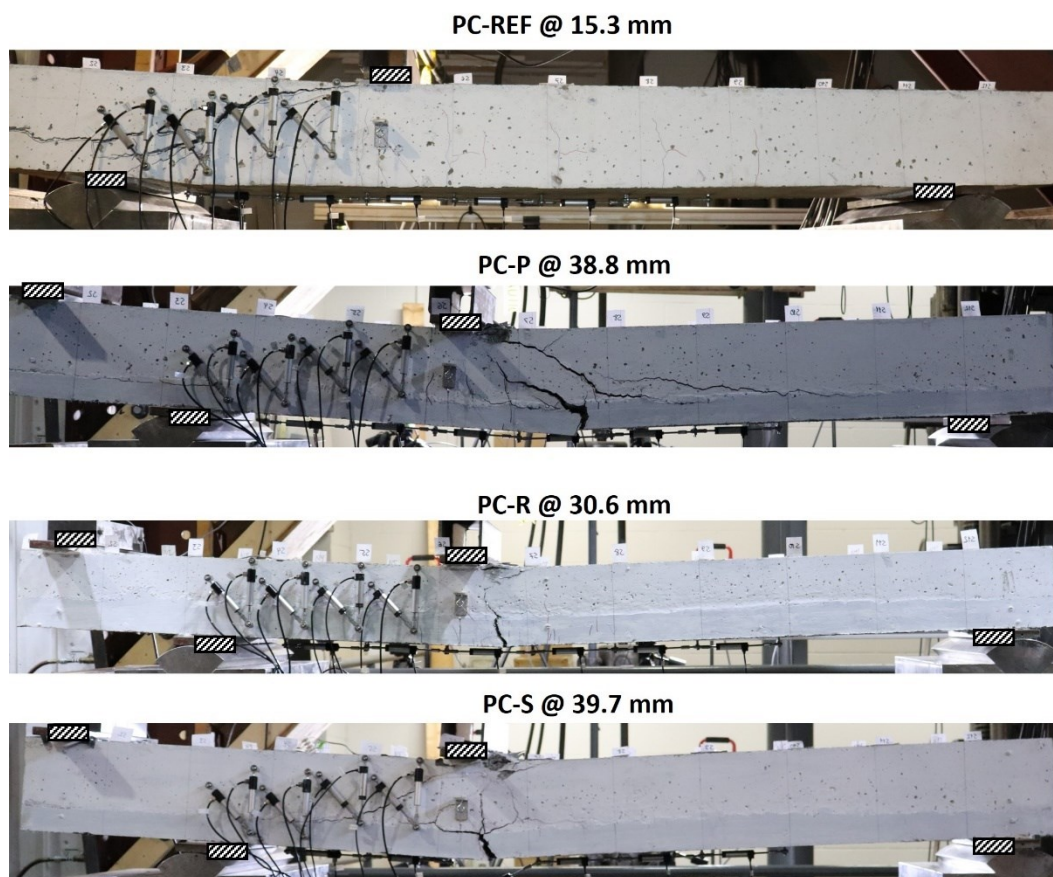


**Figure 4-8 Comportement effort-flèche des dalles de l'étude préliminaire, a) moment-flèche pour la série PL, b) effort tranchant-flèche pour la série PC**

La **Figure 4-9** et la **Figure 4-10** présentent respectivement les photographies des dalles de la série PL et de la série PC à la fin de leur essai. Les plaques de chargement et les plaques d'appui sont représentées par un rectangle hachuré dans ces figures. Les photographies présentées, prises sur la face latérale opposée, ont été inversées suivant l'axe horizontal de afin de présenter la portée courte à gauche et la portée longue à droite.

**PL-REF @ 26.8 mm****PL-P @ 27.3 mm****PL-R @ 21.6 mm****PL-S @ 25.2 mm****Figure 4-9 Photographies des dalles de la série PL à la fin de leur essai**





**Figure 4-10 Photographies des dalles de la série PC à la fin de leur essai**

Les résistances expérimentales, les modes de rupture observés ainsi que les portées (PC ou PL) où se sont produites les ruptures sont présentés au **Tableau 4-7**. La colonne  $M_{EXP}$  indique le moment plastique expérimental de la dalle de référence et le moment maximal expérimental des dalles hybrides pour les ruptures en flexion. La colonne  $V_{EXP}$  indique l'effort tranchant maximal expérimental de la dalle de référence et des dalles hybrides pour les ruptures à l'effort tranchant. Les colonnes  $M_{EXP}/M_{EXP REF}$  et  $V_{EXP}/V_{EXP REF}$  correspondent aux ratios de résistance en flexion et à l'effort tranchant relativement aux dalles de référence PL-REF et PC-REF. Le symbole « > » est utilisé pour les dalles hybrides de la série PC, car celles-ci ont présenté une rupture en flexion avant d'atteindre leur résistance maximale à l'effort tranchant.

**Tableau 4-7 Résistance expérimentale et mode de rupture des dalles PL et PC**

<b>Dalle</b>	$M_{EXP}$ (kNm)	$M_{EXP}$ / $M_{EXP REF}$	$V_{EXP}$ (kN)	$V_{EXP}$ / $V_{EXP REF}$	<b>Rupture</b>
PL-REF	48.2	1.00	-	-	Flexion (PL)
PL-P	62.6	1.30	-	-	Flexion (PL)
PL-R	79.3	1.65	-	-	Flexion (PL)
PL-S	86.4	1.79	-	-	Flexion (PL)
PC-REF	-	-	81.6	1.00	Cisaillement (PC)
PC-P	58.6	1.22	> 108.4	> 1.33	Flexion (PL)
PC-R	64.3	1.33	> 119.0	> 1.46	Flexion (PL)
PC-S	85.1	1.77	> 155.4	> 1.90	Flexion (PL)

Les dalles de la série PL, étudiées en flexion, ont toutes subi une rupture en flexion (**Figure 4-8a**, **Figure 4-9** et **Tableau 4-7**). La dalle PL-REF a présenté un moment de fissuration de 9.0 kNm et un moment résistant de 48.2 kNm, marqué par la plastification des armatures tendues. Les dalles hybrides PL-P, PL-R et PL-S affichent un comportement moment-flèche nettement amélioré relativement à la dalle PL-REF (**Figure 4-8a**). Leur rigidité initiale est maintenue jusqu'à un effort approximativement trois fois supérieur à celui de la dalle PL-REF, soit de plus de 27 kNm. À cet instant, le BFUP atteint sa déformation limite ultime en traction et entre en phase adoucissante. À un effort correspondant à celui de la résistance de la dalle de référence, soit 48 kNm, la flèche mesurée des dalles hybrides est plus de 2.4 fois moindre que celle de la dalle PL-REF. Les dalles hybrides PL-P, PL-R et PL-S atteignent respectivement un moment maximal 1.30, 1.65 et 1.79 fois supérieur à celui de la dalle PL-REF (**Tableau 4-7**), ce qui représente des gains de capacité substantiels. En comportement post-pic, le BFUP est en phase adoucissante et tous les lits d'armatures sont plastifiés. Ce faisant, le moment post-pic des dalles hybrides diminue. Une réparation en BFUP assure ainsi une rigidité initiale accrue, alors que l'épaisseur de BFUP et la présence d'armatures supplémentaire contribuent quant à elles à l'augmentation significative de la résistance flexionnelle.

Dans le cas des dalles de la série PC, seule la dalle PC-REF a présenté une rupture à l'effort tranchant à un effort de cisaillement maximal de 81.6 kN (**Tableau 4-7**). Les dalles hybrides PC-P, PC-R et PC-S ont présenté un comportement similaire à celui de leur homologue de la série PL (**Figure 4-8**), car leur résistance flexionnelle s'est avérée limitante. En effet, les dalles hybrides

PC-P, PC-R et PC-S ont subi une rupture en flexion en portée longue pour un effort tranchant maximal en portée courte de 108.4 kN, 119.0 kN et de 155.4 kN respectivement (**Figure 4-8b**, **Figure 4-10** et **Tableau 4-7**). Deux facteurs ont mené à cet aboutissement imprévu. D'une part, la résistance en compression élevée du BO et la faible résistance en traction du BFUP ont contribué à favoriser une rupture en flexion. D'autre part, la précision du modèle de calcul utilisé pour le dimensionnement à l'effort tranchant s'est avérée faible pour les dalles étudiées. Ceci sera discuté en détail au **Chapitre 8**. Ainsi, puisque la résistance ultime à l'effort tranchant n'a pu être déterminée expérimentalement pour les dalles hybrides de la série PC, les ratios  $M_{EXP}/M_{EXP REF}$  ont donc été évalués (**Tableau 4-7**). Les dalles hybrides PC-P et PC-S ont atteint une rupture en flexion sous un effort de flexion similaire à leur homologue respectif de la série PL, ce qui est justifié considérant la nature hétérogène des bétons et la variabilité normale entre deux spécimens distincts. Or, dans le cas des dalles PC-R et PL-R, l'importante variabilité entre leur moment expérimental (64.3 kNm et 79.3 kNm respectivement au **Tableau 4-7**) renvoie plutôt à l'effet de la variabilité de la longueur et de la qualité des fibres du BFUP sur son comportement en traction. Les réparations en BFUP, armée ou non, ont dans tous les cas assuré un gain substantiel de résistance à l'effort tranchant par rapport à la dalle de référence et permis de modifier la rupture fragile à l'effort tranchant d'une dalle en BO en une rupture en flexion ductile.

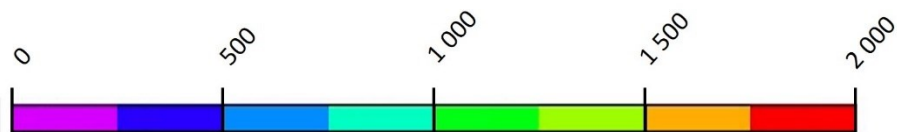
## 4.3.2 Étude des déformations et de l'ouverture des fissures

### 4.3.2.1 Évolution du patron de fissuration

L'évolution du patron de fissuration des dalles hybrides de configuration de type S est comparé à celui des dalles de référence. Les dalles de configuration de type S ont été choisies ici, car ce sont celles qui présentent l'état d'endommagement à l'effort tranchant le plus avancé.

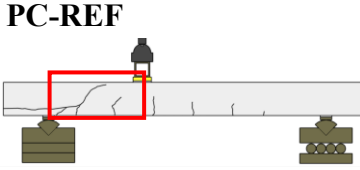
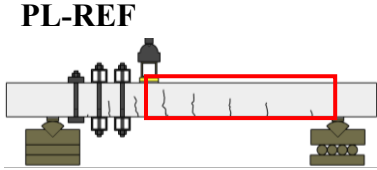
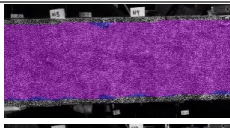
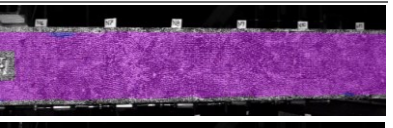
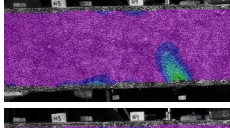
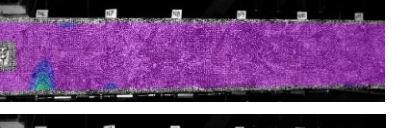
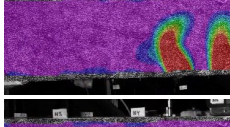
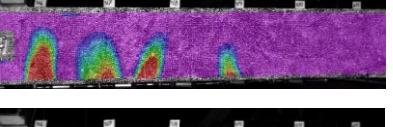
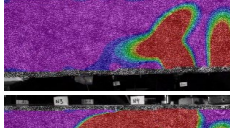
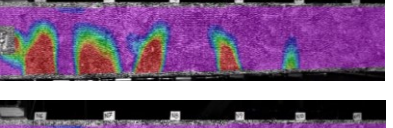
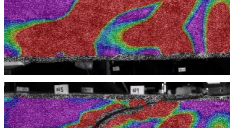
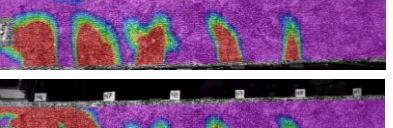
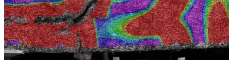
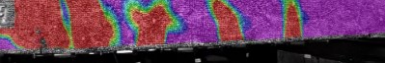
Le **Tableau 4-8** présente l'évolution du patron de fissuration à partir des résultats de déformations principales pour les dalles de référence, alors que le **Tableau 4-9** présente l'évolution pour les dalles hybrides de configuration de type S. Les résultats de l'analyse par corrélation d'images numériques présentés ici sont issus de l'ensemble de caméras numériques qui a photographié la région globale (**Figure 3-2**). Les images présentées sont toutefois recadrées, afin de voir uniquement la portée étudiée (PL ou PC) du centre de l'appui au centre du point de chargement. L'échelle de déformation utilisée pour ces deux tableaux est illustrée à la **Figure 4-11**. Avec cette

échelle, la couleur mauve indique un état non fissuré, l'apparition de la couleur bleu foncé ( $\epsilon_1 > 250 \mu\epsilon$ ) indique que le BO est fissuré alors que l'apparition de la couleur vert foncé ( $\epsilon_1 > 1\,000 \mu\epsilon$ ) indique que le BFUP possède une fissure localisée, selon la loi caractérisée (**Figure 4-5a**)



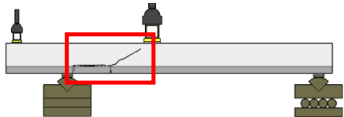
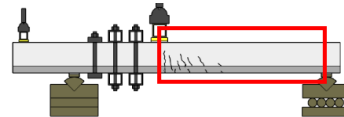
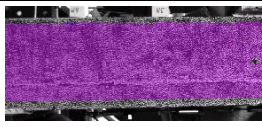
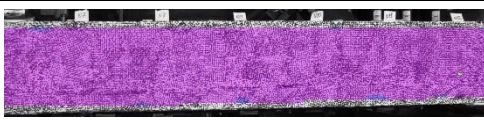
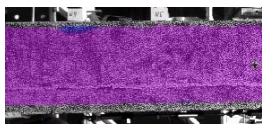
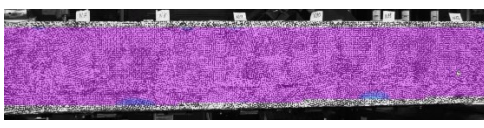
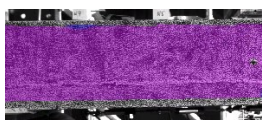
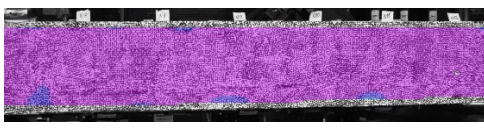
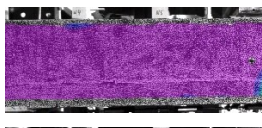
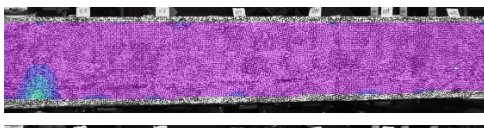
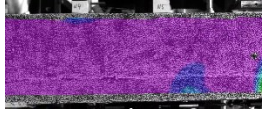
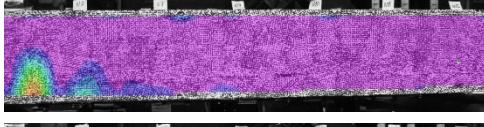
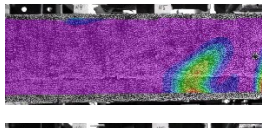
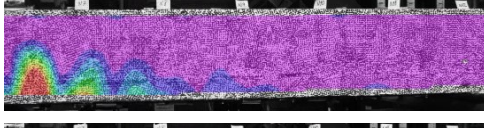
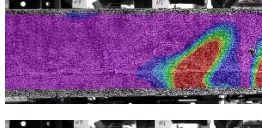
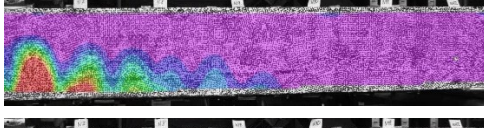
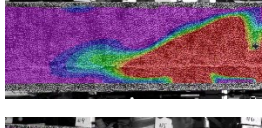
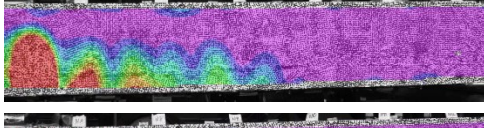
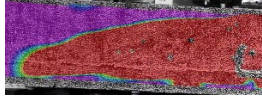
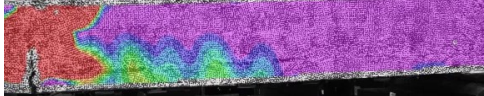
**Figure 4-11** Échelle de couleur pour les déformations principales présentées dans le **Tableau 4-8** et le **Tableau 4-9** (déformations en  $\mu\text{m/m}$ )

**Tableau 4-8** Évolution du patron de fissuration pour les dalles de référence

État de chargement (kN)	PC-REF	État de chargement (kNm)	PL-REF
			
$V_f = 0$		$M_{fl} = 0$	
$V_f = 22$		$M_{fl} = 12$	
$V_f = 44$		$M_{fl} = 24$	
$V_f = 66$		$M_{fl} = 36$	
$V_{f, MAX} = 82$		$M_{fl, MAX} = 48$	
Fin de l'essai		Fin de l'essai	



**Tableau 4-9 Évolution du patron de fissuration pour les dalles hybrides de configuration de type S**

État de chargement (kN)	PC-S	État de chargement (kNm)	PL-S
			
$V_f = 0$		$M_{fl} = 0$	
$V_f = 22$		$M_{fl} = 12$	
$V_f = 44$		$M_{fl} = 24$	
$V_f = 66$		$M_{fl} = 36$	
$V_f = 88$		$M_{fl} = 48$	
$V_f = 110$		$M_{fl} = 60$	
$V_f = 132$		$M_{fl} = 72$	
$V_{f, MAX} = 155$		$M_{fl, MAX} = 86$	
Fin de l'essai		Fin de l'essai	

Pour la dalle PL-REF (**Tableau 4-8** colonne de droite), la première fissure de flexion survient avant un moment fléchissant de 12 kNm. Lorsque le moment fléchissant est de 24 kNm, soit la moitié du moment résistant de la dalle, le patron de fissuration est presque complètement défini. Cinq fissures sont formées (la seconde marque contient deux fissures). À partir de ce niveau de chargement, les

fissures ne pénètrent que très peu dans la section et s'élargissent. La rupture en flexion survient à la plastification des armatures tendues au moment fléchissant de 48 kNm. À la rupture, 6 fissures sont présentes et possèdent un espacement moyen de 152 mm. Pour la dalle PC-REF (**Tableau 4-8** colonne de gauche), la première fissure survient avant un effort tranchant de 22 kN. Lorsque la fissure atteint la mi-hauteur de la section, elle bifurque obliquement et se prolonge le long de l'armature tendue ( $V_f = 44$  et  $V_f = 66$ ). La rupture en cisaillement survient peu après l'apparition de la fissure diagonale en « S » ( $V_f = 82$ ).

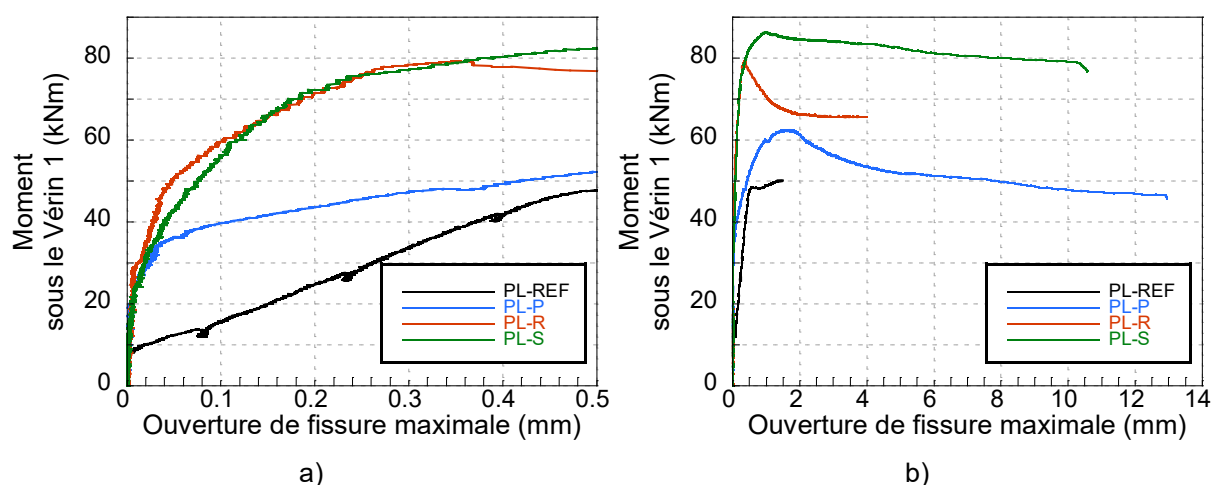
Pour la dalle hybride PL-S en portée longue (**Tableau 4-9** colonne de droite), le début de l'écroutissage s'observe à un moment fléchissant de 24 kNm, mais la localisation de fissure de flexion survient peu avant 36 kNm. À 48 kNm, soit un peu après 50% du moment résistant, le patron de fissuration est toujours en évolution. Deux fissures de flexion se sont localisées dans le BFUP, mais une seule a atteint le substrat en BO. La rupture en flexion survient lorsque le BFUP est en phase adoucissante et quand les deux lits d'armatures tendues ont plastifié, soit au moment fléchissant de 86 kNm. À la rupture, sept fissures sont présentes et possèdent un espacement moyen de 96 mm (deux fissures se sont formées dans la première marque sous le point de chargement). Pour la dalle hybride PC-S en portée courte (**Tableau 4-9** colonne de gauche), la fissuration s'initie également en flexion ( $V_f = 88$ ), comme la dalle de référence. Or, la fissure bifurque obliquement dès son entrée dans le substrat en BO ( $V_f = 110$ ) et se prolonge à l'interface BO-BFUP ( $V_f = 132$ ). La dalle PC-S a présenté une rupture en flexion ( $V_f = 155$ ) sur la portée longue (non illustrée) similaire à celle de son homologue PL-S. En comportement post-pic (fin de l'essai), de nouvelles fissures diagonales droites se sont présentées dans le substrat en BO.

L'étude du patron de fissuration en flexion montre que la couche de BFUP d'une dalle hybride procure un excellent contrôle de la fissuration verticale en retardant l'apparition des fissures de flexion, en limitant leur ouverture et leur longueur. De plus, les fissures sont plus rapprochées. Quant au patron de fissuration à l'effort tranchant, la couche de BFUP d'une dalle hybride modifie sa forme générale (forme de « S » habituellement retrouvée). Les fissures verticales dans le BFUP s'inclinent dès leur entrée dans le substrat en BO et, par la suite, plusieurs fissures obliques de forme linéaire se forment dans le substrat dont l'interface BO-BFUP est fissurée.

### 4.3.2.2 Ouverture des fissures

L'évolution de l'ouverture des fissures à la fibre tendue ainsi que l'ouverture maximale en condition de service sont étudiées pour les dalles de la série PL. Les résultats d'ouverture de fissure de l'analyse par corrélation d'images numériques présentés ici sont issus de l'ensemble de caméras numériques qui a photographié la région détaillée (**Figure 3-2**), à l'exception de la dalle PL-REF pour laquelle les résultats d'ouverture de fissure proviennent de la région globale.

La **Figure 4-12** présente le moment fléchissant sous le vérin 1 en fonction de l'ouverture des fissures maximale mesurée à la fibre tendue.



**Figure 4-12 Moment fléchissant sous le vérin 1 en fonction de l'ouverture maximale des fissures pour les dalles de la série PL, a) comportement initial agrandi, b) comportement global**

Le moment de fissuration de la dalle de référence PL-REF, visuellement marqué par un changement pente, est de 9 kNm. Pour les dalles hybrides, le comportement observé est différent. D'abord, plutôt que d'avoir un changement de pente distinctif de la courbe qui marque la transition entre un état non fissuré et l'état fissuré comme dans la dalle PL-REF, les dalles hybrides présentent une ouverture progressive des fissures qui s'initie également vers 9 kNm. Cette ouverture graduelle correspond en fait à la phase d'écroutissage du BFUP qui présente de multiples microfissures. Pour le BFUP utilisé, la localisation d'une macrofissure s'effectue à partir de  $920 \mu\epsilon$  (**Tableau 4-4** et **Figure 4-5**). Ainsi, le moment de fissuration des dalles hybrides PL-P, PL-R et PL-S est obtenu lorsque la déformation à la fibre tendue surpasse cette valeur de localisation, ce qui correspond

alors à 27 kNm, 30 kNm et 33 kNm respectivement. D'autre part, bien que le BFUP entre en phase adoucissante après cette localisation, la contribution du BFUP demeure proche de sa contribution maximale pour de petites ouvertures de fissure (**Figure 4-5b**). Le changement de pente des courbes des dalles hybrides à la **Figure 4-12a** n'est donc pas aussi marqué que pour le moment de fissuration de la dalle PL-REF. Pour la dalle PL-P, les brèves interruptions de chargement effectuées à 36 kNm et à 48 kNm pour procéder au traçage manuel des fissures, ont généré de légères oscillations dans la courbe.

Les dalles hybrides présentent un moment résistant maximal jusqu'à 1.79 fois celui de la dalle de référence. De toute évidence, ces types de renforcement seraient utilisés sur un élément de dalle qui doit répondre à des conditions de service et ultime plus exigeantes que celles de la dalle de référence. Dans une optique de comparaison, la règle du pouce pour laquelle le moment fléchissant de service est approximativement égal à la moitié du moment fléchissant ultime est utilisée pour obtenir le moment fléchissant de service de la dalle de référence. En posant l'hypothèse que le moment résistant maximal correspond au moment fléchissant ultime requis, le moment fléchissant de service est donc supposé égal à la moitié du moment résistant maximal. Pour les dalles hybrides, le moment de service est supposé égal au moment de fissuration, car aucune localisation de fissure n'est tolérée en service (CSA, 2019). Le **Tableau 4-10** présente le moment de service tel que précédemment décrit et l'état de la fissuration pour les dalles de la série PL.  $M_{serv}$  correspond au moment fléchissant en condition de service et  $M_{serv}/M_{serv REF}$  est le ratio du moment fléchissant de service de la dalle hybride sur celui de la dalle de référence.  $\omega_{MAX}$  correspond à l'ouverture maximale, Nb fissures est le nombre de fissures situées en portée longue (**Figure 4-6**) et  $s_{moy}$  est l'espacement moyen pour ces fissures.



**Tableau 4-10 Moment de service et état de la fissuration pour les dalles de la série PL**

Dalle	$M_{serv}$ (kNm)	$M_{serv}$ / $M_{serv REF}$	$\omega_{MAX}$ (mm)	Nb fissures	$s_{moy}$ (mm)
PL-REF	24.1	1.00	0.19	4	187
PL-P	27.0	1.12	0	0	-
PL-R	30.0	1.24	0	0	-
PL-S	33.0	1.37	0	0	-

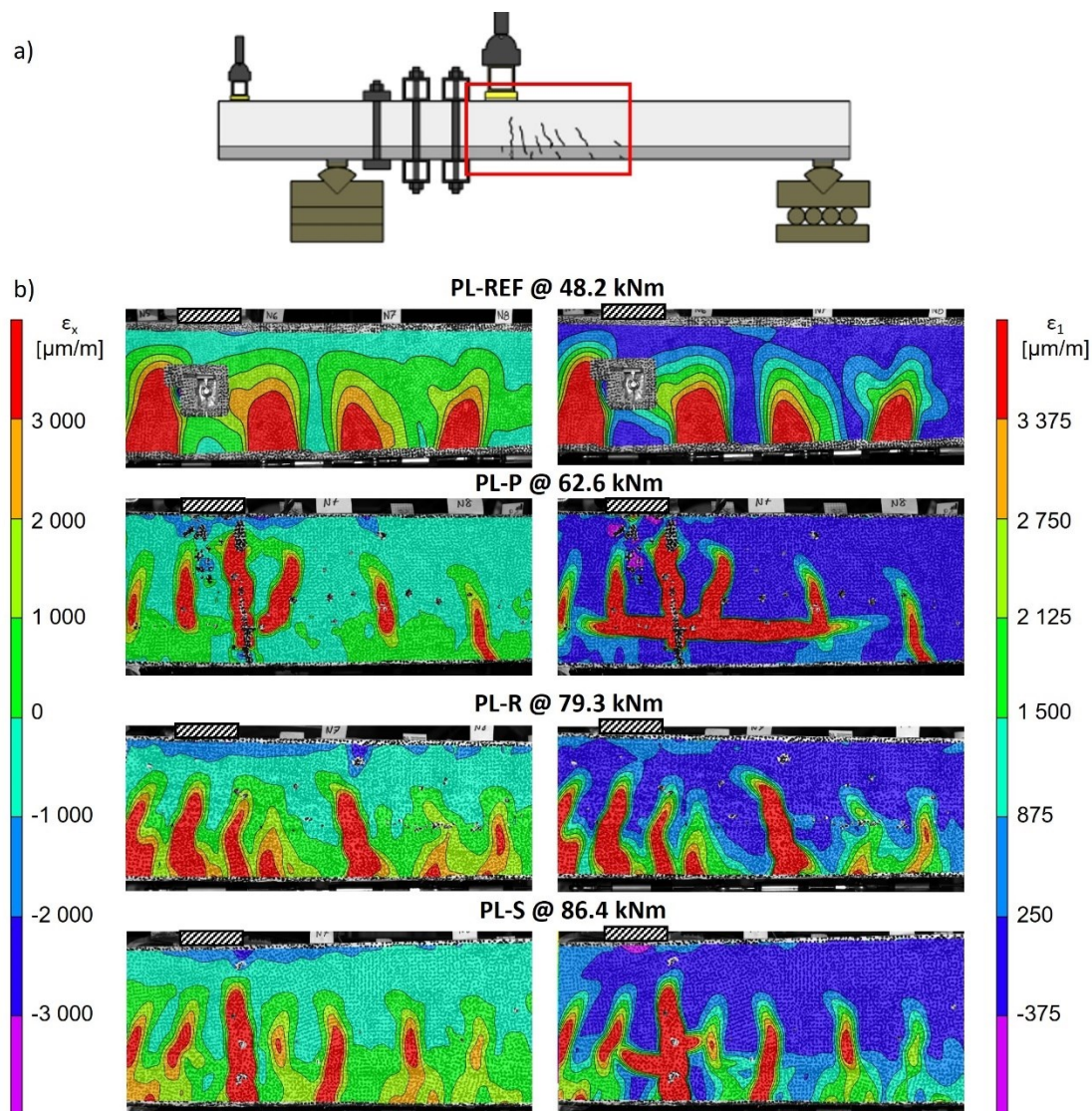
En condition de service, la dalle PL-REF possède 4 fissures dont l'ouverture maximale est de 0.19 mm (**Tableau 4-10**), ce qui respecte la valeur de 0.25 mm exigée par le Code des ponts. Pour les dalles hybrides, aucune localisation de fissure dans le BFUP n'est admise. Les dalles PL-P, PL-R et PL-S présentent un moment fléchissant de service 1.12, 1.24 et 1.37 fois supérieur à celui de la dalle de référence, et ce, malgré une importante restriction sur la limite d'ouverture de fissure et malgré une capacité d'écroutissage fortement réduite (**Section 4.2.3**).

Les réparations en BFUP procurent ainsi un important gain de durabilité en condition de service où aucune localisation de fissure n'est admise tout en procurant une augmentation du moment de service.

#### 4.3.2.3 Déformations sous chargement maximal - Série PL

La **Figure 4-13** présente les déformations longitudinales et principales pour les dalles de la série PL sous leur chargement maximal respectif. Les résultats de l'analyse par corrélation d'images numériques présentés ici sont issus de l'ensemble de caméras numériques qui a photographié la région détaillée (**Figure 3-2**) à l'exception de la dalle PL-REF pour laquelle les résultats proviennent de l'ensemble de global recadré. La position de la région d'intérêt est présentée à la **Figure 4-13a**. Pour la **Figure 4-13b**, les déformations longitudinales  $\varepsilon_x$  sont présentées à la colonne de gauche. Le gradient de couleur utilisé correspond aux valeurs de déformation allant de moins de 3 000  $\mu\varepsilon$  en compression (violet) à plus de 3 000  $\mu\varepsilon$  en tension (rouge). Avec cette échelle de déformation, l'écrasement du BO à environ 3 500  $\mu\varepsilon$  et la localisation des fissures du BFUP à 3 000  $\mu\varepsilon$  peuvent être observés. Les déformations principales  $\varepsilon_I$  sont présentées à la colonne de droite. Le gradient de couleur utilisé correspond aux valeurs de déformation allant de moins de 375  $\mu\varepsilon$  en compression (violet) à plus de 3 375  $\mu\varepsilon$  en tension (rouge). Cette échelle permet de localiser la

délamination de l'interface BO-BFUP et la propagation des fissures diagonales dans le BO. La plaque de chargement est représentée par un rectangle hachuré.



**Figure 4-13 Déformations des dalles de la série PL à leur résistance maximale, a) région d'intérêt, b) déformations longitudinales (gauche) et principales (droite)**

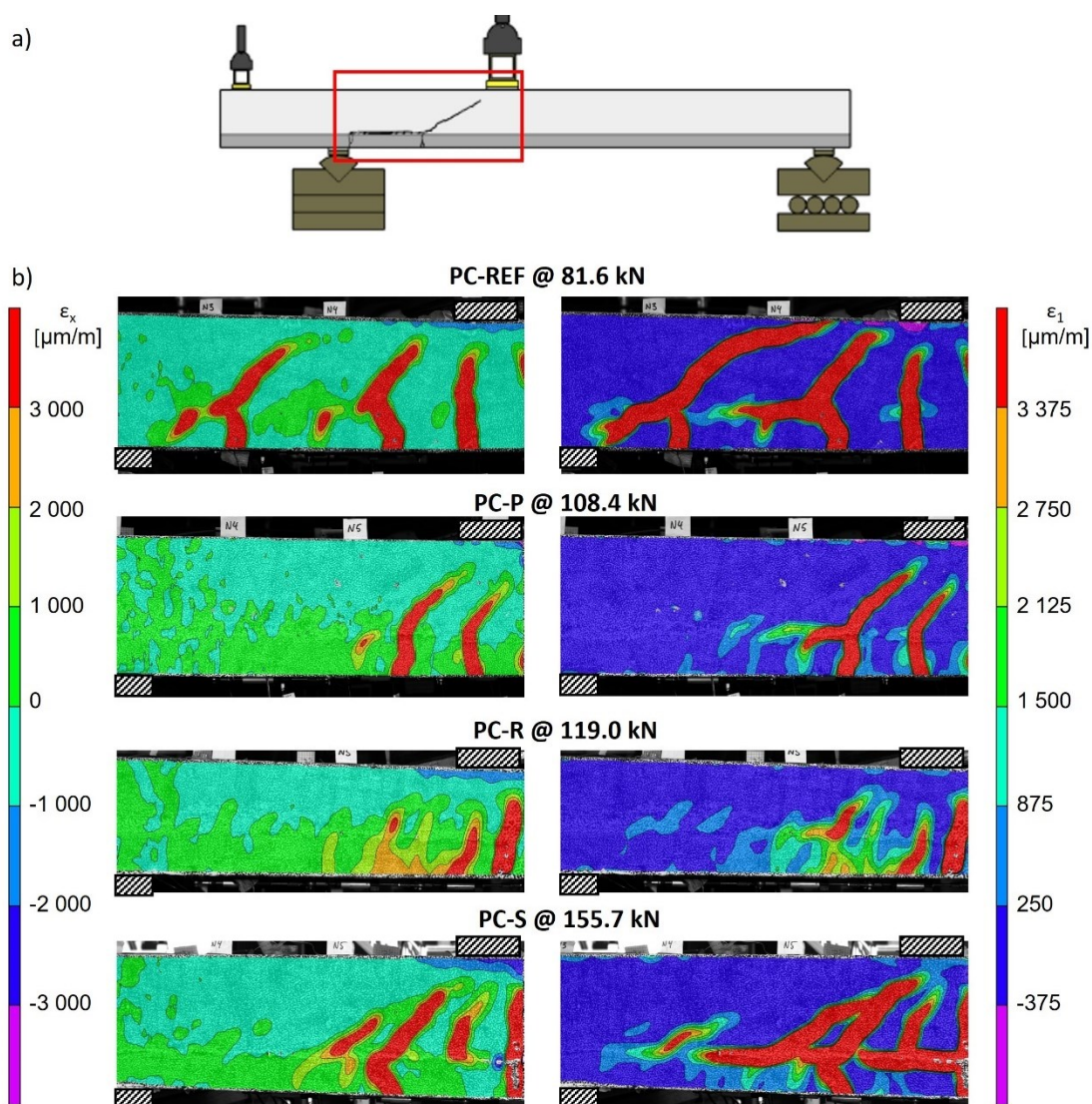
Pour la dalle PL-REF, cinq fissures verticales de flexion (la troisième marque contient deux fissures) se sont développées à l'intérieur de la région étudiée (**Figure 4-13**). À 48.2 kNm, l'ouverture de fissure maximale à la fibre tendue du BO est de 0.52 mm. Les déformations en traction du BO sont concentrées en périphérie des fissures, alors qu'elles sont presque nulles à mi-chemin entre deux fissures. À la section critique sous le point de chargement, les déformations en compression sont inférieures à  $-2\,000\ \mu\epsilon$ .

Pour les dalles hybrides, six fissures (dalle PL-P) et sept fissures (dalles PL-R et PL-S) verticales de flexion se sont développées à l'intérieur de la région étudiée (**Figure 4-13**). À leur moment maximal respectif, l'ouverture de fissure maximale à la fibre tendue pour PL-P, PL-R et PL-C est de 1.45 mm, 0.35 mm et 0.94 mm respectivement. Les déformations en traction du substrat en BO sont fortement concentrées en périphérie des fissures et redeviennent presque nulles entre deux fissures. La couche de BFUP travaille pleinement en traction. Les déformations en traction sont maintenues jusqu'à 1 000  $\mu\epsilon$  sur la région étudiée, ce qui correspond à la limite ultime en traction  $\epsilon_{Utu}$  (**Figure 4-5a**), et deviennent localement supérieures à 3 000  $\mu\epsilon$  au droit des fissures du substrat. Pour la dalle PL-P, l'état des déformations principales montre que, à la section critique sous le point de chargement, il y a une délamination de la couche de BFUP. Ce segment perd l'action monolithique de la section hybride et l'état des déformations longitudinales indique que ce segment de la couche de BFUP ne travaille plus en traction. Pour la dalle PL-S, l'état des déformations principales montre l'initiation de la délamination de l'interface BO-BFUP, alors que l'état des déformations longitudinales indique que la couche de BFUP continue de travailler en traction. Pour la dalle PL-R, aucune délamination n'est observable. À la section critique sous le point de chargement, les déformations en compression sont inférieures à -2 000  $\mu\epsilon$  pour les dalles PL-P et PL-R, alors qu'elles se situent entre -2 000  $\mu\epsilon$  et -3 000  $\mu\epsilon$  pour la dalle PL-S qui possède le moment maximal le plus élevé (**Tableau 4-7**). À l'exception de la dalle PL-P, dont la couche de BFUP s'est délaminiée, la hauteur de la zone comprimée des dalles hybrides demeure supérieure à celle de la dalle de référence. La hauteur de la zone comprimée ainsi que le ratio de cette hauteur sur la hauteur totale de la section sont de 37 mm et 0.17 pour la dalle PL-REF, 23 mm et 0.10 pour la dalle PL-P, 47 mm et 0.26 pour la dalle PL-R ainsi que 45 mm et 0.20 pour la dalle PL-S.

Ainsi, à l'atteinte du moment maximal, les déformations en compression à la section critique des spécimens hybrides demeurent bien inférieures à la déformation ultime du BO (-3 500  $\mu\epsilon$ ), la hauteur de la zone comprimée est augmentée et les déformations en traction à la section critique sont supérieures à la limite ultime du BFUP  $\epsilon_{Utu}$ , ce qui le place en phase adoucissante. De plus, la présence d'armatures dans la couche de BFUP (dalles PL-R et PL-S) assure le maintien du comportement monolithique de la section jusqu'à l'atteinte du moment maximal, ce qui est préférable et désiré.

#### 4.3.2.4 Déformations sous chargement maximal - Série PC

La **Figure 4-14** présente les déformations longitudinales et principales pour les dalles de la série PC à leur résistance maximale respective. Les résultats de l'analyse par corrélation d'images numériques présentés ici sont issues de l'ensemble de caméras numériques qui a photographié la région détaillée (**Figure 3-2**). La position de la région d'intérêt est illustrée à la **Figure 4-14a**. Pour la **Figure 4-14b**, les déformations longitudinales  $\epsilon_x$  sont présentées à la colonne de gauche, alors que les déformations principales  $\epsilon_1$  sont présentées à la colonne de droite. Les gradients de couleur utilisés sont les mêmes que ceux de la **Figure 4-13**. La plaque de chargement et la plaque d'appui sont toutes deux représentées par un rectangle hachuré.



**Figure 4-14** Déformations des dalles de la série PC à leur résistance maximale, a) région d'intérêt, b) déformations longitudinales (gauche) et principales (droite)

Pour la dalle PC-REF, la fissuration s'initie verticalement, puis s'oriente diagonalement après avoir atteint la mi-hauteur de la section (**Figure 4-14**). De plus, la fissuration diagonale se prolonge le long de l'armature tendue. L'état des déformations, longitudinales et principales, est similaire à celui de la dalle homologue PL-REF en flexion (**Figure 4-13**) jusqu'à l'apparition de la fissure diagonale en « S », qui marque la rupture en cisaillement de la dalle PC-REF.

Pour les dalles hybrides de la série PC (**Figure 4-14**), l'état des déformations présenté ne correspond pas à celui d'une rupture à l'effort tranchant, car ces dalles ont présenté une rupture en flexion depuis leur portée longue (non illustrée ici). Toutefois, deux caractéristiques émergent en portée courte où l'effort tranchant est plus important. D'abord, les fissures s'initient verticalement dans la couche de BFUP et s'orientent diagonalement dès qu'elles atteignent le substrat en BO. Ensuite, l'état des déformations principales montre que la délamination de l'interface BO-BFUP s'initie au droit d'une fissure diagonale et qu'elle se propage vers l'appui. Ce patron de fissuration indique que les dalles se retrouvent dans un état transitoire où le mécanisme de résistance à double rotule, proposé par Noshiravani et Brühwiler (2014), est en formation. La dalle PC-R présente le début de cet état transitoire. Les déformations se localisent au droit de l'une de ses fissures diagonales, ce qui génère la première rotule plastique du mécanisme. La dalle PC-P montre une étape subséquente où l'ouverture de la fissure diagonale et la rotation de la première rotule plastique génèrent la délamination de l'interface BO-BFUP. À l'atteinte de la charge maximale, la formation du mécanisme est presque complétée pour la dalle PC-S. De nouvelles fissures diagonales sont apparues dans son substrat en BO qui affiche un endommagement sévère en cisaillement et l'état des déformations principales montre que la fissuration présente à l'interface BO-BFUP commence à plonger vers l'appui. La seconde rotule plastique du mécanisme s'est d'ailleurs développée pour la dalle PC-S en comportement post-pic. L'analyse des déformations permet aussi de constater que la fissuration diagonale qui apparaît dans le substrat en BO pénètre plus profondément que la fissuration verticale de flexion à l'intérieur de la zone comprimée (dalles PC-P et PC-S). Ceci a pour effet d'augmenter l'état de compression à la fibre comprimée à l'approche d'une rupture à l'effort tranchant (dalle PC-S à la **Figure 4-14** relativement à la dalle PL-S à la **Figure 4-13**). D'autre part, comme les dalles hybrides de la série PL (**Figure 4-13**), les dalles de la série PC possèdent un nombre de fissures diagonales plus élevé dans le substrat en BO et celles-ci sont plus rapprochées relativement à celles de la dalle de référence PC-REF. Ceci indique qu'une réparation en BFUP modifie l'espacement moyen des fissures dans le substrat en

BO et qu'elle pourrait aussi avoir un impact sur le paramètre d'espacement équivalent de fissures  $s_{ze}$  (paramètre utilisé ultérieurement au **Chapitre 7**).

Ainsi, sans toutefois présenter une rupture à l'effort tranchant, les dalles hybrides de la série PC montrent le développement d'un mécanisme à double rotule selon plusieurs étapes : 1) fissuration diagonale, 2) formation de la première rotule plastique, 3) délamination de l'interface BO-BFUP et endommagement en cisaillement du substrat en BO, 4) formation de la deuxième rotule plastique. Les fissures diagonales qui se développent sont plus rapprochées que celles de la dalle de référence et pénètrent plus profondément dans la zone comprimée que les fissures verticales de flexion.

#### 4.4 Conclusions

La campagne expérimentale 1 avait pour objectifs d'étudier les comportements en flexion et à l'effort tranchant ainsi que de quantifier la résistance des mécanismes respectifs pour trois configurations de dalles hybrides.

Avec les dalles hybrides de la série PL, étudiées en portée longue sous un effort de flexion dominant, les constats suivants ont été relevés :

- La réparation en BFUP des dalles PL-P, PL-R et PL-S a permis d'obtenir des résistances respectivement 1.30, 1.65 et 1.79 fois supérieures à celle de la dalle de référence. Intuitivement, une réparation non armée offre le renforcement le plus faible (PL-P), alors qu'une réparation armée avec ajout d'armatures offre le renforcement le plus élevé (PL-S).
- Indépendamment de la configuration de réparation, la rigidité initiale des spécimens est maintenue jusqu'à ce que le BFUP entre en phase adoucissante, ce qui survient à un moment fléchissant plus de trois fois supérieur au moment de fissuration de la dalle de référence (9 kNm pour PL-REF, 27 kNm pour PL-P, 30 kNm pour PL-R et 33 kNm pour PL-S). Les réparations en BFUP pontent donc efficacement la fissuration dans le substrat des dalles en plus de garantir une excellente protection contre l'entrée des agents agressifs.
- Le patron de fissuration des dalles hybrides obtenue en portée longue se distingue de la dalle de référence à l'effet que l'apparition de fissures est retardée, leur ouverture et leur longueur sont réduites. De plus, les fissures présentent un espacement moyen réduit.



- À l'atteinte du moment maximal, les déformations longitudinales à la fibre comprimée dans le substrat en BO de la section critique sont généralement de l'ordre des  $-2\ 000\ \mu\epsilon$ , ce qui est bien inférieur à la déformation ultime de  $-3\ 500\ \mu\epsilon$  spécifiée pour le BO. Ce résultat démontre que l'utilisation du profil de déformation plastique du BO à l'ultime (bloc de contraintes équivalent) pour la détermination du moment maximal par analyse sectionnelle n'est pas représentative de l'état réel.
- Le moment maximal des dalles hybrides est obtenu lorsque tous les lits d'armatures ont atteint leur déformation limite plastique  $\epsilon_y$  et lorsque le BFUP a atteint sa déformation limite ultime  $\epsilon_{Um}$ . Pour les configurations étudiées, le BFUP est en phase adoucissante lors de l'atteinte du moment maximal.
- Malgré une rugosité d'interface de réparation de  $\pm 5\ \text{mm}$  obtenue par granulats exposés, la couche de BFUP non armée de la dalle PL-P s'est délaminée avant l'atteinte du moment maximal. Ceci fait ressortir l'importance d'intégrer un lit d'armatures dans le BFUP pour améliorer le comportement monolithique en flexion.

Avec les dalles hybrides de la série PC, étudiées en portée courte sous un effort tranchant dominant, les constats suivants ont été relevés :

- Les réparations en BFUP des dalles PC-P, PC-R et PC-S ont permis d'obtenir des résistances ultimes respectivement 1.33, 1.45 et 1.90 fois supérieures à celle de la dalle de référence PC-REF, mais ont présenté une rupture en flexion. Les réparations en BFUP ont ainsi de modifier la rupture fragile en cisaillement de la dalle de référence en des ruptures ductiles de flexion.
- Relativement à la dalle PL-REF, qui a présenté une rupture en flexion, les résistances en flexion des dalles hybrides PC-P, PC-R et PC-S étaient respectivement 1.22, 1.33 et 1.77 fois supérieures. L'augmentation de résistance en flexion des dalles PC-P et PC-S est comparable à celle de leur homologue de la série PL. Dans le cas des dalles PC-R et PL-R, leur écart majeur provient de l'effet du défaut de fabrication des fibres sur le comportement du BFUP en traction.
- Sans présenter le mode de rupture à l'effort tranchant attendu, le patron de fissuration des dalles hybrides obtenue en portée courte est similaire à celui du mécanisme à double rotule.

L'étude des déformations montre que celui-ci se forme en quatre étapes : 1) apparition de la fissuration diagonale du substrat en BO; 2) développement de la première rotule plastique; 3) délamination de l'interface BO-BFUP et endommagement en cisaillement du substrat en BO; et 4) développement de la seconde rotule plastique.

- Les fissures diagonales de cisaillement qui se développent dans le substrat en BO des dalles hybrides sont plus rapprochées que celles de la dalle de référence et pénètrent plus profondément dans la zone comprimée que les fissures verticales de flexion. Ceci signifie que l'état de déformation en compression du substrat à la fibre comprimé est nettement plus important à l'approche d'une rupture à l'effort tranchant que d'une rupture en flexion.

Les résultats expérimentaux de la série PL permettent d'élargir les conditions d'essais étudiées dans la littérature et de définir de nouvelles hypothèses pertinentes à la définition de modèles de calcul pour déterminer la résistance en flexion d'éléments hybrides en BO-BFUP. Les constats relevés ici sont utilisés ultérieurement au **Chapitre 6**.

Les dalles de la série PC ont démontré que les réparations en BFUP procurent un important gain de résistance à l'effort tranchant. Cependant, sans l'obtention de rupture à l'effort tranchant, il n'est pas possible de dresser le portrait complet du mécanisme de résistance à l'effort tranchant des dalles hybrides en BO-BFUP. Ainsi, pour mieux comprendre la réorganisation des efforts et le mécanisme de résistance à l'effort tranchant, une seconde campagne expérimentale portant spécifiquement sur l'obtention de ruptures à l'effort tranchant a été menée et est présentée au **Chapitre 5**. Les résultats et constats combinés des dalles de la série PC et des dalles de la seconde campagne sont utilisés ultérieurement au **Chapitre 7** afin de définir des modèles de calcul pour déterminer la résistance à l'effort tranchant d'éléments hybrides en BO-BFUP.



## CHAPITRE 5    ARTICLE 1: EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF THE SHEAR RESISTANCE MECHANISM ON HYBRID NSC-UHPC PRE-DAMAGED AND UNDAMAGED UNIDIRECTIONAL BRIDGE SLABS

**Reference:** Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022). Experimental investigation of the shear resistance mechanism on hybrid NSC-UHPC pre-damaged and undamaged unidirectional bridge slabs. Submitted to Journal of Structural Engineering on 2022-07-11.

### 5.1 Abstract

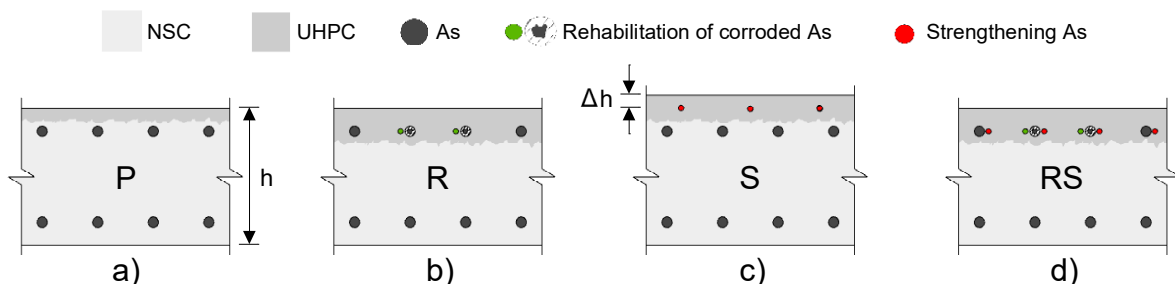
This paper investigates the shear behaviour of unidirectional hybrid slabs, made of a normal strength concrete (NSC) substrate and an ultra-high performance concrete (UHPC) overlay on the tensile side. The impacts of two important aspects were studied on the shear behaviour. First, various strengthening configurations (thickness, with NSC substitution or not, with existing and/or new rebars) were investigated, with specifically two configurations scarcely studied in the scientific literature. Second, the state of damage of the NSC slab prior the overlay application was examined for the first time. The hybrid slabs tested behaved monolithically until the establishment of a composite mechanical action occurring at up to 1.66 times the reference shear resistance. The composite mechanical action offered structural hardening with significant increase of shear resistance up to 2.50 times the reference's. Strain distribution and reorganization was monitored on the slabs using digital image correlation technology and showed creation in four successive steps of a strut and tie system. Both the UHPC thickness and the total area of longitudinal rebar had significant impact on the ultimate shear resistance. The effect of the load history on the ultimate shear resistance was limited and partly masked by the combined effect of the type of NSC-UHPC interface and the overlay configuration influencing the crack pattern.

**KEYWORDS:** UHPC overlay; Bridge slab; Precast and pre-damaged slabs; Shear capacity; Shear strengthening; Structural behaviour; Composite action; Failure mode.

## 5.2 Introduction

Ultra-high performance concrete (UHPC) has outstanding mechanical strength and capacity of deformation, very low water permeability offering exceptional durability (Charron & Desmetre, 2013; Haber, Zachary B. et al., 2018) and great bond strength to normal strength concrete (NSC) (Al-Madani et al., 2022), thus making it an excellent repair material for NSC elements. For structural repairs and strengthening applications, 3 basic hybrid NSC-UHPC configurations for slabs were initially proposed by Habel (2004) and further developed by Brühwiler (2019) according to their function: protection, rehabilitation and strengthening. By combining rehabilitation and strengthening functions, a fourth configuration is used in the present work. All four configurations are depicted in **Figure 5-1**.

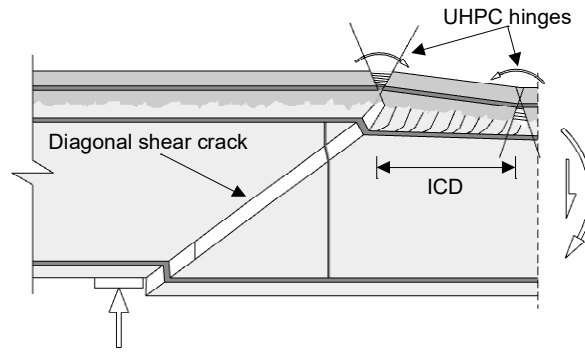
In **Figure 5-1a**, the P configuration is to protect the NSC from water and chloride ingress. It comprises a UHPC layer thickness ranging from 25 mm to 40 mm and the layer is located above the top layer of tensile reinforcement of the NSC. The R configuration is for cases where the original rebars have a reduced section from corrosion and the slab needs rehabilitation. A UHPC layer of at least 40 mm thick is used for embedding them while maintaining the original cross-section thickness (**Figure 5-1b**), the UHPC layer can be reinforced with new rebar to compensate the area lost by corrosion. The S configuration for strengthening purpose is obtained with a UHPC layer thicker than 40 mm, applied above the top layer of tensile reinforcement of the NSC with an increasing cross-section thickness ( $\Delta h$ ), and is reinforced with new rebars (**Figure 5-1c**). Finally, the RS configuration is for combined rehabilitation and strengthening purposes. It has a similar UHPC layer than in configuration R, which maintains the original cross-section. However, the added rebars serve not only for compensating the area lost by corrosion, but also for increasing the overall resistance (**Figure 5-1d**).



**Figure 5-1 Basic configurations of structural elements combining UHPC and NSC depending on their function: a) to Protect, b) to Rehabitate, c) to Strengthen, d) to Rehabitate and to Strengthen**

P, R and S configurations of UHPC repairs were tested in several experimental investigations dedicated to the study of the bending behaviour of such repairs (Al-Osta et al., 2017; Bastien Masse, 2015; Denarié et al., 2003; Habel, 2004; Hong & Kang, 2013; Hussein & Amleh, 2015; Ji & Liu, 2020; Khalil et al., 2017; Lachance et al., 2016; Lampropoulos et al., 2016; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Oesterlee, 2010; Paschalis, Spyridon A. et al., 2018; Prem & Murthy, 2016; Safdar et al., 2016; Wuest, 2007; Yin et al., 2017; Zingaila et al., 2017). These types of repairs increase the stiffness, significantly delay crack formation and greatly increase the ultimate bending resistance of the repaired elements. Maximum bending resistance is reached when all layers of rebars have yielded and when UHPC has reached the end of its strain hardening phase. In general, no debonding is seen at the NSC-UHPC interface prior the maximum bending moment, unless NSC-UHPC interface is of poor quality (Hong & Kang, 2013) or UHPC layer is unreinforced (Habel, 2004).

In the few projects that focused on the shear behaviour of hybrid NSC-UHPC structural components (Hussein & Amleh, 2015; Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017), P and S configurations were mainly tested. Surprisingly, R and RS configurations of repair, more appropriate for strengthening of slabs without significant additional weight and avoiding modification of road profile were only tested once (Hussein & Amleh, 2015) and need further investigation. Most hybrid NSC-UHPC components submitted to shear loading showed a bending-shear failure mode, named as the double hinge mechanism by Noshiravani et Brühwiler (2014) and illustrated in **Figure 5-2**. This mechanism involves a diagonal shear crack in the NSC, 2 plastic hinges in the UHPC layer and an intermediate-crack-induced debonding (ICD) zone between the 2 hinges. Yet, some P and S configurations beams did not show the second UHPC hinge (Ji & Liu, 2020), while the second hinge and the ICD zone development were not observed in R configurations beams (Hussein & Amleh, 2015). Further investigation is thus required to clarify the failure mode of hybrid beams, which is of utmost importance to predict the behaviour of UHPC overlays on bridges and to develop accurate design models.



**Figure 5-2 Schematic representation of the double hinge mechanism, adapted from (Noshiravani & Brühwiler, 2014)**

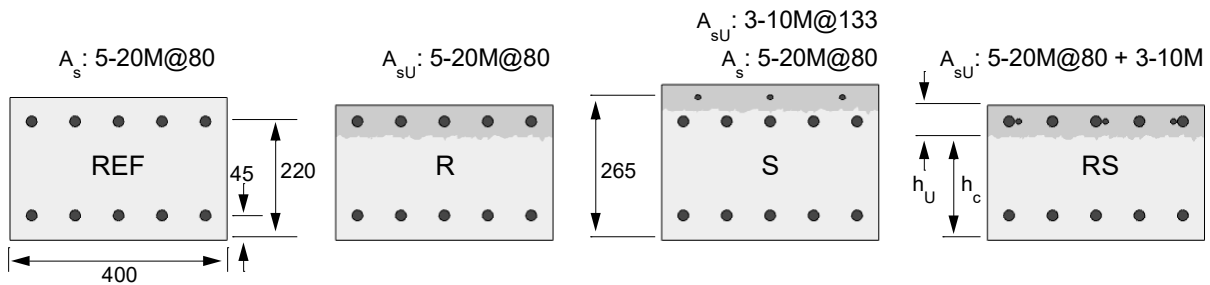
Moreover, the described shear failures have only been observed on slabs exempt from loading history or deterioration. Although this is justified by the facility to execute such repairs on undamaged slabs to validate design approaches, one can suggest that presence of damage in a bridge slab before reparation could modify the shear failure mode (crack propagation, failure location, ultimate capacity, etc.), as it does for the bending failure (Zhang et al., 2019). Shear failure of pre-damaged slabs has not been verified yet for the four repair configurations with UHPC and should be investigated.

This paper presents an experimental investigation on hybrid NSC-UHPC unidirectional bridge slabs where UHPC strengthening is applied on the tensile side to provide both bending and shear resistances increases. The study specifically aims to improve the understanding and description of the shear failure mechanisms of hybrid slabs by using novel monitoring with digital image correlation (DIC). It allows in-depth characterization of the shear resistance mechanism, complementing the initial work on hybrid beams and slabs from Noshiravani et Brühwiler (2013) and from Bastien Masse et Brühwiler (2013). The investigation on the shear performance of hybrid slabs also assesses two new aspects of the UHPC strengthening. First, the effect of various UHPC repair configurations is evaluated, among which the scarcely studied R and RS configurations. Second, the impact of pre-damage on the slabs prior its repair is examined. Thus, a first slab series was directly built as hybrid NSC-UHPC slabs to simulate precast construction. The second series was built as existing NSC slabs, damaged by preloading and hydrodemolished before the application of the UHPC to replicate a UHPC strengthening on a fatigue induced damaged unidirectional bridge slab.

## 5.3 Experimental program

### 5.3.1 Test specimens and preparation

In this experimental campaign, a typical 265 mm thick unidirectional bridge slab with 20M rebars (20 mm diameter) installed on girders spaced of 3.2 m was first designed with the Quebec Ministry of Transportation design chart (Gouvernement du Québec & Ministère des Transports, 2016). These unidirectional slabs are designed mainly to sustain the transverse bending moments and shear loads between girders. Then, the bending resistance was significantly increased by reducing the rebars spacing to 80 mm to specifically favour shear failure for all slabs. R, S and RS repair configurations were applied on a 400 mm wide slice of unidirectional NSC slab to obtain hybrid NSC-UHPC slabs. For S and RS hybrid slabs, 3 additional 10M rebars (11 mm diameter) were used. Cross-sections of the reference and repaired slabs are presented in **Figure 5-3**.



**Figure 5-3** Section of tested slabs (dimensions are in mm)

Each 400 mm wide unidirectional slab configuration in **Figure 5-3** was cast twice, for a total of 2 NSC slabs and 6 hybrid NSC-UHPC slabs. First half slabs were for the undamaged series (UD), while the second half for the pre-damaged series (PD). **Table 5-1** presents each slab cross-section's properties shown in **Figure 5-3** where  $h_c$  and  $h_u$  are respectively the NSC and UHPC thickness,  $A_s$  and  $A_{sU}$  are the rebars located respectively within the NSC and the UHPC, and  $d_{eq}$  is the equivalent static height of the tensile cord. The first part of a slab's identification refers to its series (UD or PD) and the last part refers to its configuration (reference or type of repair). For example, the slab UD-S is an undamaged slab with a strengthening repair configuration.

**Table 5-1 Section's properties of tested slabs**

Slab	$h_c$ (mm)	$h_U$ (mm)	$h_U/h_c$	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{sU}$ (mm <sup>2</sup> )	$d_{eq}$ (mm)	$a/d_{eq}$
UD-REF	265	-	-	1 500	-	220	3.6
UD-R	190	60	0.32	-	1 500	220	3.6
UD-S	240	50	0.21	1 500	300	236	3.3
UD-RS	190	60	0.32	-	1 800	220	3.6
PD-REF	265	-	-	1 500	-	220	3.6
PD-R	200	50	0.25	-	1 500	221	3.6
PD-S	220	70	0.32	1 500	300	236	3.3
PD-RS	200	50	0.25	-	1 800	221	3.6

Although UD and PD slabs were planned to have the same NSC and UHPC thickness ( $h_c$ ,  $h_U$ ), their respective casting process lead to different results as shown in **Table 5-1**. For UD slabs, a surface retarder was applied on the freshly poured NSC and removed after 1 day with high pressure waterjet to obtain a surface with exposed aggregates (**Figure 5-4a**). This method provided a surface roughness of  $\pm 5$  mm and is representative of precast construction, as hybrid slabs are now also considered for new structures (Lachance et al., 2016; Verger-Leboeuf et al., 2017). PD slabs were initially cast as the reference slab configuration with a thickness of 265 mm of NSC (**Figure 5-3a**) and, after 28 days of age, they were loaded in the pre-damage test setup to generate cracks found on a damaged unidirectional bridge slab in service conditions. Then, the NSC concrete cover on the tensile side was removed according to each type of repair configuration by hydrodemolition. This method, representative of *in situ* repairs, provided a surface roughness of  $\pm 15$  mm (**Figure 5-4b**). Therefore, variation of about  $\pm 10$  mm in thickness of NSC and UHPC layers is found between UD and PD homologue slabs (**Table 5-1**).

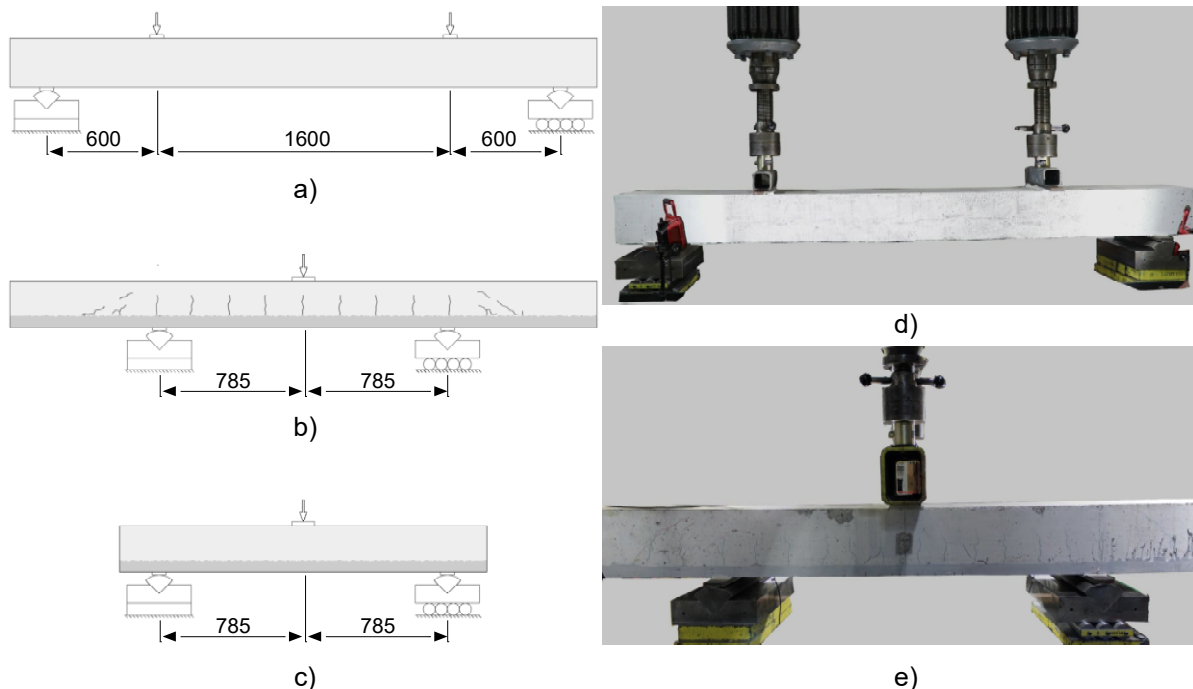


**Figure 5-4 NSC-UHPC interface, a) obtained by a surface retarder for UD slabs, b) obtained by hydrodemolition for PD slabs**

### 5.3.2 Test procedures and instrumentation

A 4-point bending test setup was used to induce pre-damage to PD slabs and a 3-point bending test setup was used for the ultimate loading of all slabs. **Figure 5-5** shows illustrations and pictures of both test setups.

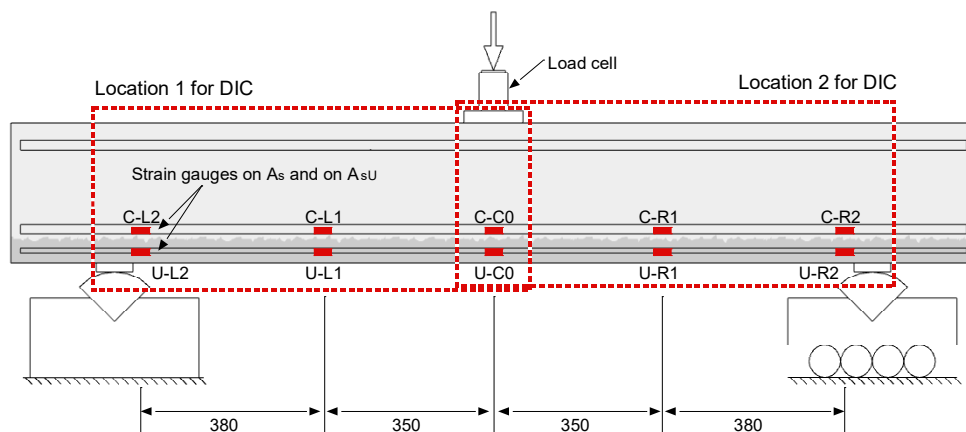
The degree of pre-damage induced to PD slabs was based on Marleau (2017) who tested similar unidirectional bridge slabs designed with an admissible crack width of 0.25 mm in service conditions (CSA, 2014a). Under fatigue loading, bending cracks reached up to 0.4 mm of opening. A particularity of this result is that the crack width was measured over a 200 mm distance along the slab's extrado so that the total measured opening could be induced by multiple bending cracks. To obtain such uniform bending cracks (in width and depth) found in service conditions, PD slabs were preloaded at 75 kNm on the 4-point bending test setup (**Figure 5-5a**), which corresponds to 60% of the reference slab's bending resistance  $M_R$  computed using Canadian design standard for NSC (CSA, 2014a) with unitary material factors equal to 1. After their unloading, PD slabs were hydrodemolished and repaired with UHPC. Then, the 3-point bending setup was used to measure the mechanical behaviour up to failure of the PD slabs after their repair (**Figure 5-5b**) and of the UD slabs (**Figure 5-5c**).



**Figure 5-5** Illustration test setups, a) pre-damage 4-point setup for PD slabs, b) ultimate 3-point setup for PD slabs, c) ultimate 3-point setup for UD slabs, d) pre-damage loading of a PD slab in the 4-point setup, e) ultimate loading of a PD slab in the 3-point setup (dimensions are in mm)

In both test setups, two 490 kN actuators were used (1600 mm apart for the 4-point setup and side-by-side for the 3-point setup) to apply the loading at an equivalent rate of 0.15 mm/min. Loading was paused at each increment of 31 kNm to draw observable cracks. Specifically for the 3-point setup, pauses for crack drawing were stopped when a diagonal shear crack appeared, and loading was done continuously until failure.

Data measurement was the same for both tests. Load at each actuator, deflection at mid-span, strain at key locations on tensile reinforcement and cracks opening on slab extrado were measured at a rate of 5 Hz while images for DIC were taken at a rate of 1 Hz. **Figure 5-6** illustrates measuring equipment and their location. Cameras used for DIC were 5 megapixels with 24 mm lens at location 1 and 4 megapixels with 25 mm lens at location 2. Both sets of cameras were placed at 3.8 m from the test specimens. Specimens' surface preparation and cameras parameters were based on Correlated Solutions recommendations (Correlated Solutions Inc, 2010; Schreier et al., 2009) and DIC data analysis was performed with Vic-3D (Correlated Solutions Inc, 2020).



**Figure 5-6 Location of instrumentation and DIC observation for pre-loading and ultimate tests (dimensions are in mm)**

### 5.3.3 Materials properties

The NSC was made with General Use Portland Cement type, had a maximum aggregate size of 14 mm and a 0.61 water-cement ratio to develop a mechanical strength expected on 60-70 years old bridges. The compressive strength from 100 mm cylinders (ASTM International, 2021a), the splitting tensile strength from 150 mm cylinders (ASTM International, 2017a), the Young's modulus and the Poisson coefficient from 100 mm cylinders (ASTM International, 2014) were characterized at 28 days and at slabs testing.



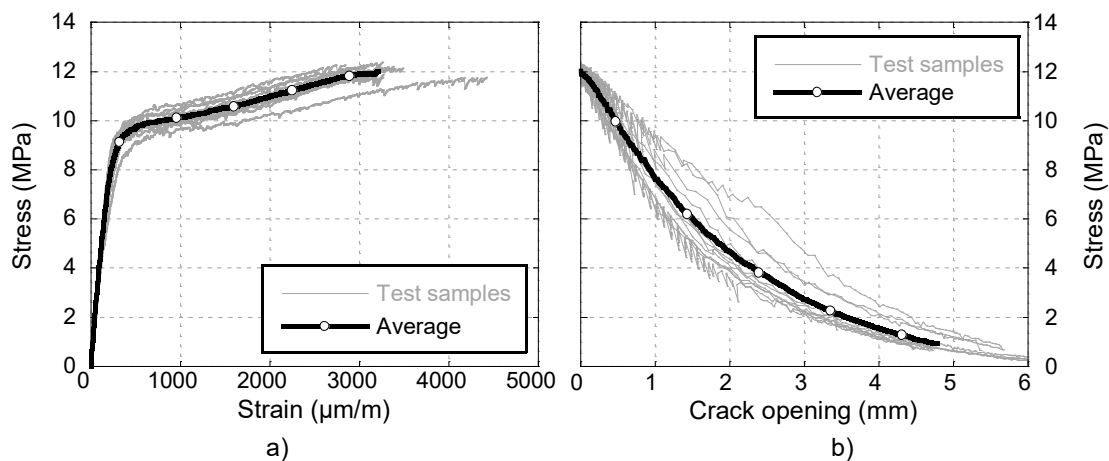
The UHPC named UP-F3, developed at Polytechnique Montreal and commercialized by Sika in ready-mixed bags, was used. It has a water/binder ratio of 0.2, contains 3% by volume of 2850 MPa straight steel fibers (length of 13 mm long and diameter of 0.2 mm). The compressive strength from 75 mm cylinders (ASTM International, 2017b), the Young's modulus and Poisson coefficient from 100 mm cylinders (ASTM International, 2014) were characterized at 28 days, while the compressive strength and the complete tensile behaviour from direct tensile testing on dogbone samples (Beaurivage, 2009) were measured at slabs testing.

NSC and UHPC compressive properties at 28 days and at time slabs testing as well as tensile strength at time of slabs testing are summarized in **Table 5-2** where  $f'_c$  and  $E_c$  are respectively the compressive strength and Young's modulus,  $f_t$  and  $\epsilon_t$  are respectively the ultimate tensile strength and strain at crack localization. Complete UHPC tensile behaviour is shown in **Figure 5-7** where the mean curve is obtained by using unitarization and constant step calculation methods in pre-peak and post-peak parts respectively (Androuët, 2018).

**Table 5-2 Mean values of NSC and of UHPC measured properties**

Material	$f'_c$ 28d (MPa)	$E_c$ 28d (GPa)	$f'_c$ * (MPa)	$E_c$ * (GPa)	$f_t$ * (MPa)	$\epsilon_t$ * ( $\mu\text{m/m}$ )
NSC	36.8	29.7	35.4	27.1	2.7	-
UHPC	156.5	44.0	170.3	-	12.0	3 200

\* : At slabs testing; 270 days for NSC, 50 days for UHPC



**Figure 5-7 UHPC tensile behaviour, a) pre-peak behaviour, b) post-peak behaviour**

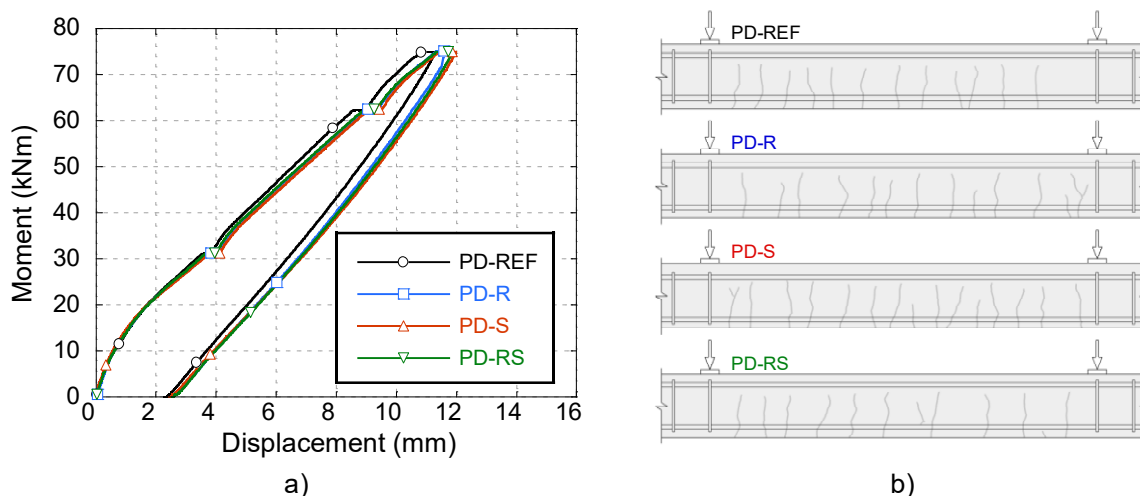
The rebars used were 400W steel. Each rebar layer was characterized by a direct tensile test (ASTM International, 2021b). 10M and 20M rebars had a yield strength of 450 MPa and 433 MPa respectively and their ultimate strength was 655 MPa for both. Their Young's modulus was 200 GPa.

## 5.4 Results

### 5.4.1 Pre-damage loading on PD slab series

The load-displacement behaviour and central span cracks pattern induced by the pre-damage 4-point bending test on PD slabs are shown in **Figure 5-8a** and in **Figure 5-8b** respectively. The bending moment sustained within the central span is shown against the displacement at midspan, it reaches 75 kNm and corresponds to 60% of the theoretical bending resistance of the reference beam. At 75 kNm, average tensile strain in rebar reached  $1620 \mu\epsilon$  (324 MPa). After unloading, strain in rebar dropped to an average of  $340 \mu\epsilon$  (68 MPa). For **Figure 5-8b**, only cracks located within the point loads in the 4-point bending test, and involved in the subsequent 3-point bending test between the supports (**Figure 5-5b**), are drawn.

The maximum crack width ( $\omega_{\max}$ ), the average crack width ( $\omega_{\text{mean}}$ ), the average crack width over a 200 mm distance ( $\omega_{200}$ ), the average crack spacing ( $s_{\omega, \text{mean}}$ ) and the average crack length ( $l_{\omega, \text{mean}}$ ) are shown in **Table 5-3**. First bending crack for PD slabs started at 17 kNm (**Figure 5-8a**). PD-REF, PD-R, PD-S and PD-RS slabs respectively developed 12, 13, 15 and 11 bending cracks within their constant moment span (**Figure 5-8b**). Furthermore, all slabs developed an average crack width of 0.44 mm measured over a 200 mm distance along the slab's extrado ( $\omega_{200}$ ). This value is around the desired 0.40 mm criterion corresponding to the crack induced by fatigue loading in bridge slabs as observed by Marleau (2017).



**Figure 5-8 Mechanical behaviour of PD slabs for pre-loading tests, a) load-displacement curve, b) crack pattern at 75 kNm of applied bending moment**

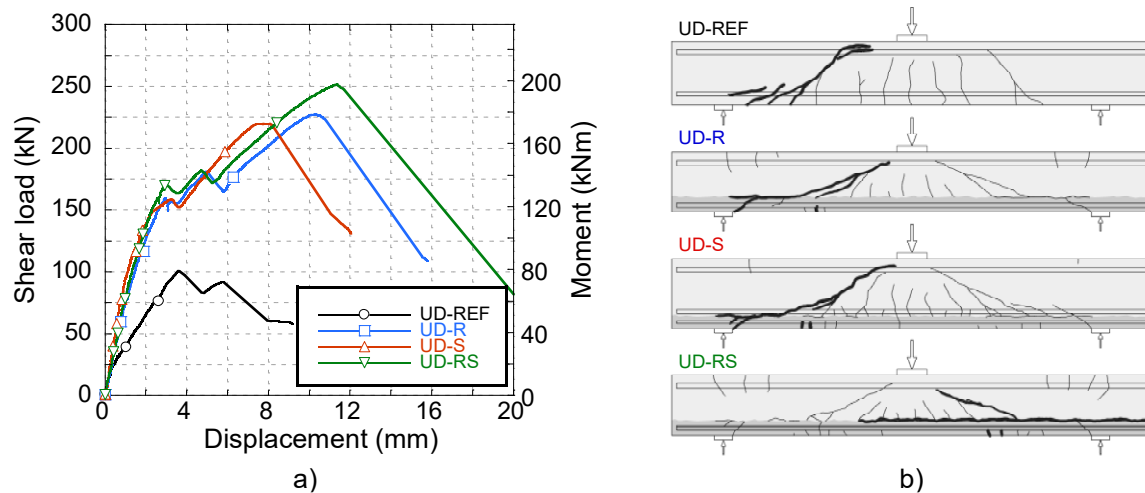
**Table 5-3 Characteristics of PD slabs' cracks for pre-loading tests**

Slab	$\omega_{\max}$ (mm)	$\omega_{\text{mean}}$ (mm)	$\omega_{200}$ (mm)	$s_{\omega, \text{mean}}$ (mm)	$l_{\omega, \text{mean}}$ (mm)
PD-REF	0.34	0.24	0.43	115	174
PD-R	0.40	0.27	0.47	115	166
PD-S	0.31	0.22	0.43	104	171
PD-RS	0.53	0.30	0.44	137	167

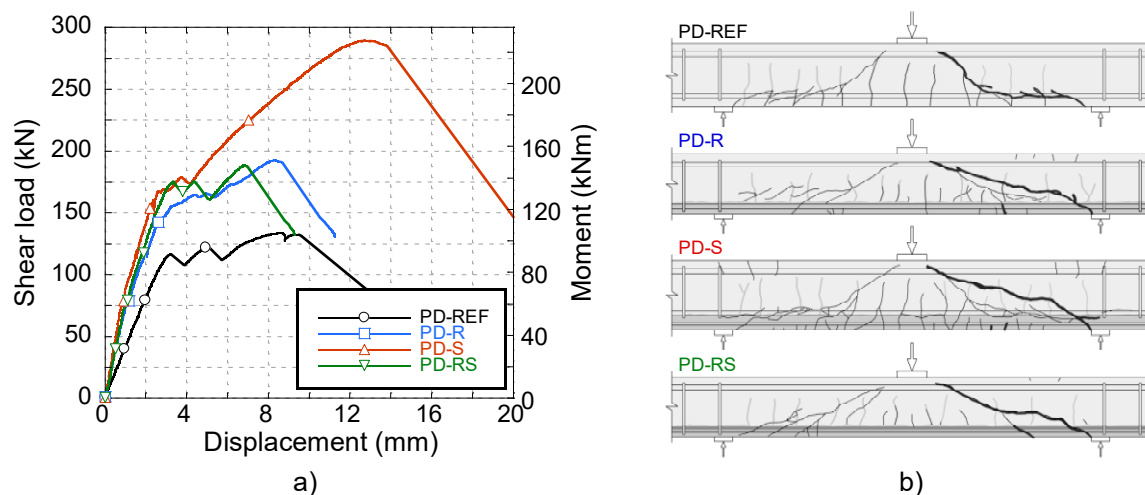
#### 5.4.2 Ultimate loading on UD and PD slabs series

The load-displacement behaviour and the crack pattern at ultimate load are depicted in **Figure 5-9** and in **Figure 5-10** for UD and PD slabs respectively. For the load-displacement curves, the left vertical axis is the shear load over each span, which is half of the total applied load, and the right vertical axis is the corresponding bending moment under the load application. For the crack pattern, dark lines are open cracks at peak load in the ultimate 3-point test, while grey lines are cracks previously formed in the pre-damage 4-point test that remains closed at peak load (only for the PD slab series). Therefore, a dark line can be either a new crack developed during the ultimate test or an existing crack from the pre-damage test that has reopened. Thicker lines indicate the critical failure cracks. For UHPC regions shown in dark gray, a crack is drawn where strains higher than  $3\,000\ \mu\epsilon$  were measured. Considering the strain hardening properties of the UHPC, it corresponds to a macrocrack localization.

**Table 5-4** details shear loads at which first bending and shear cracks (respectively B and S cracks) in NSC appeared and failure load for both UD and PD slabs.  $V_{1st\ B\ crack}$  is the shear load when NSC cracked due to bending,  $V_{1st\ S\ crack}$  is the shear load when a diagonal shear crack appears in the NSC, and  $V_{EXP}$  is the shear load at failure. Furthermore, **Table 5-4** shows strengthening ratios computed from these variables, which are discussed in **Section 5.5.1**.  $V_{1st\ B\ crack}/V_{REF}$  is the ratio of the shear load at first bending crack relative to the reference slab for both slab series, similarly  $V_{1st\ S\ crack}/V_{REF}$  is the ratio of the shear load at first diagonal crack relative to the reference slab,  $V_{EXP}/V_{REF}$  is the ratio of the shear load at failure relative to the reference slab for both slab series, and  $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack}$  is, for each slab, the ratio of its ultimate shear load relative to its first diagonal shear crack load.



**Figure 5-9 Mechanical behaviour of UD slabs for ultimate tests, a) load-displacement curve, b) crack pattern at ultimate load**



**Figure 5-10 Mechanical behaviour of PD slabs for ultimate tests, a) load-displacement curve, b) crack pattern at ultimate load**

For the slabs of the undamaged series (**Figure 5-9**), bending cracks on the reference slabs (UD-REF) started to appear promptly at 26 kN, its first diagonal shear crack appeared at 96 kN of shear load and was quickly followed by a shear failure at 101 kN. For hybrid slabs, bending cracks in NSC started to gradually appear from 106 to 143 kN of shear load, while their first diagonal shear cracks appeared above 120 to 159 kN of shear load. Unlike the UD-REF slab, the apparition of a diagonal shear crack in hybrid slabs was not followed quickly by a failure. Instead, the diagonal cracks propagated slowly through the NSC-UHPC interface. Between 150-180 kN of shear load, small load drops correspond to both diagonal and interface cracks of hybrid slabs widening to more than 1 mm. Still, the load-carrying capacity of hybrid slabs continued to increase up to an ultimate shear resistance of 228 kN, 220 kN and 252 kN for UD-R, UD-S and UD-RS respectively. Thus, UHPC overlays with or without additional rebars substantially delayed bending and diagonal shear crack apparition and significantly increased the shear capacity of the reference undamaged slab.

**Table 5-4 Firsts bending and shear cracks in NSC, failure load and strengthening ratios for both UD and PD slabs**

Slab	V <sub>1st B crack</sub> (kN)	V <sub>1st S Crack</sub> (kN)	V <sub>EXP</sub> (kN)	V <sub>1st B crack</sub> /V <sub>REF</sub>	V <sub>1st S crack</sub> /V <sub>REF</sub>	V <sub>EXP</sub> /V <sub>REF</sub>	V <sub>EXP</sub> /V <sub>1st S crack</sub>
UD-REF	26	96	101	1.00	1.00	1.00	1.05
UD-R	120	146	228	4.61	1.52	2.26	1.56
UD-S	106	120	220	4.08	1.25	2.18	1.83
UD-RS	143	159	252	5.50	1.66	2.50	1.58
PD-REF	22	114	134	1.00	1.00	1.00	1.18
PD-R	80	115	192	3.64	1.01	1.43	1.67
PD-S	99	167	290	4.50	1.46	2.16	1.74
PD-RS	153	160	188	6.95	1.40	1.40	1.18

Note : B crack means bending crack, S crack means shear crack.

For the slabs of the pre-damaged series (**Figure 5-10**), the reference slab (PD-REF) behaved differently from the undamaged one (UD-REF). Since bending cracks already exist from the pre-loading, they reopened gradually from a shear load of 22 kN. Diagonal shear cracks appeared at 114 kN of shear force and a shear failure occurred at 134 kN, thus showing a slight resistance increase after the diagonal cracks' appearance. PD-R, PD-S and PD-RS slabs had a similar behaviour to their homologue UD slabs. The bending cracks created at the pre-loading gradually reopen above 80 to 153 kN of shear load. Their diagonal cracks appeared above 115 to 167 kN of shear load. Although both diagonal and NSC-UHPC interface cracks reached width larger than 1

mm between 150-180 kN of shear load (small load drops in **Figure 5-10a**) like their homologues UD slabs, the UHPC delamination was higher in the NSC (**Figure 5-10b**). PD-R, PD-S and PD-RS respectively reached an ultimate shear resistance of 192 kN, 290 kN and 188 kN. For pre-damaged slabs, UHPC overlays with or without additional rebars still substantially delayed the bending cracks reopening, delayed the diagonal shear crack apparition (except for PD-R slab) and strongly increased the shear capacity of the reference pre-damaged slab.

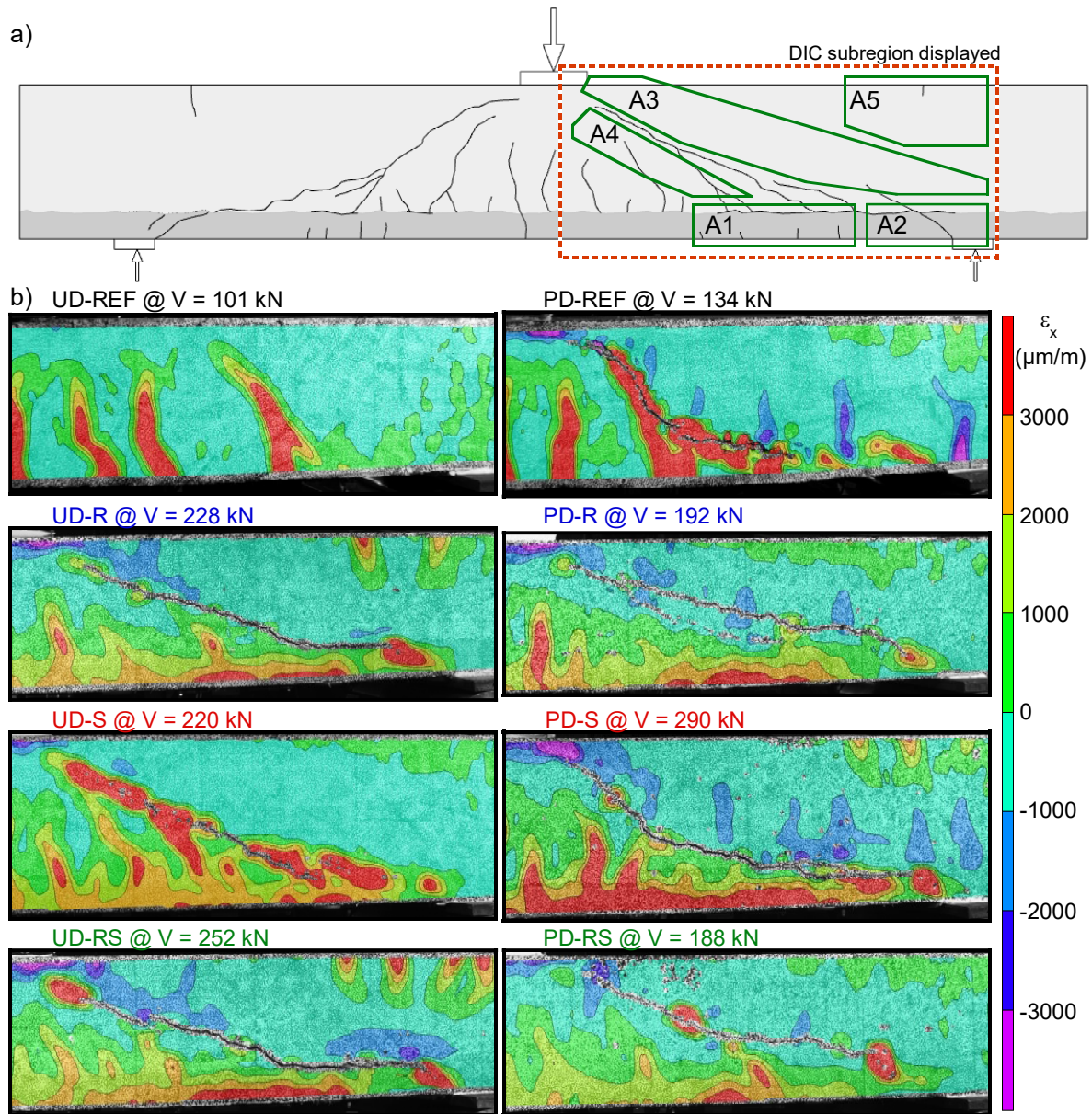
### 5.4.3 Longitudinal strains at ultimate load from DIC analysis

**Figure 5-11** presents longitudinal strains  $\epsilon_x$  at ultimate load for each slab. The right span studied with the DIC analysis (in red) and the areas of interest (in green) are illustrated in **Figure 5-11a**. UD slabs are located in the first column and their homologues PD slabs are in the second column (**Figure 5-11b**). The colour gradient depicts concretes strains values ranging from smaller than  $-3\,000\ \mu\epsilon$  in compression (purple areas) to greater than  $3\,000\ \mu\epsilon$  in tension (red areas). With this scale of deformation, both the NSC crushing at around  $-3\,500\ \mu\epsilon$  and the UHPC crack localization at  $3\,000\ \mu\epsilon$  can be observed. At ultimate load, the longitudinal strains pattern (**Figure 5-11b**) can be categorized in 2 groups: typical flexural compression and tensile strains trajectories, and reorganized strains trajectories.

UD-REF is the only slab that, up to ultimate load, maintained the typical flexural strains trajectories where compression strain follows a downward facing arc while the tensile strains follow an upward facing arc all along the shear span. Maximal compression and tensile strains are under the central loading plate.

For other slabs (all hybrid NSC-UHPC slabs and PD-REF slab), longitudinal strains trajectories were reorganized after the apparition of the diagonal shear crack. Changes are pointed out in areas A1 to A5 (**Figure 5-11a**). In area A1, tensile strains localize and become greater than the ones at the critical bending section under the load application. In area A2, the UHPC layer's curvature reverses. Its strain becomes greater near the NSC-UHPC's interface than the one on the extrado with little or without compressive strain at the inflection point, suggesting it has a double curvature while acting as a tensile tie. Area A3 shows that a compression strut now travels directly from the loading plate to the support plate. The highest compressive strains are seen at the tip of the area A3, under the loading plate. In area A4, a smaller compression strut makes its appearance between

the loading plate and the tensile strain localization of the area A1. Finally, tensile strains appear above the support in area A5, suggesting negative curvature starts occurring at this location.



**Figure 5-11 Longitudinal strains in slabs, a) studied span and areas of interest, b) strain distribution at ultimate load for each slab**

## 5.5 Discussion

### 5.5.1 Shear strengthening of UHPC overlays

The hybrid slabs of the undamaged series (UD) offered all substantial shear strengthening compared to UD-REF slab (**Table 5-4**). Hybrid slabs reached an ultimate shear load 2.18 to 2.50 times higher than the reference slab. UD-RS slab had the best overall performance. It delayed the most the apparition of the first bending crack ( $V_{1st\ B\ crack}/V_{REF} = 5.50$ ), delayed the most the apparition of the diagonal shear crack ( $V_{1st\ S\ crack}/V_{REF} = 1.66$ ) and had the highest ultimate resistance ( $V_{EXP}/V_{REF} = 2.50$ ). The performance of the UD-RS slab is consistent with the facts that it combined the thickest UHPC layer (60 mm) and the largest rebar area in the slab (1800 mm<sup>2</sup>) compared to other UD slabs (**Table 5-1**). Hence, the thicker the UHPC layer ( $h_U$ ) and the more reinforced ( $A_s + A_{sU}$ ) is the slab, the more it delays bending and shear cracks formation and the more it increases the ultimate shear capacity. The UHPC thickness seems to have the greater impact on strengthening since the configuration UD-R and UD-S had the second and third-best performances. A similar trend for UHPC thickness and for total rebars area was observed for OV series slabs tested by Yin et al. (2017) and for VT beams series tested by Sine et al. (2022)

The ratio of the ultimate shear load relative to the first diagonal shear crack's load ( $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack}$ ) for all hybrid UD slabs was significantly higher than one of UD-REF (1.56 to 1.83 times compared to 1.05 times) as observed by Noshiravani et Brühwiler (2013) and by Sine et al. (2022). Although the UD-S configuration was not the best for strengthening purpose ( $V_{EXP}/V_{REF} = 2.18$ ), it had the best resistance increase after the diagonal shear crack development ( $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack} = 1.83$ ) since its rebar layer in the NSC offered some control over the shear crack widening and the NSC-UHPC interface delamination. The  $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack}$  ratio shows that the reorganization of strains trajectories happening after the diagonal shear crack apparition offers substantial shear capacity and provides a structural hardening behaviour. Furthermore, the apparition of a diagonal shear crack for hybrid slabs becomes an early visual warning sign that a failure will occur at a much higher load, rather than being the sign of imminent failure with nearly no resistance reserve like it is for regular NSC slabs. Based on this experiments, earliest visual signs of shear failure appear with S configuration of repair.

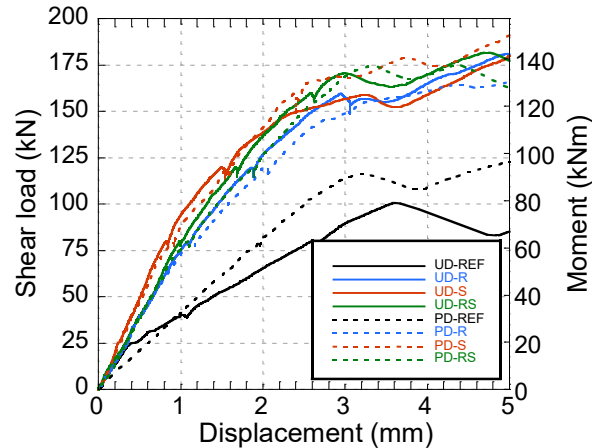


Strengthening results for hybrid slabs of the pre-damage series (PD) are also significant but show variable trends. Hybrid slabs significantly delayed the reopening of the first bending crack ( $V_{1st\ B\ crack}/V_{REF} = 3.64$  to  $6.95$ ), through the presence of UHPC and its cracks-bridging capacity; however, the postpone of the first shear crack varied much based on the repair configuration. On one hand, R configuration repair did not delay the apparition of the diagonal shear crack ( $V_{1st\ S\ crack}/V_{REF} = 1.01$ ), but offered structural hardening capacity ( $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack} = 1.67$ ). On the other hand, RS repair delayed the first diagonal shear crack ( $V_{1st\ S\ crack}/V_{REF} = 1.40$ ), while offering little structural hardening capacity ( $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack} = 1.18$ ). S repair showed the best performance at all levels, it delayed the most the first diagonal shear crack ( $V_{1st\ S\ crack}/V_{REF} = 1.46$ ), had the most structural hardening capacity ( $V_{EXP}/V_{1st\ S\ crack} = 1.74$ ) and the highest strengthening ratio ( $V_{EXP}/V_{REF} = 2.16$ ). The S configuration stood out because it had the thicker UHPC layer (70 mm) of all slabs.

As a matter of fact, variable trends of PD hybrid slabs may be related to the random damage occurred in the pre-damaged loading, but they are also strongly related to the variability in concretes thickness due to the hydrodemolition repair method used. Indeed, both NSC and UHPC thickness varied for  $\pm 15$  mm from the average thickness indicated in **Table 5-1**, which created stronger/weaker section along the span compared to UD slabs where the surface retarder created a uniform NSC height with  $\pm 5$  mm of roughness. Nevertheless, all three repair configurations applied on pre-damaged slabs (PD) offered substantial shear strengthening to their reference slab ( $V_{EXP}/V_{REF} = 1.40$  to  $2.16$ ). In a repair perspective, such strengthening effect measured on realistically damaged slabs can answer most need of strengthening for bridge deck.

### **5.5.2 Effect of pre-damage and interface on hybrid NSC-UHPC slabs' behaviour**

The purpose of the PD slabs series was to underline effects of in-situ application of UHPC repairs on damaged bridge deck slabs. Hence, PD slabs were pre-loaded in a 4-point bending test setup to induce fatigue like damage in terms of crack width prior to their hydrodemolition and their UHPC repair. The response of the PD slabs in terms of initial stiffness, first shear load and ultimate load is compared hereafter to the UD slabs, built as precast hybrid slabs and not submitted to the pre-damage. **Figure 5-12** shows a zoom of the load-deflection response of all slabs for the first 5 mm of deflection. UD slabs have solid lines while PD slabs have dashed lines.



**Figure 5-12 Zoomed initial load-deflection response of all slabs**

The PD-REF slab, which started the ultimate loading test with a uniform cracked state along its span, showed a counter-intuitive stiffer response than the response of the undamaged UD-REF slab. With 12 bending cracks evenly distributed along its span (**Figure 5-10b**), the PD-REF slab developed a linearly increasing curvature, from its support to the load application, and deformed in a concave shape along its span. On the other hand, the UD-REF slab developed only 7 bending cracks located near the critical bending section, close to the load application (**Figure 5-9b**). Its curvature change was only localized near to the load application, while the uncracked region near to supports had no curvature change. This hinge like deformed shape for the UD-REF slab increased its vertical displacement and lowered its stiffness in cracked state compared to the one of PD-REF (**Figure 5-12**). In the case of hybrid slabs, change in stiffness occurred when strain hardening of UHPC initiated, which is around three times the cracking load of the UD-REF slab ( $V_{1st\ B\ crack} = 26\text{ kN}$ ). From this point, PD-R, PD-S and PD-RS slabs showed slight reduction in stiffness compared to their homologue UD-R, UD-S and UD-RS slabs (**Figure 5-12**). Hence, pre-load history of hybrid slabs led to a minor reduction of their stiffness after the initiation of UHPC strain hardening. Zhang et al. (2020) reported the same effect for different degree of pre-damage for hybrid NSC-UHPC beams in bending.

Regarding the first shear load (**Table 5-4**), PD slabs had better or worst performance than their UD slabs homologues. Presence of uniform bending cracks along the span of the PD-REF slab showed distinctive smaller crack widths than the ones on the UD-REF slab, which allowed the former to sustain 19% more shear load before the apparition of its diagonal shear crack. For hybrid slabs, no

trend stands out for crack width and number of bending cracks between UD and PD homologue slabs. However, UD and PD homologue slabs had different strengthening ratio due to the difference in their construction process. PD-R slab had 10 mm less of UHPC thickness than its homologue and its  $V_{1st\ S\ crack}$  was reduced by 21%. PD-S slab had 10 mm more of UHPC thickness than its homologue and its  $V_{1st\ S\ crack}$  was increased by 39%. Finally, PD-RS slab had 10 mm less of UHPC thickness than its homologue, but its  $V_{1st\ S\ crack}$  was maintained constant. Therefore, the combined effect of pre-damage and slab production method did not allow to distinguish the effect of the pre-damage or the one of the repair configurations on the load related to the first shear crack appearance for hybrid slabs.

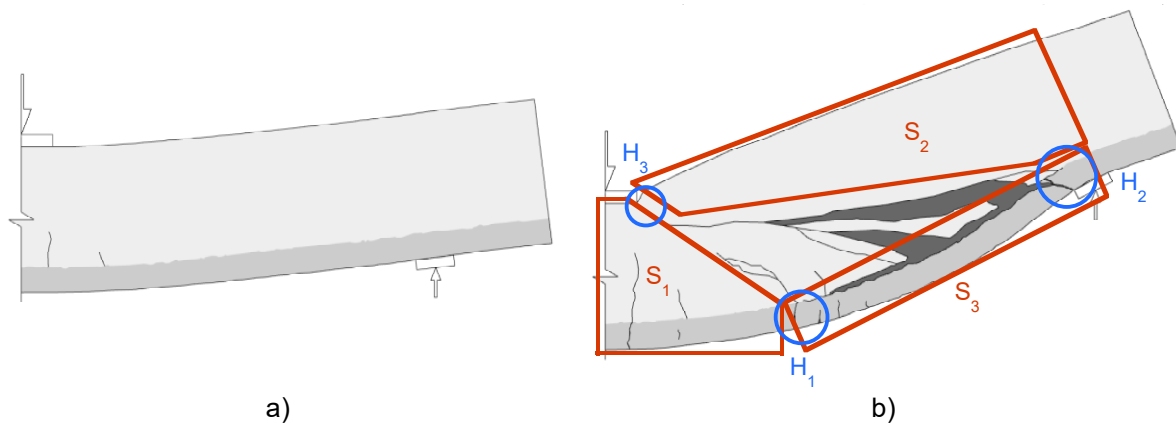
Finally, the behaviour of PD slabs showed significant differences in their crack patterns compared to the ones of UD slabs between the first shear load and the ultimate load (**Figure 5-9b** and **Figure 5-10b**). For the PD-REF slab, their diagonal shear crack appeared near to the loading plate due to the uniform existing bending cracks as opposed to the one of the UD-REF slab which appeared at mid-shear span. This new crack position allowed the PD-REF slab to develop some structural hardening behaviour. In the case of hybrid PD slabs, pre-existing bending cracks did not alter the position of the diagonal shear crack.

However, type of repairs (R, S and RS) and interface properties (surface retarder vs hydrodemolition) modify the location at which debonding between NSC and UHPC occurred. For UD-R and UD-RS slabs, debonding due to the widening of the diagonal shear crack occurred directly at NSC-UHPC interface, while the one of the UD-S slab occurred higher in the vicinity of the interface and the NSC rebar layer. For PD-R and PD-RS slabs, debonding occurred higher in the NSC section, while the one of the PD-S slab remained in the vicinity of the interface and the NSC rebar layer. Hence, for types of repairs R and RS where there is no reinforcement left in the NSC, the debonding process could develop either at the interface or deeper in the NSC section, depending on the interface properties. For S types of repairs, the presence of a remaining rebar layer in the NSC acts as a weak point and impede the debonding to penetrate deeper in the NSC section, regardless of the interface properties. Furthermore, for PD-R and PD-RS slabs, the deeper location of their debonding in the NSC section reduced the width of the principal direct strut that formed in Area A3 in **Figure 5-11**, which, among other previously discuss effects, contributed to the reduction of their ultimate resistance. Again, the production method and the repair configuration had more impact than the loading history on hybrid slabs ultimate shear resistance.

It is therefore not possible to directly link the pre-damage degree to a reduction in ultimate shear resistance like Zhang et al. (2020) did for the bending resistance. Nevertheless, the S configuration, with its remaining rebar layer in NSC, limits the most the effect of the production method and provides the optimal strengthening performance for in-situ applications in terms of shear crack and debonding control as well as ultimate shear capacity.

### 5.5.3 Composite mechanical action of hybrid NSC-UHPC slabs

Data obtained from this extensive experimental campaign clearly shows that the behaviour of hybrid NSC-UHPC slabs is defined by two distinct stages related to changes in curve slopes in **Figure 5-9a** and in **Figure 5-10a** as well as reorganization of strains trajectories in **Figure 5-11**. For each stage, the hybrid slab exhibits a very different deformed shape. **Figure 5-13** presents for both stages the deformed shape of hybrid slabs extracted from DIC analysis. Displacements were magnified by a coefficient of 30.



**Figure 5-13 Deformed shape of hybrid NSC-UHPC slabs, a) Monolithic response of first stage, b) Composite mechanical action of second stage**

In the first stage, the hybrid slabs have a monolithic behaviour where plane section theory applies along its longitudinal axis (**Figure 5-13a**). However, this hypothesis is no longer valid in the second stage. Displacements and strains analysis from DIC (**Figure 5-13** and **Figure 5-11**) illustrate that, in the second stage, a composite mechanical action (also known as double hinge mechanism (Noshiravani & Brühwiler, 2014)) forms and is defined by a three-part system (**Figure 5-13b**). The first part, S1, is a hybrid NSC-UHPC trapezoidal section under the applied load. Compression strains near the loading plate, tensile strains in the cracked NSC and in the UHPC layer as well as its concave deformed shape shows the section S1 sustains bending stresses. The second trapezoidal

section, S2, is formed from NSC only. Although it mainly transfers load directly from the actuator to the support, tensile rebars inside the NSC and the intact NSC-UHPC interface after the support act as an embedded support for the section S2, resisting its counterclockwise rotation. Section S2 thus develops tensile strains above the support and develops a convex deformed shape. The last section, S3, corresponds to the UHPC layer. It has significant tensile strains along its length, except near the support where an inflection point is. Section S3 acts as a tension tie and develops a plastic hinge at each of its anchorage point, H1 and H2.

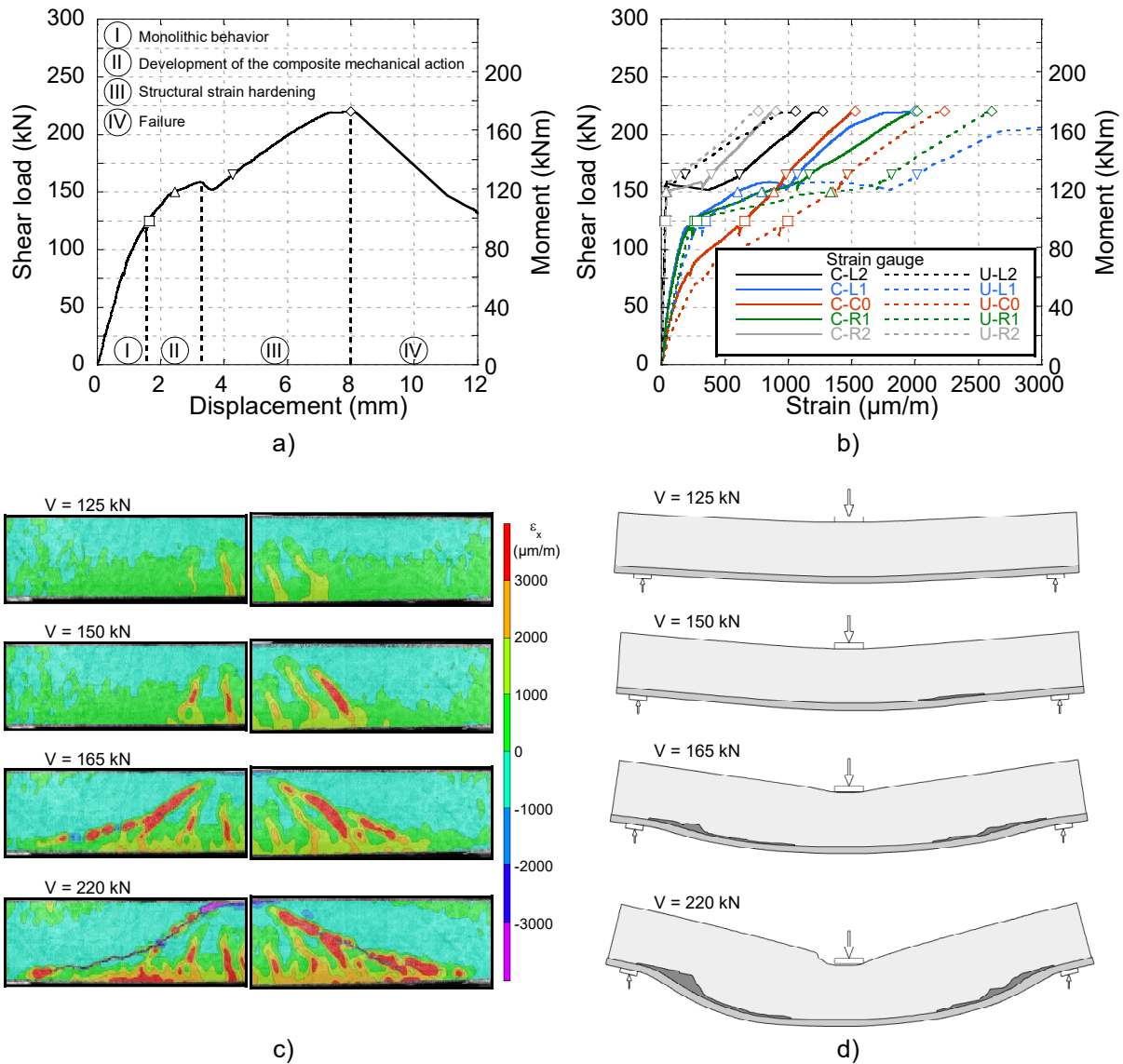
This composite mechanical action, similar to a struts and ties model, allows the hybrid element to resist shear stresses from a decomposed compression/tensile stresses combination rather than by the materials' own shear resistance, thus significantly increasing the shear resistance, as previously noted by Noshiravani et Brühwiler (2013) and by Sine et al. (2022).

#### **5.5.4 Development of the composite mechanical action and failure**

Continuous monitoring with DIC has shown that the composite mechanical action of hybrid NSC-UHPC slabs develops in four steps:

1. NSC diagonal shear crack formation
2. UHPC first hinge formation
3. NSC-UHPC interface delamination and strut stabilization in NSC
4. UHPC second hinge formation

The mechanical behaviour of the UD-S slab shown in **Figure 5-14** illustrates the four steps. Midspan deflection and tensile rebar strain curve are depicted in **Figure 5-14a** and in **Figure 5-14b** respectively, while sequential longitudinal strain snapshots and sequential magnified (30 times) deformed shape obtained from DIC analysis at 125 kN, 150 kN, 165 kN and 220 kN of shear load are presented in **Figure 5-14c** and in **Figure 5-14d** respectively. The same colour gradient from **Figure 5-11** is used and the gray areas in the deformed shape represent delamination zones. The four markers present in **Figure 5-14a** and in **Figure 5-14b** correspond to the four DIC snapshots.



**Figure 5-14 Mechanical behaviour of the UD-S slab: a) load-deflection of the slab, b) load-strain of rebar (gauge locations shown in Figure 6), c) sequential longitudinal strain of the slab and d) sequential deformed shape of the slab**

Up to approximately 125 kN of shear load, the UD-S slab has a monolithic behaviour all along its left and right spans. The neutral axis is just under the mid height in uncracked region and gradually moves upward in cracked region, where bending moment is higher (**Figure 5-14c**). Curvature gradually increases from supports to loading point and measured rebar strains at gauge location shown in **Figure 5-6** is directly proportional to the bending moment at their respective location (**Figure 5-14b**).

The first step of the development of the composite mechanical action happens at 120 kN of shear load for the right span where a diagonal shear crack appeared in the NSC and reached the NSC-UHPC interface (**Figure 5-14c**). The widening of this crack led to a change in the strain slope for both layers of rebars at 125 kN of shear load (C-R1 and U-R1 in **Figure 5-14b**) as well as a strain localization in the UHPC layer right under it, which is the setting of the first UHPC hinge (second step). Note that hinge formation happened when the UHPC is still in its strain hardening phase. Steps 1 and 2 happened shortly after for the left span.

At 159kN of shear load, delamination between NSC and UHPC has reached the support of both spans. The vertical reaction at the support and the NSC-UHPC interface bond from the slab support to the slab extremity generate a restraint, thus allowing the formation of the second hinge in the UHPC layer (fourth step), which induced a sudden increase in deflection (**Figure 5-14a**). The DIC snapshots at 165kN of shear load show strains (**Figure 5-14b**) and deformed shape (**Figure 5-14d**) at the end of the development of the composite mechanical action. At the first hinge location, UHPC was still in its strain hardening phase and both rebar layers were still elastic although the UHPC rebars were close to their yielding strain of  $2\,000\ \mu\epsilon$  (gauges U-L1 and U-R1 in **Figure 5-14b**). Measured strain in rebars at the support's faces (gauges C-L2 and U-L2 for the left support, gauges C-R2 and U-R2 for the right support) started to rapidly increase and were greater in the NSC rebars, indicating the counter rotation of the second hinge.

From 159kN to the ultimate 220kN of shear load, structural hardening is observed. The critical diagonal shear crack widened as the hybrid sections S1 moved downward and the NSC sections S2 rotated. Stability of this mechanism is ensured by the anchorage of the tensile tie, partially from the intact NSC-UHPC interface from the slab support to the slab extremity and partially from the NSC rebars development length. This anchorage generates a negative bending moment over the support in the NSC S2 sections (**Figure 5-14c** and **Figure 5-14d**). Finally, failure occurred at 220 kN of shear load on the left span when NSC crushed at the diagonal crack tip, near the load application, as indicated by purple colour on the last DIC snapshots (**Figure 5-14c**).

Data from this experimental campaign validates well the shear resistance mechanism that develops in hybrid components previously described by Noshiravani et Brühwiler (2013) and by Sine et al. (2022). Moreover, data demonstrates that the composite mechanical action can also develop in R/RS configurations with no remaining tensile rebar in the NSC, while Hussein et Amleh (2015)

did not observe it. In their experiment, R/RS configuration beams with UHPC and NSC of equal thickness failed in shear upon the development of the first UHPC hinge (step 2). Hence, the UHPC layer must be relatively thin compared to the overall height of the element for the steps 3 and 4 to occur.

Besides, Ji et Liu (2020) suggested that the second UHPC hinge (step 4) could not develop in beams with P and S configurations when tested on a simply supported setup like the one they used. However, some specimens from Yin et al. (2017), from Sine et al. (2022) and all specimens from the present study confirm that the four steps of the composite mechanical action could develop as well on a simply supported setup. Thus, the inability for the second UHPC hinge to develop in some specimens may be caused by the remaining NSC-UHPC interface strength and length between the support and the specimen's extremity.

Although the four development steps were observed on all hybrid slabs, some particularities arose from the configuration of repair. Depending on the presence or not of rebar inside the NSC of the hybrid NSC-UHPC section, the development of the composite mechanical action may happen at different shear load levels for each step, or it may happen at once. Likewise, both type S configuration slabs (UD-S and PD-S) showed load increment between each development step of the composite mechanical action, while the one for types R and RS configuration slabs (UD-R, UD-RS, PD-R and PD-RS) was completed without significant load increment between each step. Furthermore, R and RS repaired slabs had higher deflection increase upon the second hinge formation compared to S slabs. Hence, the remaining rebar layer in the NSC for the S repair configuration plays a key role in the setting of the composite mechanical action by controlling the diagonal crack widening.

In this experimental campaign, the hybrid NSC-UHPC slabs demonstrated that a fragile bending-shear failure will occur if either the interface bond after the support is insufficient to sustain the UHPC tension tie (UD-RS slab, **Figure 5-9b**) or if the main compression strut reaches its ultimate resistance (UD-R, UD-S, PD-R, PD-S and PD-RS slabs, **Figure 5-9b** and **Figure 5-10b**). A flexural ductile failure at the critical bending section of hybrid slabs could still occur during the structural hardening phase if all rebar layers reach yielding strain and if UHPC reaches softening strain prior to the two prerequisite conditions mentioned for bending-shear failure.



## 5.6 Conclusion

In this experimental campaign, three types (R, S and RS) of UHPC repair configurations were studied with DIC monitoring to improve the understanding of the shear resistance mechanism of NSC-UHPC slabs and investigate their strengthening effect on undamaged and pre-damaged unidirectional bridge slabs. The following conclusions were obtained:

1. When subjected to high shear load, hybrid NSC-UHPC slabs have a two-stage behaviour. In the first stage, slabs behave monolithically. In the second stage, a composite mechanical action divides the slab in a three-part system composed of a hybrid NSC-UHPC section, a NSC section and a UHPC tensile tie holding them all together.
2. The composite mechanical action is initiated by a diagonal shear crack that intersect the NSC-UHPC interface. Its development process has 4 steps: diagonal shear crack formation in NSC, UHPC first hinge formation, NSC-UHPC interface delamination and strut stabilization in NSC, and UHPC second hinge formation.
3. The composite mechanical action can develop even if no rebar is present in the NSC (R and RS repair configurations). However, the presence of rebar layer in the NSC (S repair configurations), helps control the diagonal shear crack and UHPC delamination widening so that each step of the composite mechanical action setting develops at a greater shear load. Otherwise, the four steps can develop at once with less shear load improvement.
4. All three repair configurations (R, S and RS) offered significant shear strengthening. The first diagonal shear crack developed between 1.25 to 1.66 times the shear load of the reference slab for undamaged hybrid slabs and between 1.01 to 1.46 times the reference's for pre-damaged hybrid slabs. After the diagonal shear crack apparition, undamaged hybrid slabs and pre-damaged ones had a structural hardening behaviour before reaching the bending-shear failure. The ultimate shear load reached 2.18 to 2.50 and 1.40 to 2.16 times the ones of the reference slabs for undamaged and pre-damaged slab series, respectively.

The strengthening effect was mainly influenced by the UHPC layer thickness, total reinforcement in the slab and presence of rebar in the NSC section.

5. Pre-damaged hybrid slabs presented a slight initial stiffness reduction compared to their undamaged homologue slabs caused by their pre-load history. The loading history also showed little impact on hybrid slabs ultimate shear resistance. However, differences in concretes thickness due to the use of hydrodemolition did no allow to distinguish more clearly the effect of the pre-damage or the one of the repair configurations. The repair configuration type S with its thicker UHPC layer and remaining rebar layer in NSC provided the optimal strengthening performance for *in situ* applications.

The results of this comprehensive experimental campaign are currently used for the development and validation of phenomenological models for evaluating shear strengthening provided by UHPC repairs on unidirectional bridge slabs.

## **5.7 Acknowledgements**

This project was financially supported by the Discovery Grant of the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) granted to Prof. J.-P. Charron and by a PhD Scholarship of the Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT) awarded to M. Pharand. The authors acknowledge Sika Canada for the UHPC donation as well as the technical team of the Group for Research in Structural Engineering (GRS) for its crucial help with the experiments.

## **5.8 Compliance with ethical standards**

The authors declare that they have no conflict of interest in this project and the research work complies with ethical standards of the journal.

## **5.9 References**

Al-Madani, M. K., Al-Osta, M. A., Ahmad, S., Khalid, H. R., & Al-Huri, M. (2022). Interfacial bond behaviour between ultra high performance concrete and normal concrete substrates.

- Construction and Building Materials*, 320, 126229.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126229>
- Al-Osta, M. A., Isa, M. N., Baluch, M. H., & Rahman, M. K. (2017). Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 134, 279-296.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.094>
- Androuët, C. (2018). *Calcul de courbes moyennes, essais de flexion et de traction* (Rapport technique préparé à l'attention du Groupe de Recherche en génie des Structures). École Polytechnique Montréal.
- ASTM International. (2014). *C469 / C469M-14e1: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression* (ASTM C469 / C469M-14e1).  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0469\\_C0469M-14E01](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0469_C0469M-14E01)
- ASTM International. (2017a). *C496 / C496M-17: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens* (ASTM C496 / C496M-17).  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0496\\_C0496M-17](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0496_C0496M-17)
- ASTM International. (2017b). *C1856 / C1856M-17: Standard Practice for Fabricating and Testing Specimens of Ultra-High Performance Concrete* (ASTM C1856 / C1856M-17).  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C1856\\_C1856M-17](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C1856_C1856M-17)
- ASTM International. (2021a). *C39 / C39M-21: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens* (ASTM C39 / C39M-21).  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0039\\_C0039M-21](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-21)
- ASTM International. (2021b). *E8 / E8M-21: Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials* (ASTM E8 / E8M-21). [https://doi.org/https://doi.org/10.1520/E0008\\_E0008M-21](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/E0008_E0008M-21)
- Bastien Masse, M. (2015). *Structural Behavior of R-UHPFRC - RC Composite Slabs*, EPFL].  
<http://infoscience.epfl.ch/record/214552>
- Bastien Masse, M., & Brühwiler, E. (May 5-8, 2013 2013). *Concrete bridge deck slabs strengthened with UHPFRC* IABSE Conference 2013, Rotterdam. The Netherlands.  
<http://infoscience.epfl.ch/record/187082>

- Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures* [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal].
- Brühwiler, E. (2019). UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1605395>
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables* (EPM/SR13-01). École Polytechnique Montréal.
- Correlated Solutions Inc. (2010). *VIC-3D Reference Manual*.
- Correlated Solutions Inc. (2020). *Vic-3D Digital Image Correlation*.
- CSA. (2014). *CAN/CSA-A23.3-14: Design of concrete structures* (A23.3-14). Canadian Standards Association.
- Denarié, E., Habel, K., & Brühwiler, E. (June 16-18 2003). *Structural behaviour of hybrid elements with Advanced Cementitious Materials (HPFRCC)* HPFRCC-4, Ann Arbor, Michigan.  
<http://infoscience.epfl.ch/record/104783>
- Gouvernement du Québec, & Ministère des Transports. (2016). *Manuel de conception des structures*.
- Habel, K. (2004). *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete* [Thesis].  
<http://infoscience.epfl.ch/record/33507>
- Haber, Z. B., De la Varga, I., Graybeal, B. A., Nakashoji, B., & El-Helou, R. (2018). *Properties and Behavior of UHPC-Class Materials* [Tech Report]. U.S. Department of Transportation.
- Hong, S.-G., & Kang, S.-H. (2013). *Formwork development using UHPFRC*. RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (vol. 2013, p. 197-206).
- Hussein, L., & Amleh, L. (2015). Structural behaviour of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members. *Construction and Building Materials*, 93, 1105-1116.  
<https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.030>

- Ji, H., & Liu, C. (2020). Ultimate shear resistance of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete beam. *Engineering Structures*, 203, 109825. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109825>
- Khalil, A. E.-H., Etman, E., Atta, A., & Essam, M. (2017). Behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites (SHCC) subjected to monotonic and repeated loads. *Engineering Structures*, 140, 151-163. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.049>
- Lachance, F., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2016). Development of Precast Bridge Slabs in High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Structural Journal*, 113(05). <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51689020>
- Lampropoulos, A. P., Paschalis, S. A., Tsioulou, O. T., & Dritsos, S. E. (2016). Strengthening of reinforced concrete beams using ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). *Engineering Structures*, 106, 370-384. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.10.042>
- Marleau, B. (2017). *Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts* [Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)].
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2013). Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear. *Aci Structural Journal*, 110(2), 251-261. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51684405>
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2014). Analytical Model for Predicting Response and Flexure-Shear Resistance of Composite Beams Combining Reinforced Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete and Reinforced Concrete. *Journal Of Structural Engineering*, 140(6). [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(Asce\)St.1943-541X.0000902](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(Asce)St.1943-541X.0000902)
- Oesterlee, C. (2010). *Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/150553>
- Paschalis, S. A., Lampropoulos, A. P., & Tsioulou, O. (2018). Experimental and numerical study of the performance of ultra high performance fiber reinforced concrete for the flexural

- strengthening of full scale reinforced concrete members. *Construction and Building Materials*, 186, 351-366. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.123>
- Prem, P. R., & Murthy, A. R. (2016). Acoustic emission and flexural behaviour of RC beams strengthened with UHPC overlay. *Construction and Building Materials*, 123, 481-492. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.033>
- Safdar, M., Matsumoto, T., & Kakuma, K. (2016). Flexural behaviour of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). *Composite Structures*, 157, 448-460. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.09.010>
- Schreier, H., Orteu, J.-J., & Sutton, M. A. (2009). *Image correlation for shape, motion and deformation measurements: Basic concepts, theory and applications* (vol. 1). Springer.
- Sine, A., Pimentel, M., Nunes, S., & Dimande, A. (2022). Shear behaviour of RC-UHPFRC composite beams without transverse reinforcement. *Engineering Structures*, 257, 114053. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114053>
- Verger-Leboeuf, S., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2017). Design and behaviour of UHPFRC field-cast transverse connections between precast bridge deck elements. *Journal of Bridge Engineering*, 22(7), 04017031. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001064](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001064)
- Wuest, J. (2007). *Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/114755>
- Yin, H., Teo, W., & Shirai, K. (2017). Experimental investigation on the behaviour of reinforced concrete slabs strengthened with ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 155, 463-474. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.077>
- Zhang, Y., Li, X., Zhu, Y., & Shao, X. (2020). Experimental study on flexural behaviour of damaged reinforced concrete (RC) beam strengthened by toughness-improved ultra-high performance concrete (UHPC) layer. *Composites Part B: Engineering*, 186, 107834. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2020.107834>
- Zhang, Y., Zhu, Y., Yeseta, M., Meng, D., Shao, X., Dang, Q., & Chen, G. (2019). Flexural behaviors and capacity prediction on damaged reinforcement concrete (RC) bridge deck strengthened by ultra-high performance concrete (UHPC) layer. *Construction and Building Materials*, 215, 347-359. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.229>

Zingaila, T., Augonis, M., Arruda, M. R. T., Šerelis, E., & Kelpša, Š. (2017). Experimental and numerical analysis of flexural concrete-UHPFRC/RC composite members. *Mechanics*, 23(2), 182-189. <https://doi.org/https://doi.org/10.5755/j01.mech.23.2.17210>

## CHAPITRE 6    ARTICLE 2: PREDICTION OF MOMENT-CURVATURE RESPONSE AND MAXIMUM BENDING RESISTANCE FOR HYBRID NSC-UHPC ELEMENTS

**Reference:** Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022). Prediction of moment-curvature response and maximum bending resistance for hybrid NSC-UHPC elements. *Submitted to Journal of Structural Engineering on 2022-07-16.*

### 6.1 Abstract

Exceptional mechanical properties of ultra-high performance concretes (UHPC) offer strong strengthening capacities in bending and shear when used as overlay on normal strength concrete (NSC) structures. Nonetheless, lack of simple and intuitive design model for hybrid elements in design guidelines refrain designers to use UHPC overlays for structural applications. Thereby, a simplified sectional analysis model for NSC-UHPC hybrid elements was developed based on the philosophy of the Canadian bridge design code CSA-S6. By using a new average stress distribution for NSC in hybrid elements that considers the strain at the extreme compressed fibre, equilibrium of forces can be solved by a second-degree equation with direct computation. The simplified model provides the complete moment-curvature behaviour of hybrid elements for design purposes, thus allowing verifications in service and ultimate state conditions. An empiric equation is also proposed to evaluate the maximum bending capacity of hybrid elements for pre-design. It only uses an approximation of lever arm between forces in the hybrid cross-section and thus offers a quick and easy way to evaluate the bending capacity. Both tools were validated on a detailed and iterative sectional analysis program and with results of four international experimental campaigns. The simplified sectional analysis model and empirical equation showed a very good accuracy to reproduce the behaviour of a wide range of NSC-UHPC hybrid elements configurations.

**KEYWORDS:** UHPC; Hybrid slab; Bending design; Sectional analysis; Moment-curvature curve; Equivalent stress bloc



## 6.2 Introduction

Ultra-high performance concretes (UHPC) stand out from normal strength concretes (NSC) at various levels. UHPC have very low water/cement ratio, incorporates fibres and have only fine sand which result in a very dense and compact cement matrix with low permeability (Eide & Hisdal, 2012). In terms of mechanical properties, they have a strength of more than 120-150 MPa in compression and 5-7 MPa in tension (AFGC, 2013; CSA, 2018a; Haber, Zachary B. et al., 2018). The high fibre content provides a tensile strain hardening behaviour with multiple microcracking that allows UHPC to sustain significant deformation before the localization of a macrocrack (Eide & Hisdal, 2012; Naaman, 2008). These characteristics limit aggressive agents penetration in both uncracked and cracked states and substantially increase its durability in comparison to NSC (Charron & Desmettre, 2013; Haber, Zachary B. et al., 2018).

Overlays for rehabilitation and strengthening structural components of bridges, dams or power plants are a growing application for UHPC (Brühwiler, 2019; Brühwiler & Denarie, 2013; Guingot et al., 2013). For such structures exposed to harsh environments, UHPC exceptional mechanical properties reduce repair depth and overweight and UHPC durability increase the residual lifespan without the need of further repair interventions. For most overlays installed on structures yet, the NSC is solely replaced by UHPC without considering the additional structural contribution of the UHPC, due to the lack of specific design guidelines for these hybrid NSC-UHPC structures.

Currently, the bending behaviour of hybrid NSC-UHPC elements can be predicted by using finite element models (Bastien-Masse & Brühwiler, 2016a; Delsol & Charron, 2017; Gendron et al., 2022; Graybeal, B., 2011; Paschalis, Spyridon A. et al., 2018; Ruano et al., 2015; Thiaw et al., 2016; Yuan et al., 2022) or analytical models (Bastien-Masse & Brühwiler, 2016a; Habel et al., 2007; Khalil et al., 2017; Massicotte et al., 2014; Paultre, 1996; Shirai et al., 2020; Yoo et al., 2016), which consider correctly the specific properties of NSC and UHPC. Nonetheless, the complexity and iterative computations involved in both methods requires advanced skills in numerical modelling that refrain some designers. Moreover, most available UHPC design codes were developed for full UHPC elements (AFGC, 2013; CSA, 2019; JSCE, 2008) and do not offer any recommendation for UHPC overlay repairs. SIA (2016) offers presently the only applicable sectional analysis model for the bending design of hybrid NSC-UHPC elements. By iterative computation, the model allows calculation of the maximum bending capacity of a hybrid elements

without taking into account the overall moment-curvature behaviour of the element as required by some jurisdictions, like in Canada (CSA, 2019). Therefore, there is a lack of simplified design tool providing a quick and direct evaluation of the whole bending behaviour of hybrid UHPC-NSC elements.

Hence, the scope of this paper is to present a simplified moment-curvature model for the design of hybrid NSC-UHPC elements, such as slab and beams, that can be solved by hand calculus without iterative computation, as well as a simplified empiric equation for the estimation of the maximum bending capacity of such elements. These tools adopt a similar formulation to the ones established for NSC concrete and are based on the Canadian Standards design philosophy for NSC and UHPC. They were validated against a detailed iterative analytical model on several specimens from international experimental campaigns.

### 6.3 Design codes and recommendations for the bending capacity of reinforced concrete

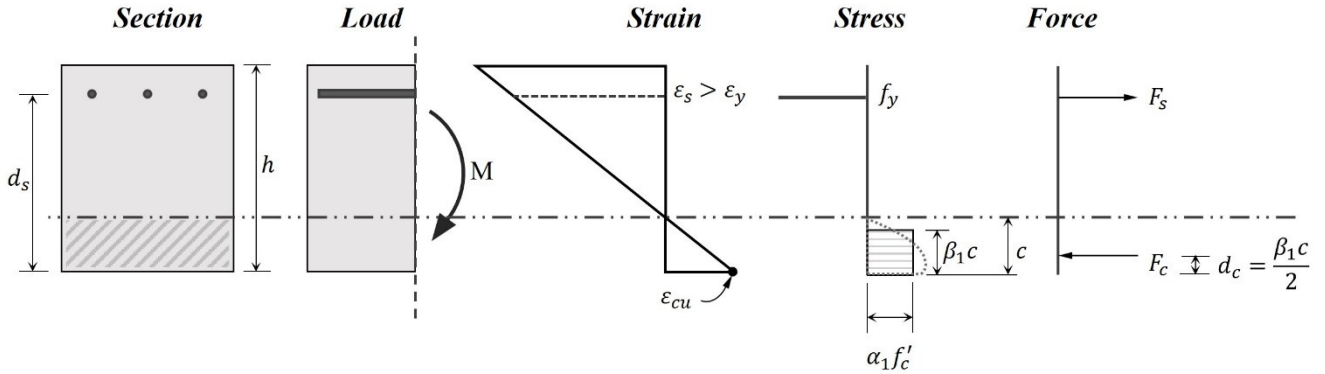
#### 6.3.1 NSC elements

Design codes for NSC elements in bending generally have the same simplified approach (ACI, 2011; CEN, 2004; CSA, 2014a; SIA, 2013). The maximum resistance capacity is computed by equilibrium of forces from a sectional analysis and main assumptions are:

- Plane sections remain plane and the strain in reinforcement and in concrete shall be directly proportional to the distance from the neutral axis.
- Tensile strength of NSC is neglected.
- Ultimate NSC strain is assumed at the compressed fibre.
- An equivalent rectangular stress distribution for compressed NSC can be used.

**Figure 6-1** illustrates the sectional analysis model for NSC elements in CSA (2014a). The ultimate compression strain for NSC is limited to  $3500 \mu\epsilon$ . The equivalent rectangular stress distribution is defined by  $\alpha_1$  and the bloc height by  $\beta_1$  from **Eq. (6.1)** and **Eq. (6.2)**, where  $f'_c$  stands for the ultimate compressive strength. Hence, for a rectangular section where compression rebars are neglected, **Eq. (6.3)** gives the bending moment capacity, where  $A_s$ ,  $f_y$ ,  $d_s$  are respectively the rebars area, yielding stress and static height and  $c$  stands for the neutral axis position. If compression

rebars are considered, the bending moment capacity is obtained by solving the equilibrium of forces over the section, which requires to compute roots of a quadratic equation in case compression rebar remains elastic.



**Figure 6-1 - Strain, stress and forces of CSA (2014a) sectional analysis model for NSC elements**

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 \cdot f'_c \geq 0.67 \quad (6.1)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 \cdot f'_c \geq 0.67 \quad (6.2)$$

$$M_R = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_s - \beta_1 c / 2 \right) \quad (6.3)$$

### 6.3.2 UHPC elements

For UHPC elements, approaches from design codes varies from one another and are more complexes due to the improved resistance of the material that enables the consideration of its tensile strength in the bending moment capacity.

UHPC stress-strain material law in compression is either assumed linear (SIA, 2016), bilinear (AFGC, 2013) or as an equivalent stress bloc (CSA, 2019). In tension, the material law is separated into different multilinear stress-strain and a stress-crack laws. SIA (2016) and CSA (2019) standards limit UHPC tensile contribution to its pre-peak, while AFGC (2013) also considers its post-peak for design.

Maximum bending moment capacity of UHPC elements is obtained by sectional analysis. For SIA (2016), the sectional analysis is computed in only one condition considering UHPC rebars layer have yielded and that UHPC has reached ultimate tensile strain. For AFGC (2013) and CSA (2019), sectional analysis must be computed at several pivot points (rebars yielding, ultimate strain at tensed fibre, ultimate strain at compressed fibre) to determine at which pivot point the bending moment is the greatest. Furthermore, CSA (2019) considers the curvature's ductility between the computed pivot points to establish the element's bending resistance rather than only considering the maximum bending moment. Thus, the element's bending resistance can either be the maximum computed value, two third of the maximum value or the bending resistance without considering the UHPC tensile contribution.

For every design code, the sectional analysis model proposed for UHPC elements requires iterative computations to achieve equilibrium of forces for each pivot point evaluated.

### 6.3.3 Hybrid NSC-UHPC elements

SIA (2016) is the only design code providing guidelines for bending design of hybrid NSC-UHPC elements. Assumptions from NSC and UHPC design codes are combined and applied. **Figure 6-2** shows the SIA sectional analysis model. The sectional analysis is performed by assuming the extreme tensed fibre of the UHPC layer and the UHPC embedded rebars have reached respectively ultimate tensile strain and yielding strain. For cases where UHPC ultimate tensile strain is lower than the yielding strain of its embedded rebars, the UHPC ultimate tensile strain is set as the minimum of twice its value or the yielding strain of its embedded rebars due to simultaneous action of the fibres and rebars. Neutral axis location is evaluated iteratively until equilibrium of forces is achieved, which allow computation of the bending capacity. In this model, UHPC ultimate tensile stress is uniformly applied over the UHPC layer and the ultimate rectangular stress distribution for NSC is also applied.

While this model provides maximal bending capacity of hybrid elements, it assumes that the rectangular stress distribution for NSC is applicable regardless of the strain at the compressed fibre and it does not provide information for other possible conditions expected to occur in structures (yielding of NSC rebars, yielding of UHPC rebars prior the UHPC ultimate strain, NSC crushing). Therefore, SIA (2016) model cannot be used to estimate the complete moment-curvature behaviour and verify ductility criterion as specified by CSA (2019).

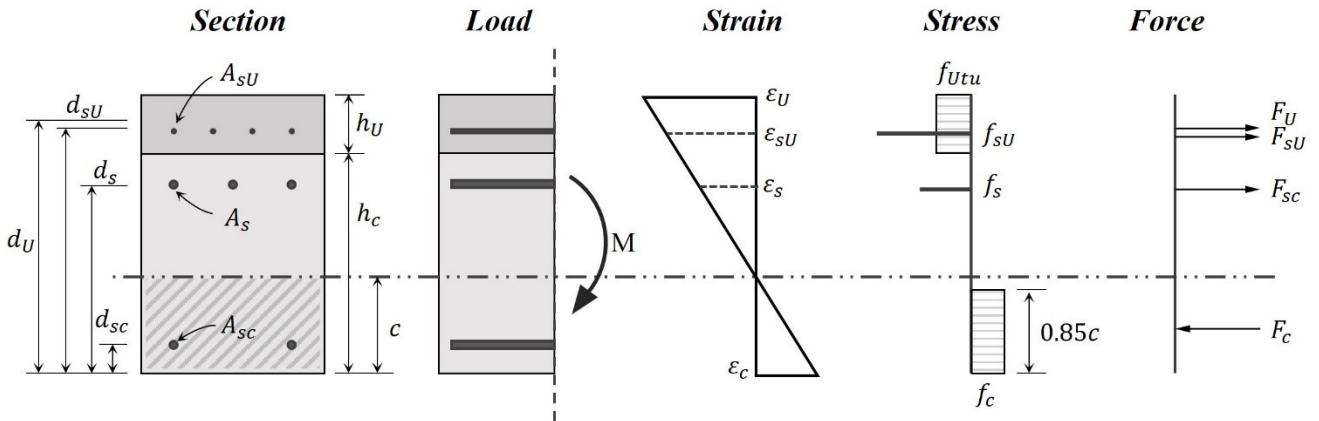


Figure 6-2 - SIA (2016) sectional analysis model for hybrid NSC-UHPC elements

## 6.4 Proposed models for hybrid elements

### 6.4.1 Simplified moment-curvature model

To avoid the need of iterative computations for the bending design of hybrid NSC-UHPC elements, a simplified moment-curvature model is proposed. The simplified model is built on the basis of both Canadian models for NSC and UHPC presented in **Section 6.3**. Thereby, material assumptions for NSC and UHPC apply and UHPC pivot points are integrated so that the curvature and ductility can be evaluated.

For each pivot point computation that will be detailed later on, the bending moment is obtained by solving equilibrium of forces over the section. To allow simple resolution, the following simplifications were made:

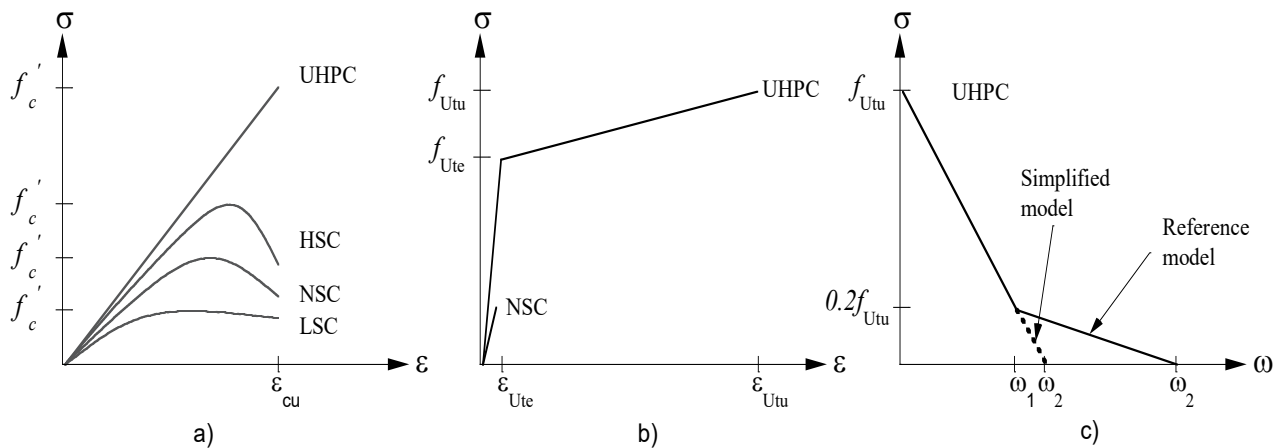
- Stress measured at the center of the UHPC layer is uniformly applied to its full height, which is reasonable for thin UHPC repair layer.
- The NSC force is approximated by the average stress distribution over the compressed section.

For sake of clarity, partial safety and fibre orientation factors were not integrated in equations detailed in next sections since it should be adjusted following the jurisdiction considered.

### 6.4.1.1 Materials parameters

Constitutive material laws for the NSC and the UHPC used in the simplified model are depicted in **Figure 6-3**. NSC is modelled in compression with Tsai stress-strain relationship (Tsai, 1988), which reproduce accurately ascending and descending stress branch for a wide range of compressive strength, including low and high strength concretes (LSC and HSC). Stress computation method is detailed in **Section 6.4.1.2**. In tension, NSC stress is assumed linear up to the ultimate tensile strength.

For UHPC, compression stress is assumed linear up to its ultimate compressive strength. In tension, a bilinear relationship is assumed up to the ultimate tensile strength. Then, a linear or a bilinear stress-crack width relationship is assumed, depending on the model used. The characteristic length proposed by SIA (2016) for hybrid elements,  $l_{ch} = 2h/3$ , is used in **Eq. (6.4)** to convert the crack width  $w$  to strain  $\varepsilon_w$ .



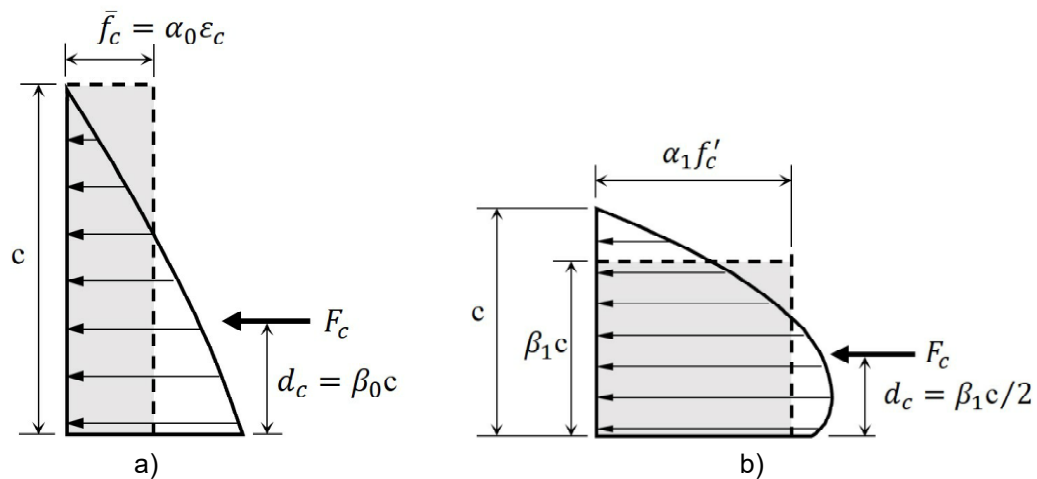
**Figure 6-3 - Compressive and tensile constitutive laws for NSC and for UHPC, a) stress-strain behaviour of NSC and UHPC in compression, b) stress-strain behaviour NSC and UHPC in tension, c) stress-crack width of UHPC in tension**

$$\varepsilon_{\omega} = \varepsilon_{Utu} + \frac{\omega}{l_{ch}} \quad (6.4)$$

For steel, a perfect bilinear elasto-plastic stress-strain relationship is used for compression and tension.

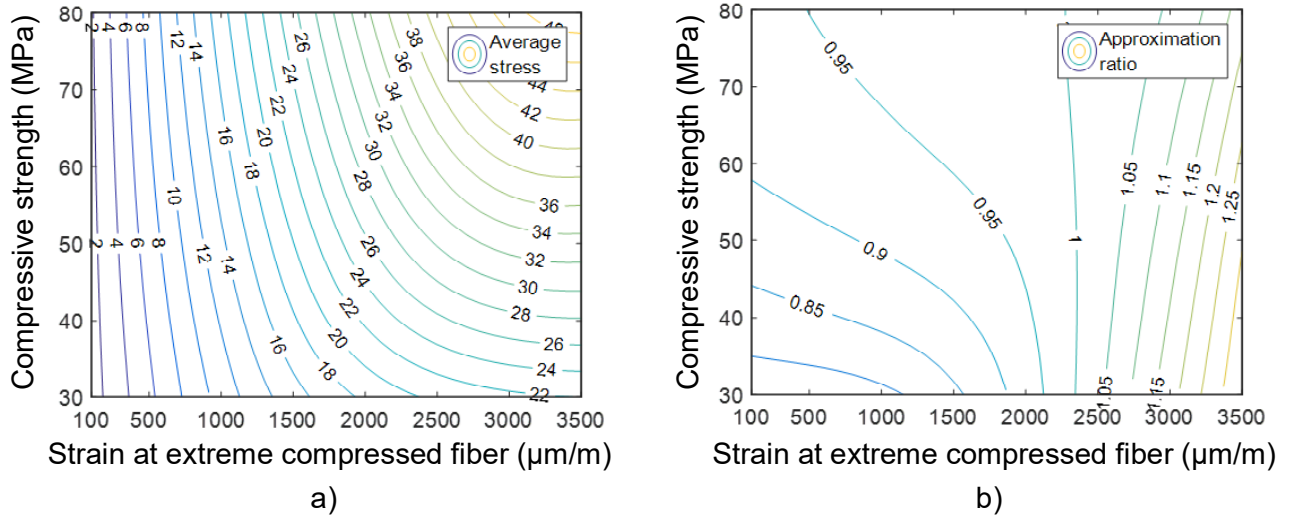
### 6.4.1.2 NSC average stress distribution

Data from previous experimental work on the bending behaviour of hybrid slabs (Pharand & Charron, 2022a) showed that the NSC strain at the compressed extreme fibre  $\varepsilon_c$  of hybrid elements remains around  $2000 \mu\varepsilon$  when reaching the maximum bending moment capacity, which is considerably lower than the ultimate strain. At this lower strain level, the NSC strain profile keeps a triangular shape for which the resulting force position  $d_c$  is close to 0.33 times the neutral axis height  $c$ . Therefore, the use of the equivalent rectangular ultimate stress bloc, which considers ultimate strength and locates the resulting force position close to 0.40 times the neutral axis height, is not appropriate to compute the maximum bending moment capacity of a hybrid elements. A new rectangular average stress distribution is thus proposed for this particular case where the strain at the compressed fibre is lower than its ultimate strain. This new average stress distribution depicted in **Figure 6-4a** adopts a similar philosophy than the equivalent ultimate stress bloc of CSA (2014a) depicted in **Figure 6-4b**. The parameter  $\alpha_0$  is used to define the average stress value  $\bar{f}_c$ , while the parameter  $\beta_0$  is used to define the position of the resulting force  $d_c$ . Alike the equivalent ultimate stress bloc of CSA (2014a), the value of the resulting NSC force,  $F_c$ , from the proposed average stress distribution is an approximation of the real resulting force and the position of the resulting force,  $d_c = \beta_0 c$ , is an approximation of the real position.



**Figure 6-4 - Equivalent stress blocs, a) Proposed distribution when  $\varepsilon_c \ll \varepsilon_{cu}$  as in hybrid elements, b) CSA (2014a) distribution when  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$**

To define the  $\alpha_0$  parameter, the average stress over the compressed area of a rectangular section was first computed based on Tsai (1988) stress-strain law. **Figure 6-5a** depicts this average computed stress for a maximum strain at the extreme fibre varying from 100  $\mu\epsilon$  to 3500  $\mu\epsilon$  and for concrete strength varying from 30 MPa to 80 MPa.



**Figure 6-5 - Average stress of the compressed area, a) computed from Tsai (1988) stress-strain law, b) ratio of Eq. (6.5) over Tsai (1988) stress-strain law's average stress**

A linear approximation, **Eq. (6.5)**, was then made to compute the average stress relatively to the strain at the compressed extreme fibre. Although the average stress variation over the strain at extreme compressed fibre is not linear, this simplification was chosen so that equilibrium of forces would still be resolved by a quadratic equation, similarly to a NSC section with compressive rebars. The  $\alpha_0$  parameter, obtained from **Eq. (6.6)**, was defined so the average stress approximation computed from **Eq. (6.5)** would be conservative relatively to the real average stress from Tsai (1988) stress-strain law for any strains at the extreme compressed fibre lower than 2300  $\mu\epsilon$ . **Figure 6-5b** depicts the ratio of the approximated average stress computed from **Eq. (6.5)** over the real average stress computed from Tsai (1988) stress-strain law. Approximation error of **Eq. (6.5)** is judged acceptable given conservative results (slight underestimation of compressive stress) that is obtained for the range of its intended use (strain at the extreme compressed fibre  $\epsilon_c$  from 100  $\mu\epsilon$  to 2300  $\mu\epsilon$  for concrete strength from 30 MPa to 80 MPa).

$$\bar{f}_c \cong \alpha_0 \cdot \epsilon_c \quad (6.5)$$



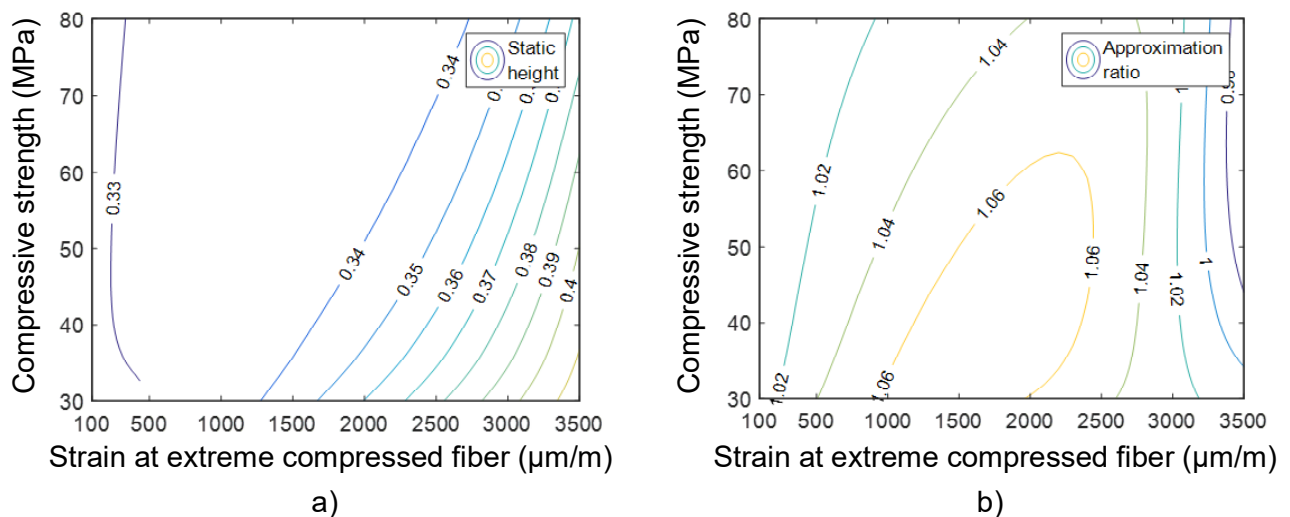
$$\alpha_0 = -f_c'^2 + 270 \cdot f_c' + 1500 \quad (6.6)$$

To define the  $\beta_0$  parameter, the real static height of the NSC resulting force,  $d_c$ , was first computed from Tsai (1988) stress-strain law (**Figure 6-6a**). Based on the static height overall trend relatively to the compressive strength and to the strain at the extreme compressed fibre, the  $\beta_0$  parameter was defined by **Eq. (6.8)**. **Eq. (6.8)** was set so that the approximation of the static height from **Eq. (6.7)** would be slightly larger than the real one for most compressive strength and strain at extreme compressed fibre ranges, giving a conservative approach on the bending moment computation. **Figure 6-6b** depicts the ratio of the approximated static height computed from **Eq. (6.7)** over the real static height computed from Tsai (1988) stress-strain law. For the NSC strength and strain ranges studied, **Eq. (6.7)** offers an approximation with an error varying from -3% to 7%.

$$d_c \cong \beta_0 \cdot c \quad (6.7)$$

$$\beta_0 = [0.33 + (17 \cdot \ln(f_c') - 83) \cdot \varepsilon_c] \quad (6.8)$$

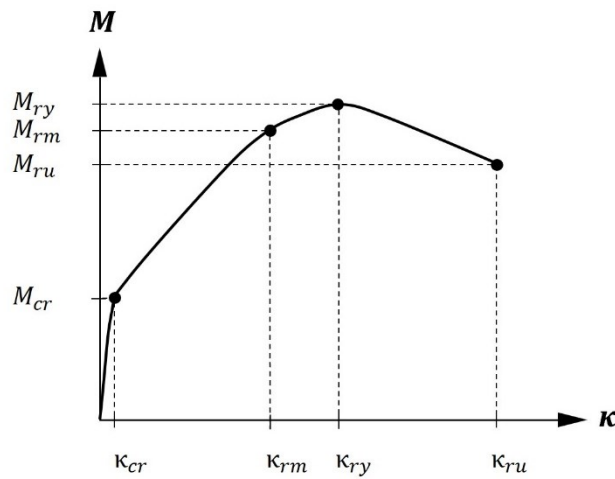
With this proposed average stress distribution for NSC, the solution to the equilibrium of forces over a hybrid NSC-UHPC section can be simplified to the resolution of a quadratic equation, alike it is the case for a NSC element with compression rebars.



**Figure 6-6 - Static height of the NSC resulting force of the compressed area, a) computed from Tsai (1988) stress-strain law, b) ratio of Eq. (6.7) over Tsai (1988) stress-strain law's static height**

### 6.4.1.3 Pivot points parameters

A complete moment-curvature multilinear curve of the hybrid element can be drawn by solving equilibrium of forces over the section at four pivot points ( $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$ ,  $M_{ry}$  and  $M_{ru}$ ) as defined in CSA (2019) and depicted in **Figure 6-7**. Characteristics of each pivot point are detailed hereafter according to CSA description with required modification for hybrid section, they are illustrated in **Figure 6-8**. The height  $h_p$  and the strain  $\varepsilon_p$  of the pivot point in the hybrid section corresponds to the location and to the assumed strain where the analysis is conducted.



**Figure 6-7 - Moment-curvature multilinear curve obtained from the simplified model for a hybrid NSC-UHPC element**

**$M_{cr}$  pivot point:** At the top fibre of the section ( $h_p = h_C + h_U$ ), the UHPC reaches the end of its elastic phase ( $\varepsilon_p = \varepsilon_{Ute}$ ). At mid-height of the UHPC layer, where the resulting force is computed, strain is slightly lower than  $\varepsilon_{Ute}$ . All rebars layers are elastic. The NSC is uncracked in tension and elastic in compression. The NSC force in tension is neglected, while its resulting force in compression is approximated by the new average stress bloc over the compressed area.

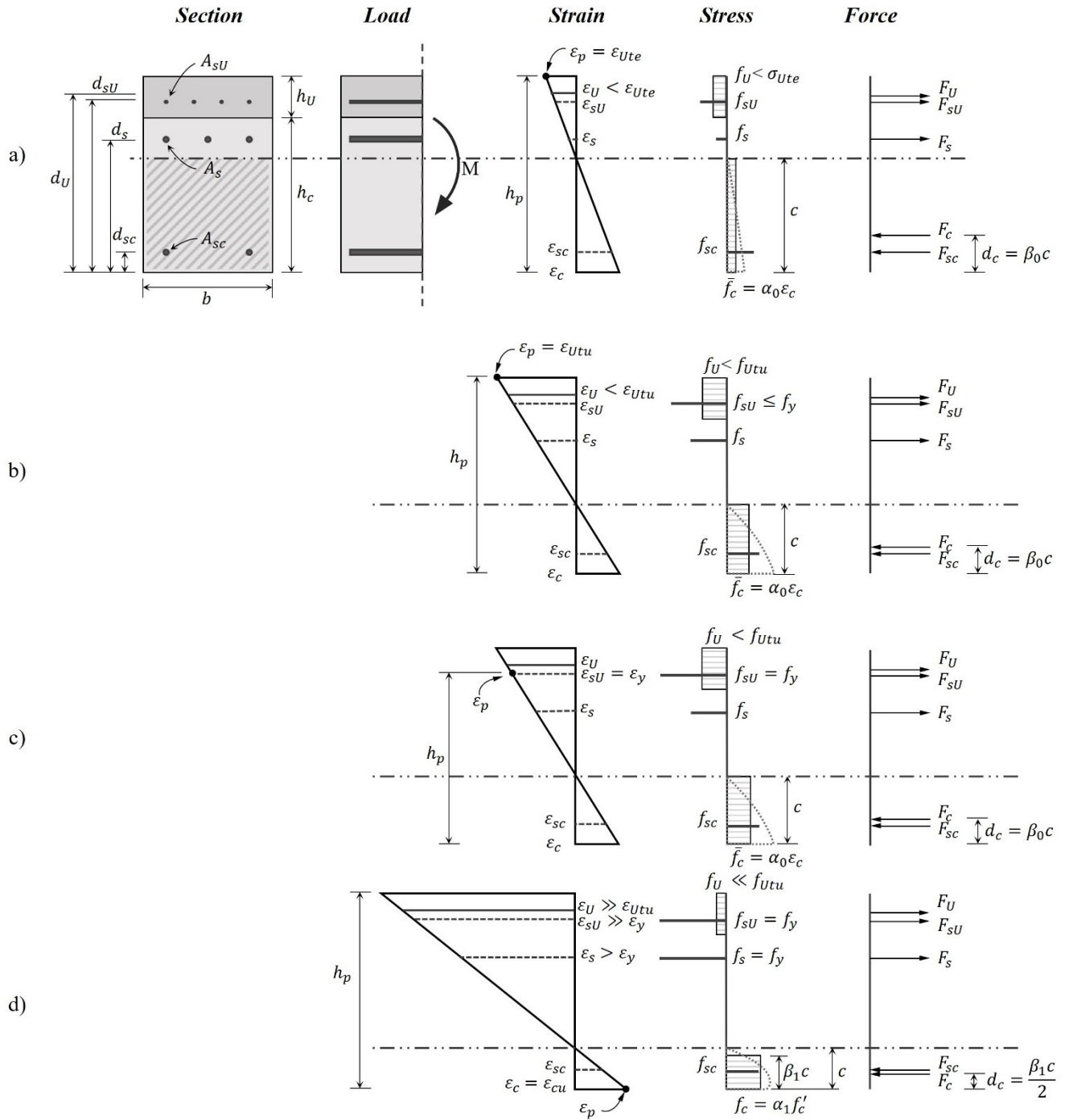
**$M_{rm}$  pivot point:** At the top fibre of the section ( $h_p = h_C + h_U$ ), the UHPC reaches the end of its tensile strain hardening phase ( $\varepsilon_p = \varepsilon_{Utu}$ ). At mid-height of the UHPC layer, where the resulting force is computed, strain is slightly lower than  $\varepsilon_{Utu}$ . UHPC rebars layers may either be elastic or yielded since yielding strain is generally close to the UHPC ultimate tensile strain. **Eq. (6.9)** is used to make assumptions on the rebars strain state, where  $\varepsilon_i$  and  $d_i$  represent the strain and height of each rebar layer  $i$ . The NSC is cracked in tension and its contribution is neglected. In compression,

the NSC is no longer linear, although not yet close to its ultimate strain limit. Its resulting force in compression is approximated by the new average stress over the compressed area.

$$\varepsilon_i \cong \left( \frac{2 \cdot d_i}{h_p} - 1 \right) \cdot \varepsilon_p \quad (6.9)$$

**$M_{ry}$  pivot point:** The top layer of rebars ( $h_p = d_{sU}$  if top rebars are in UHPC or  $h_p = d_s$  if they are in NSC) reaches yielding strain ( $\varepsilon_p = \varepsilon_y$ ). If other lower rebars layers are present, they remain elastic. The UHPC layer may be at the end of its tensile strain hardening or at the beginning of its strain softening. Its strain state at mid-height can also be approximated with **Eq. (6.9)**. Depending on the strain at mid-height of the layer, the UHPC resulting stress will be equal to or slightly lower than  $f_{Um}$ . The NSC has approximately the same strain state than the one it has at the  $M_{rm}$  pivot point; its force is neglected in tension and approximated with the new average stress in compression. Note that multiple  $M_{ry}$  pivot points must be computed if multiple layers of rebars are present in the UHPC or in the NSC.

**$M_{ru}$  pivot point:** At the bottom fibre, the NSC reaches its ultimate compression strain ( $\varepsilon_p = \varepsilon_{cu}$ ). Note that, due to mathematical constrains requiring a new referential, the pivot point height is taken equal to the total height rather than to 0 ( $h_p = h_C + h_U$ ). Its resulting force is obtained with the equivalent ultimate rectangular stress bloc distribution used in regular NSC section. All tensile rebars layers have yielded (if the element is underreinforced), while compressed rebars may be elastic or yielded in either tension or compression. The UHPC layer is most likely within its strain softening state and offers a reduced contribution.



**Figure 6-8 - Strain, stress and forces under bending moment for a hybrid NSC-UHPC section, a) at  $M_{cr}$ , b) at  $M_{rm}$ , c) at  $M_{ry}$ , d) at  $M_{ru}$**

#### 6.4.1.4 Procedures

In the simplified moment-curvature model, the sectional analysis is applied for each pivot point to obtain the moment-curvature curve shown in **Figure 6-7**.

For  $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$  and  $M_{ry}$  pivot points, equilibrium of forces  $F_i$  over the section is given by **Eq. (6.10)** and **Eq. (6.11)**, where the stress  $f_i$  of each material is defined as a function of its strain  $\varepsilon_i$  as detailed in **Section 6.4.1.1**. **Eq. (6.12)** and **Eq. (6.13)** allow evaluation of materials strain  $\varepsilon_i$  and curvature  $k$  from the strain at the extreme compressed fibre  $\varepsilon_c$  using similar triangles theorem. By substituting **Eq. (6.12)** and **Eq. (6.13)** into **Eq. (6.11)**, the equilibrium of forces can be reorganized as the quadratic equation **Eq. (6.15)** where  $\varepsilon_c$  is the independent variable. Based on the context on problem, only the smaller root of **Eq. (6.15)** is applicable. Thus, **Eq. (6.16)** corresponds to the admissible solution for the equilibrium of forces.

Similarly, for  $M_{ru}$  pivot point, where the strain at the extreme compressed fibre  $\varepsilon_c$  is known and fixed at  $\varepsilon_{cu}$  ( $h_p = h_C + h_U$  and  $\varepsilon_p = \varepsilon_{cu}$ ), the unknown variable is set as the strain at the extreme tensed fiber  $\varepsilon_t$ , which result in a second quadratic equation (**Eq. (6.17)**) that has  $\varepsilon_t$  as the independent variable. Based on the context on problem, the greater root (**Eq. (6.18)**) of **Eq. (6.17)** corresponds to the valid solution.

$$\sum_i F_i = 0 \quad (6.10)$$

$$\sum_i f_i \cdot A_i = 0 \quad \text{where } f_i = fct(\varepsilon_i) \quad (6.11)$$

$$\varepsilon_i = k \cdot d_i + \varepsilon_c \quad (6.12)$$

$$k = \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_c}{h_p} \quad \text{for } M_{cr}, M_{rm} \text{ and } M_{ry} \text{ pivot points} \quad (6.13)$$

$$k = \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_p}{h_p} \quad \text{for } M_{ru} \text{ pivot point} \quad (6.14)$$

$$A \cdot \varepsilon_c^2 + B \cdot \varepsilon_c + C = 0 \quad (6.15)$$

$$\varepsilon_c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \quad (6.16)$$

$$D \cdot \varepsilon_t^2 + E \cdot \varepsilon_t + F = 0 \quad (6.17)$$

$$\varepsilon_t = \frac{-E + \sqrt{E^2 - 4 \cdot D \cdot F}}{2 \cdot D} \quad (6.18)$$

A, B and C coefficients of **Eq. (6.15)** and **Eq. (6.16)** as well as D, E and F of **Eq. (6.17)** and **Eq. (6.18)** are defined in **Table 6-1**. To compute them, the UHPC term, the rebars term (for each layer of rebars) and the NSC term must be added up. Furthermore, UHPC and rebars parameters ( $E_U$ ,  $f_{U0}$ ,  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_C$ ,  $R_D$ ,  $R_E$  and  $R_F$ ) within A, B, C, D, E and F coefficients and defined in **Table 6-2**, must be computed based on the assumed state of each respective term. UHPC can be in elastic, hardening or softening state, rebar in elastic or yielded state. Their state depends on which pivot point described in **Section 6.4.1.3** is studied.

Hence, to compute the bending moment, the procedure of the simplified model is the following:

1. Define the pivot point parameters ( $h_p$  and  $\varepsilon_p$ ).
2. Make an assumption about the state of each rebar layer (elastic/yielded) and about the UHPC layer (elastic/hardening/softening). **Eq. (6.9)** can be used to approximate the strain of each layer.
3. Compute quadratic coefficients.
  - a. For  $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$  and  $M_{ry}$  pivot points, compute  $A$ ,  $B$  and  $C$  from **Eq. (6.15)** by using **Table 6-1** and **Table 6-2** and then get the smaller root with **Eq. (6.16)**, which corresponds to the admissible strain at the compressed fibre  $\varepsilon_c$  that satisfies equilibrium.
  - b. For  $M_{ru}$  pivot point, compute the coefficients  $D$ ,  $E$  and  $F$  from **Eq. (6.17)** by using **Table 6-1** and **Table 6-2** and then get the greater root with **Eq. (6.18)**, which corresponds to the admissible strain at the tensed fibre  $\varepsilon_t$  that satisfies equilibrium. If the approximated strain for the UHPC layer is greater than the one at the end of its softening, the UHPC term is simply removed from D, E and F coefficients.
4. Compute the curvature  $k$  and the neutral axis  $c$ .
  - a. For  $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$  and  $M_{ry}$  pivot points, use **Eq. (6.13)** and **Eq. (6.19)**.

- b. For  $M_{ru}$  pivot point, use **Eq. (6.14)** and **Eq. (6.19)**.
5. Given the computed or known strain at extreme compressed fibre  $\varepsilon_c$  and curvature  $k$ , validate assumptions from step 2 by computing the strain of each layer (rebars and UHPC) with **Eq. (6.12)**. If correct, proceed to next step. Otherwise, go back to step 2.
6. Compute forces using **Eq. (6.20)** to **Eq. (6.22)** for rebars ( $F_{si}$ ) and UHPC ( $F_U$ ).
  - a. For  $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$  and  $M_{ry}$  pivot points, use **Eq. (6.23)** for NSC ( $F_c$ ).
  - b. For  $M_{ru}$  pivot point, use **Eq. (6.24)** for NSC ( $F_c$ ).
7. Compute bending moment  $M$  from **Eq. (6.25)**, where  $i$  stands for each force (rebars layers, UHPC layer and NSC).
  - a. For  $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$  and  $M_{ry}$  pivot points, the lever arm  $d_c$  of the average stress distribution for NSC is computed using **Eq. (6.7)**.
  - b. For  $M_{ru}$  pivot point, the lever arm  $d_c$  of the ultimate stress distribution for NSC is equal to  $0.5\beta_1 c$ .
8. Plot the moment-curvature coordinates of  $M_{cr}$ ,  $M_{rm}$ ,  $M_{ry}$  and  $M_{ru}$  pivot points to obtain the global bending behaviour of the hybrid element.

$$c = -\varepsilon_c / k \quad (6.19)$$

$$F_{si} = \varepsilon_{si} \cdot E_{si} \cdot A_{si} \quad \text{for elastic rebars} \quad (6.20)$$

$$F_{si} = f_{yi} \cdot A_{si} \quad \text{for yielded rebars} \quad (6.21)$$

$$F_U = (\varepsilon_U \cdot \mathbf{E}_U + \mathbf{f}_{U0}) \cdot h_U \cdot b \quad \text{with respective parameters from Table 6-2} \quad (6.22)$$

$$F_c = (\alpha_0 \varepsilon_c) \cdot c \cdot b \quad \text{for } \varepsilon_c \ll \varepsilon_{cu} \quad (6.23)$$

$$F_c = \alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b \quad \text{for } \varepsilon_c = \varepsilon_{cu} \quad (6.24)$$

$$M = \sum_i [F_i \cdot d_i] \quad (6.25)$$

**Table 6-1 – Coefficients A, B and C of Eq. (6.15) and Eq. (6.16) and coefficients D, E and F of Eq. (6.17) and Eq. (6.18)**

Pivot point	Coefficient	UHPC term (N)	Rebars term (N)	NSC term (N)
$M_{cr}, M_{rms}, M_{ry}$	$A =$	$+E_U \cdot A_U \cdot \left(1 - \frac{d_U}{h_p}\right)$	$+\sum_i [R_A]$	$+\alpha_0 \cdot b \cdot h_p$
	$B =$	$+\left(\varepsilon_p \cdot E_U \cdot \left(\frac{2d_U}{h_p} - 1\right) + f_{U0}\right) \cdot A_U$	$+\sum_i [R_B \cdot A_s]$	-
	$C =$	$-\left(\varepsilon_p \cdot E_U \cdot \frac{d_U}{h_p} + f_{U0}\right) \cdot \varepsilon_p \cdot A_U$	$-\sum_i [R_C \cdot \varepsilon_p \cdot A_s]$	-
$M_{ru}$	$D =$	$+E_U \cdot A_U \cdot \left(\frac{d_U}{h_p}\right)$	$+\sum_i [R_D]$	-
	$E =$	$+\left(\varepsilon_p \cdot E_U \cdot \left(1 - \frac{2d_U}{h_p}\right) + f_{U0}\right) \cdot A_U$	$+\sum_i [R_E \cdot A_s]$	-
	$F =$	$+\left(\varepsilon_p \cdot E_U \cdot \left(\frac{d_U}{h_p} - 1\right) - f_{U0}\right) \cdot \varepsilon_p \cdot A_U$	$+\sum_i [R_F \cdot \varepsilon_p \cdot A_s]$	$+\varepsilon_p \cdot \alpha_1 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b \cdot h_p$

$E_U, f_{U0}, R_A, R_B, R_C, R_D, R_E$  and  $R_F$  parameters are detailed in **Table 6-2**

$i$ : for each rebar layer



**Table 6-2 – Parameters  $E_U$ ,  $f_{U0}$ ,  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $R_C$ ,  $R_D$ ,  $R_E$  and  $R_F$  from coefficients of Eq. (6.15), Eq. (6.16), Eq. (6.17) and Eq. (6.18)**

Pivot point	Parameter	Elastic	Yielded	Hardening	Softening
$M_{cr}$ , $M_{rm}$ , $M_{ry}$ and $M_{ru}$	$E_U$ (Mpa)	$\frac{f_{Ute}}{\epsilon_{Ute}}$		$E_{sh} = \frac{f_{Utu} - f_{Ute}}{\epsilon_{Utu} - \epsilon_{Ute}}$	$E_{ss} = \frac{-0.8 \cdot f_{Utu}}{\epsilon_{Utu} + \omega_1/l_{ch}}$
	$f_{U0}$ (Mpa)	0		$f_{Ute} - E_{sh} \cdot \epsilon_{Ute}$	$f_{Utu} - E_{ss} \cdot \epsilon_{Utu}$
$M_{cr}$ , $M_{rm}$ , $M_{ry}$	$R_A$ (Mpa)	$E_s \cdot A_s \cdot \left(1 - \frac{d_s}{h_p}\right)$	0		
	$R_B$ (Mpa)	$\epsilon_p \cdot E_s \cdot \left(\frac{2d_s}{h_p} - 1\right)$	$f_y$ or $-f_y$		
	$R_C$ (Mpa)	$\epsilon_p \cdot E_s \cdot \frac{d_s}{h_p}$	$f_y$ or $-f_y$		
$M_{ru}$	$R_D$ (Mpa)	$E_s \cdot A_s \cdot \left(\frac{d_s}{h_p}\right)$	0		
	$R_E$ (Mpa)	$\epsilon_p \cdot E_s \cdot \left(1 - \frac{2d_s}{h_p}\right)$	$f_y$ or $-f_y$		
	$R_F$ (Mpa)	$\epsilon_p \cdot E_s \cdot \left(\frac{d_s}{h_p} - 1\right)$	$f_y$ or $-f_y$		

## 6.4.2 Simplified empiric equation

For ordinary NSC elements, the bending moment capacity is quickly estimated by **Eq. (6.26)** where  $j \cdot d_s$  is the lever arm between NSC compression force and rebars tensile force. For elements reinforced with 400W steel, this lever arm ( $j \cdot d_s$ ) varies from  $0.75d_s$  to  $0.95d_s$  when the reinforcement ratio varies from the balanced condition to the minimum requirement (Paultre, 2011). For typical reinforcement ratio, the lever arm ( $j \cdot d_s$ ) is usually assumed to be equal to  $0.9d_s$ .

$$M_R \cong A_s \cdot f_y \cdot (j \cdot d_s) \quad (6.26)$$

In terms of maximum capacity, the response of a hybrid NSC-UHPC element is comparable to that of an ordinary NSC element with an additional layer of rebars (Denarié et al., 2003), where the additional layer of rebars is replaced by the contribution of the UHPC and associated lever arm. In this regard, the simplified empiric **Eq. (6.27)** is proposed to quickly estimate the maximum bending capacity of a hybrid NSC-UHPC element. In terms of initial stiffness and cracking behaviour, hybrid NSC-UHPC elements have a significantly enhanced behaviour compared to a NSC element (Habel, 2004; Oesterlee, 2010; Paschalis, Spyridon A. et al., 2018; Safdar et al., 2016; Zingaila et al., 2017). Upon reaching its maximum bending capacity, the neutral axis of a hybrid element is noticeably higher and the strain in NSC at the compressed fibre is much lower than its ultimate strain limit, as mentioned in **Section 6.4.1**, which modify the position of the NSC resulting force. Based on the modified position of the NSC resulting force, the lever arm applied to the rebar layers ( $j \cdot d_{si}$ ) and to the UHPC layer ( $j \cdot d_U$ ) in **Eq. (6.27)** should have a reduced assumed value equal to  $0.85d$  for typical reinforcement ratio.

$$M_R \cong \sum_i \left[ A_{s_i} \cdot f_{y_i} \cdot (j \cdot d_{s_i}) \right] + h_U \cdot b_U \cdot (\psi_U \cdot f_{Utu}) \cdot (j \cdot d_U) \quad (6.27)$$

Additionally, an average stress reduction factor ( $\psi_U$ ) is introduced in **Eq. (6.27)** regarding the UHPC ultimate stress ( $f_{Utu}$ ). Indeed, when computing the bending moment, the resulting curvature, materials properties as well as section properties all influence the resulting average UHPC stress. Firstly, for any curvature, strain variation through the UHPC thickness will always result in an average stress lower than its possible peak strength,  $f_{Utu}$ . Secondly, maximum bending capacity should be reached when all rebars have yielded and when UHPC have reached the end of its strain

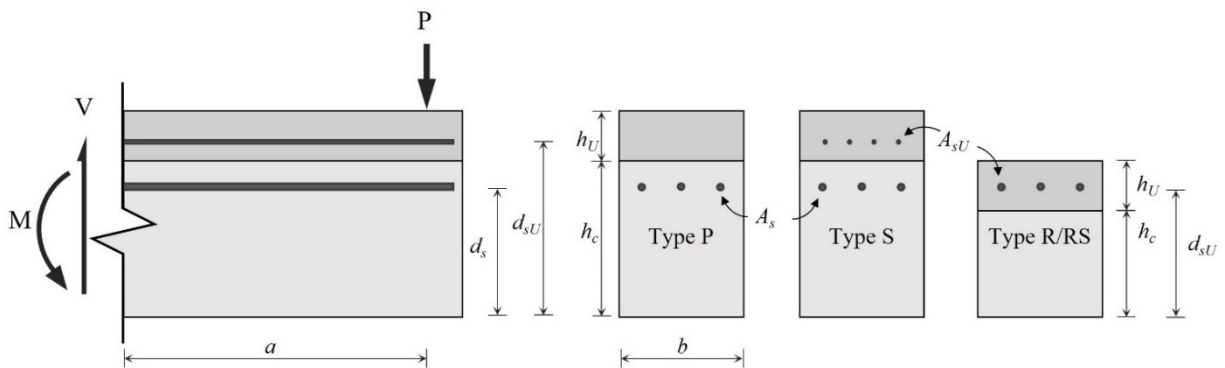
hardening. Depending on the UHPC and the rebars strain limits, their respective static height as well as the resulting curvature, yielding of rebars may happen prior or after the end of UHPC strain hardening. In the latter case, the UHPC will reach its strain softening and reduce its average stress. Hence, to take into account the curvature, materials properties and cross-section characteristics effects, the average stress reduction factor ( $\psi_U$ ) should have an assumed value equal to 0.9 to provide conservative maximum capacity.

## 6.5 Reference experimental data and reference model

### 6.5.1 Summary of reference experimental data

Height hybrid NSC-UHPC beams and slabs specimens from four international experimental campaigns with a wide range of configurations and materials properties were used to evaluate the performance of the models proposed in **Section 6.4**. All selected specimens had a bending failure.

**Figure 6-9** shows a schematic view of the equivalent cantilever test setup considered in the experimental campaigns and the configuration of specimen types. Configuration of selected specimens is categorized as P, S and R/RS types according to the main function of the UHPC layer (Pharand & Charron, 2022a). The UHPC layer in P types specimens protects the NSC from environmental hazards. It is unreinforced and located above the NSC rebar layer. The UHPC layer in S types specimens is reinforced with additional rebars and located above the NSC rebars, thus providing a strong strengthening contribution. In R/RS type specimens, the UHPC layer's main function is to rehabilitate the original section. Original rebars are embedded in the UHPC. If additional rebars are added to this configuration, a strengthening contribution will also be obtained.



**Figure 6-9 - Schematic view of equivalent cantilever test setup and section properties of reference data**

Summary of cross-section and test setup parameters for each specimen are presented in **Table 6-3**. The span length,  $a$ , corresponds to the center-to-center distance for an equivalent cantilever setup (**Figure 6-9**). The equivalent static height,  $d_{eq}$  given by **Eq. (6.28)**, considers all rebars and UHPC layers. Main material properties are presented in **Table 6-4**.

MW1 and MW2 are respectively type P and S beams tested in Swiss by Noshiravani et Brühwiler (2013) in a cantilever test setup. Influence of span length, reinforcement ratio and stirrups ratio were investigated over 14 rectangular hybrid beams.

Type2 and Type3 are both type R/RS beams tested in Lithuania by Zingaila et al. (2017) in a 4-points bending test setup. Data shown are average results from 2 identical square beams each. For this campaign, the flexural behaviour of 4 hybrid beams with a high  $h_U/h_c$  ratio was investigated.

UB1,2 is type S beams tested in United Kingdom by Paschalis, Spyridon A. et al. (2018) in 4-points bending test setup. Data shown are average results from 2 identical specimens. For this campaign, the flexural behaviour of 4 hybrid rectangular beams with and without rebar in the UHPC layer was investigated.

Finally, PL-P, PL-R and PL-S are respectively types P, R/RS and S rectangular slabs tested in Canada by Pharand (2022) in an eccentric 3-points bending test setup. In this campaign, flexural behaviour for 6 hybrid slabs under low and high shear stress was investigated.

$$d_{eq} = \frac{\sum_i d_i \cdot A_i \cdot f_i}{\sum_i A_i \cdot f_i} \quad (6.28)$$

**Table 6-3 - Summary of section and test setup parameters**

ID	Type	b (mm)	h <sub>c</sub> (mm)	h <sub>U</sub> (mm)	h <sub>c</sub> /h <sub>U</sub>	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	d <sub>s</sub> (mm)	A <sub>sU</sub> (mm <sup>2</sup> )	d <sub>sU</sub> (mm)	a (mm)	d <sub>eq</sub> (mm)	a/d <sub>eq</sub>	Ref.
MW1	P	150	250	50	0.20	236	237	-	-	800	260	3.1	(Noshiravani & Brühwiler, 2013)
MW2	S	150	250	50	0.20	236	237	201	275	800	261	3.1	(Noshiravani & Brühwiler, 2013)
Type2	R/RS	160	150	50	0.33	-	-	308	168	450	170	2.7	(Zingaila et al., 2017)
Type3	R/RS	160	130	70	0.54	-	-	308	168	450	167	2.7	(Zingaila et al., 2017)
UB1,2	S	150	200	50	0.25	226	170	157	220	800	201	4.0	(Paschalis, Spyridon A. et al., 2018)
PL-P	P	400	170	50	0.29	800	152	-	-	1250	168	7.4	(Pharand, 2022)
PL-R	R/RS	400	120	60	0.50	-	-	800	152	1250	153	8.2	(Pharand, 2022)
PL-S	S	400	170	50	0.29	800	152	300	195	1250	174	7.2	(Pharand, 2022)

**Table 6-4 - Summary of materials properties**

ID	Type	f' <sub>c</sub> (MPa)	f' <sub>Uc</sub> (MPa)	f' <sub>Ute</sub> (MPa)	f' <sub>Utu</sub> (MPa)	ε <sub>Utu</sub>	f <sub>y,s</sub> (MPa)	f <sub>y,sU</sub> (MPa)
MW1	P	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	594	-
MW2	S	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	594	566
Type 2	R/RS	51.8	138.2	4.8	6.8	0.0020 <sup>a</sup>	-	565
Type 3	R/RS	51.8	138.2	4.8	6.8	0.0020 <sup>a</sup>	-	565
UB1,2	S	24.7 <sup>b</sup>	136.5	8.0	11.5	0.0014	500	500
PL-P	P	37.0	118.1	8.2	9.3	0.0009	419	-
PL-R	R/RS	37.0	118.1	8.2	9.3	0.0009	-	419
PL-S	S	37.0	118.1	8.2	9.3	0.0009	419	436

Note: <sup>a</sup> : Assumption; <sup>b</sup> :  $f'_c \cong 0.8 \cdot f_{cube}$

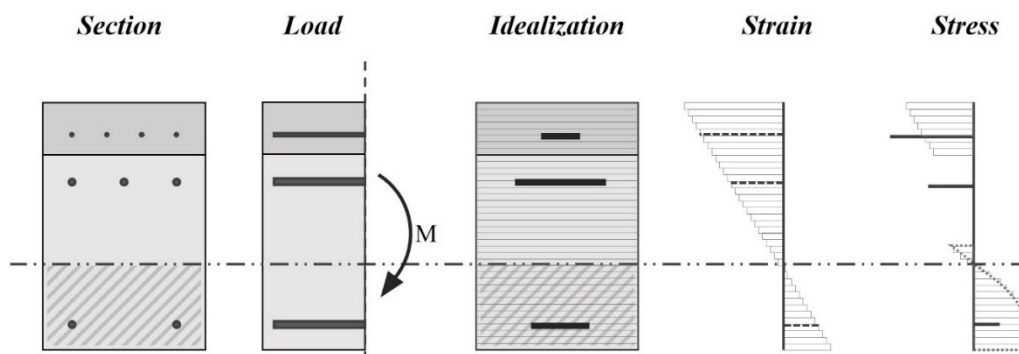
## 6.5.2 Reference analytical cross-sectional model

Several detailed cross-sectional analysis programs exist to compute complete moment-curvature behaviour of concrete elements (Habel et al., 2007; Massicotte et al., 2014; Paultre, 1996). Similarly, an analytical cross-sectional model was programmed using MATLAB (The MathWorks Inc, 2018), so that complete moment-curvature behaviour can be evaluated for a hybrid NSC-UHPC section and so that results could quickly be extracted for further analysis. Purpose of this model is to be used as a reference for the validation of the simplified models presented in **Section 6.4**.

In the programmed analytical cross-sectional model, the section is discretized into small, stacked layers. **Figure 6-10** illustrates the discretization process where the compatibility-imposed strain allows the stress and force computation from the material constitutive law for each layer. With a high number of layers, this analysis process corresponds to a numerical integration with rectangular approximation.

The programmed analytical cross-sectional model supposes that plane sections remain plane, that monolithic behaviour of the hybrid section is always maintained and that resulting stress in each layer is computed at its center. Material laws from **Section 6.4.1.1** are used. Equilibrium of forces is determined at every  $35 \mu\epsilon$  increment at the compressive fibre (from 0 to  $3\,500 \mu\epsilon$ ), thus giving a complete moment-curvature curve for a hybrid NSC-UHPC section from 101 computations. To speed up equilibrium computation, bisection algorithm was implemented.

The programmed analytical cross-sectional model was validated with the AIS program (Massicotte et al., 2014) and gave the same results.



**Figure 6-10 – Layers discretization of the reference analytical cross-sectional model**

## 6.6 Validation of the simplified model and the simplified equation with the reference model

### 6.6.1 Simplified model vs reference model

Moment and curvature curves using the simplified model described in **Section 6.4.1** are validated with the detailed reference model described in **Section 6.5.2**. Data from **Table 6-3** and **Table 6-4** were introduced in both models for the 8 specimens selected. **Figure 6-11** depicts moment-curvature response by type of specimen configuration (P, R/RS and S), while **Table 6-5** presents ratios of computed values for all specimens, the mean values and standard deviations of each ratio are shown.

Regardless of the hybrid section configuration (types P, R/RS and S) and the materials properties, the 4 pivot points (5 if multiple rebars layers) of the simplified moment-curvature model reproduce very well the overall bending behaviour from service to ultimate condition, as depicted in **Figure 6-11**.

For  $M_{cr}$  pivot point in elastic condition, moment and curvature from the simplified model are respectively on average 0.87 and 1.00 times the values of the reference model (**Table 6-5**). Discrepancies on the moment between models mainly come from the conservative simplification used in the average NSC stress distribution with the  $\alpha_0$  parameter. For this particular pivot point, strain at the extreme compressed fibre is generally smaller than  $1000 \mu\epsilon$ , which results in a more conservative approximation of the NSC resulting force, as depicted **Figure 6-5b**.

For  $M_{mm}$ ,  $M_{ry C}$  and  $M_{ry U}$  pivot points reproducing rebar layers yielding and UHPC localization, average moment and curvature values vary respectively from 0.95 to 0.99 and from 0.99 to 1.01 times the values of the reference model (**Table 6-5**). For these pivot points, strain at the extreme compressed fibre is generally inferior and close to  $2300 \mu\epsilon$ , which is the range where the NSC average stress distribution has its best accuracy (**Figure 6-5b**). Hence, for computation of the maximum bending capacity, the simplified model has an equivalent precision than the detailed reference model.

Finally, for  $M_{r0}$  pivot point, moment and curvature estimations are respectively on average 0.99 and 0.98 times the values of the reference model (**Table 6-5**). High accuracy comes from the fact that the NSC equivalent stress block for ultimate condition is specifically designed to be used when the strain at the compressed fiber is assumed to be equal to the ultimate strain.

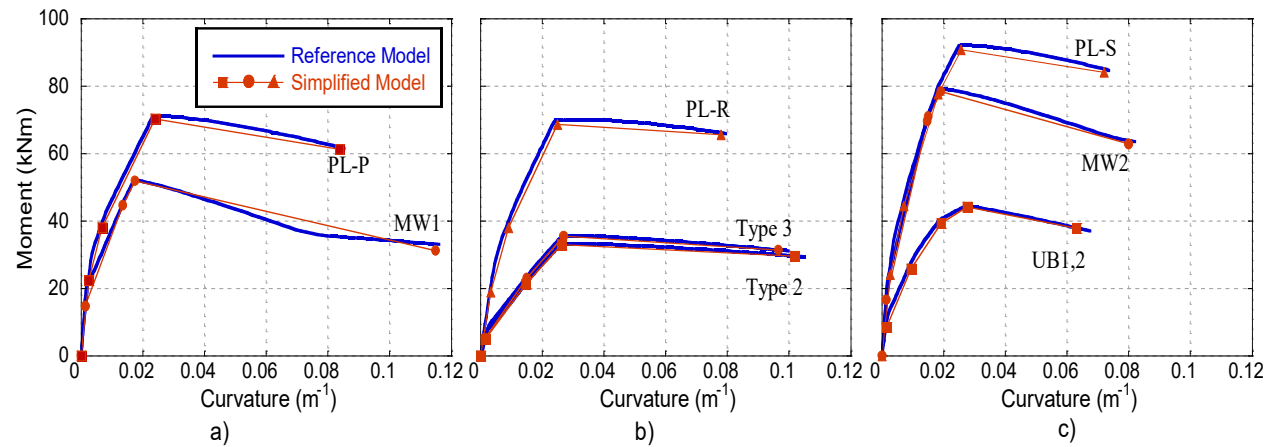


Figure 6-11 - Moment-curvature behaviour, a) for type P elements, b) for type R/RS elements, c) for type S elements

Table 6-5 - Comparison of the simplified model (SM) and the reference model (REF) results

ID	Pivot $M_{cr}$		Pivot $M_{rm}$		Pivot $M_{ry U}$		Pivot $M_{ry C}$		Pivot $M_{ru}$	
	$M_{cr SM} / M_{cr REF}$	$k_{cr SM} / k_{cr REF}$	$M_{rm SM} / M_{rm REF}$	$k_{rm SM} / k_{rm REF}$	$M_{ry U SM} / M_{ry U REF}$	$k_{ry U SM} / k_{ry U REF}$	$M_{ry C SM} / M_{ry C REF}$	$k_{ry C SM} / k_{ry C REF}$	$M_{ru SM} / M_{ru REF}$	$k_{ru SM} / k_{ru REF}$
MW1	0.77	0.98	0.96	0.98	-	-	0.99	1.01	0.94	1.01
MW2	0.83	0.96	0.97	0.99	0.97	0.98	0.99	1.01	0.99	0.99
Type2	0.85	0.97	0.97	1.00	0.99	1.00	-	-	1.00	0.97
Type3	0.91	1.01	0.97	1.00	0.99	0.98	-	-	1.01	0.97
UB1,2	0.86	1.06	0.93	1.01	0.98	1.03	0.99	1.00	1.02	0.94
PL-P	0.91	1.01	0.95	0.99	-	-	0.98	0.99	0.99	0.98
PL-R	0.90	1.02	0.93	0.97	0.98	1.05	-	-	0.99	0.98
PL-S	0.91	1.01	0.94	0.98	0.97	1.00	0.98	1.00	0.99	0.98
Mean	0.87	1.00	0.95	0.99	0.98	1.01	0.99	1.00	0.99	0.98
SD	0.05	0.03	0.02	0.01	0.01	0.03	0.00	0.01	0.02	0.02

Note:  $M_{cr}$ : tensed fibre reached  $\epsilon_{cr}$ ;  $M_{rm}$ : tensed fibre reached  $\epsilon_{utu}$ ;  $M_{ry U}$ : UHPC rebars reached  $\epsilon_y$ ;  $M_{ry C}$ : NSC rebars reached  $\epsilon_y$ ;  $M_{ru}$ : compressed fibre reached  $\epsilon_{cu}$ .



Therefore, validation results confirm that the simplified model can conservatively estimate the overall bending behaviour of hybrid NSC-UHPC elements and the maximum bending capacity as precisely as the detailed reference model.

### 6.6.2 Simplified equation vs reference model

Maximum bending moment computed using the simplified equation is based on the approximations of the lever arm between compression and tensile forces as well as of the approximation of the UHPC resulting force. Suggested values for using the simplified equation were a lever arm coefficient of 0.85 and an UHPC average stress reduction factor of 0.9. A validation of the proposed values was done using the reference model to compute the lever arms and UHPC average stress at the maximum bending capacity for the 8 specimens detailed in Section 6.5.1. Table 6-6 presents the lever arms ratio for the NSC rebars and for the UHPC layer and the ratio of the average UHPC stress over its ultimate stress obtained from the reference model, as well as the ratio of the maximum bending moment from Eq. (6.27) over the one from the reference model.

**Table 6-6 - Lever arms coefficients, ratio of UHPC average stress and ratio maximum bending capacity**

ID	Type	Lever arm NSC rebars $(d_{sc}-d_c)/d_{sc}$	Lever arm UHPC rebars $(d_{st}-d_c)/d_{st}$	Lever arm UHPC layer $(d_U-d_c)/d_U$	UHPC average stress ratio $\bar{f}_U/f_{Uu}$	$M_{R SE}$ / $M_{R REF}$
MW1	P	0.90	-	0.91	0.97	0.92
MW2	S	0.87	0.89	0.89	0.97	0.94
Type2	R/RS	-	0.88	0.89	0.94	0.96
Type3	R/RS	-	0.88	0.88	0.95	0.96
UB1,2	S	0.83	0.87	0.87	0.82	1.03
PL-P	P	0.86	-	0.89	0.90	1.00
PL-R	R/RS	-	0.86	0.86	0.96	1.00
PL-S	S	0.85	0.88	0.88	0.90	1.00
Mean		0.86	0.88	0.88	0.93	0.98
SD		0.03	0.01	0.02	0.05	0.04

Note: REF: reference model; SE: simplified equation

The lever arm coefficient for the NSC rebars, UHPC rebars and for the UHPC layer are in average 0.86, 0.88 and 0.88, respectively. The proposed value of 0.85 suggested for utilization of the simplified equation is thus generally conservative. Moreover, the average stress measured in the

UHPC layer at maximum bending capacity varied between 0.82 to 0.97 times the ultimate stress and had an average value of 0.93. Specimen UB1,2 showed lower ratios of 0.82. For this specimen, the low average stress is explained by the fact that the UHPC used in this experimental campaign had an ultimate strain of  $1400 \mu\epsilon$ , which is significantly lower than the yielding strain of  $2500 \mu\epsilon$  for the rebars used. The proposed value of 0.9 for the average stress in the UHPC layer in the simplified equation is thus generally conservative for cases where UHPC ultimate strain is equivalent or superior to its rebars yielding strain.

Then, the simplified equation (**Eq. (6.27)**) was used for the estimation of the maximum bending capacity of the 8 hybrid NSC-UHPC specimens selected with a lever arm coefficient of 0.85 and an average stress reduction factor of 0.9 suggested. The maximum bending capacity of hybrid specimens obtained were very close to those obtained with the reference model, as shown in **Table 6-6** (average  $M_{\max SE}/M_{\max REF} = 0.98$ ). Hence, the proposed simplified **Eq. (6.27)** with values  $j = 0.85$  and  $\psi_U = 0.9$  can estimate quickly the maximum bending capacity of a hybrid NSC-UHPC element with a similar accuracy than the detailed reference model.

## **6.7 Prediction of the simplified model and the simplified equation with reference experimental data**

The maximum bending moment of specimens from international experimental campaigns described in **Section 6.5.1** was predicted using the reference model (REF), the simplified model (SM) and the simplified equation (SE). **Table 6-7** present the maximum moment obtained from each model and its ratio over the experimental results.

Compared to experimental results, the reference model, the simplified model and the simplified equation predict the maximum moment with a very satisfactory average ratio of 0.99, 0.98 and 0.97 respectively, with a standard deviation of 0.12, 0.12 and of 0.13 respectively. Thus, the bending capacity is overall well captured by the simplified model and the simplified equation. There are some differences between modelling and experiments results, as can be expected with heterogeneous materials in specimens. Analysis of results could not correlate specific beam configuration (beam cross-section, rebar ratio, etc.) or testing configuration (bending span, etc.) to specific difference of results. Besides, modelling results obtained for each specimen demonstrate that the simplified model and the simplified equation provide bending moments very close to the

one of the reference model, as described in **Section 6.6**. It means that the calculation methods and assumptions considered in models and equations are valid and small discrepancies of results may come from materials properties considered.

**Table 6-7 - Comparison of the simplified model, the simplified equation and reference model results**

ID	Type	$M_{EXP}$ (kNm)	$M_{R REF}$ (kNm)	$M_{R REF}$ / $M_{EXP}$	$M_{R SM}$ (kNm)	$M_{R SM}$ / $M_{EXP}$	$M_{R SE}$ (kNm)	$M_{R SE}$ / $M_{EXP}$
MW1	P	47.1	52.4	1.11	51.9	1.10	48.0	1.02
MW2	S	83.8	79.3	0.95	78.5	0.94	74.6	0.89
Type 2	R/RS	40.1	33.5	0.84	33.1	0.83	32.1	0.80
Type 3	R/RS	40.3	35.8	0.89	35.5	0.88	34.5	0.86
UB1.2	S	41.4	44.6	1.08	44.3	1.07	45.9	1.11
PL-P	P	62.6	71.4	1.14	70.3	1.12	71.1	1.14
PL-R	R/RS	79.3	69.9	0.88	68.7	0.87	69.6	0.88
PL-S	S	86.4	92.3	1.07	90.9	1.05	92.7	1.07
Mean				0.99		0.98		0.97
SD				0.12		0.12		0.13

Note:  $EXP$ : experiment;  $REF$ : reference model;  $SM$ : simplified model;  $SE$ : simplified equation

Two parameters related to the material laws may interfere in models' prediction of experimental results. First, UHPC tensile properties measured in each experimental campaign are assumed to be representative of the UHPC layer in beam specimens. In fact, UHPC tensile behaviour is strongly influenced by its fibre orientation and dispersion in specimens, which are affected by the specimen geometry and casting method (Bastien-Masse et al., 2016; Delsol & Charron, 2017). In a small characterization sample, the small cross-section magnifies formwork effect, which favourably orients fibres in the casting flow direction and enhances the tensile behaviour. Larger beam specimens have a reduced formwork effect and contain longitudinal rebar altering the casting flow of UHPC that generates local zones with different fibres concentration and orientation. Characterization samples are thus more likely to show an enhanced UHPC tensile behaviour compared to the one found in structural elements. Secondly, the characteristic length parameter  $l_{ch}$  used in the simplified model ( $l_{ch} = 2/3h$ ), which links the UHPC crack width to an estimated strain, is assumed to give a representative indication of the beam's crack spacing. This parameter can strongly impact the bending response of UHPC structural elements (de Montaignac et al., 2011). The use of a shorter characteristic length predicts smaller crack spacing and greater bending

response of the structural elements. There was no indication in references of experimental campaigns about correction of the UHPC tensile behaviour related to fibre orientation (Characterization samples vs structural specimens) and crack spacing to adjust the characteristic length. In that context, the average maximum moment ratios and standard deviation of the simplified model and the simplified equation shown in **Table 6-7** are considered satisfactory and validate their performance to replicate the bending performance of hybrid NSC-UHPC elements. Nevertheless, it is recommended to adjust the UHPC material law and characteristic length according to fibre orientation and cracking pattern of structural elements to improve the modelling prediction accuracy.

## 6.8 Conclusion

A simplified moment-curvature model and a simplified empiric equation for estimating the bending behaviour of hybrid NSC-UHPC structural elements, such as slabs and rectangular beams, were proposed based on the new annex 8 of the Canadian bridge design code (CSA, 2019). The tools are quick and easy to use since they avoid complex and iterative calculations. They are applicable for the design of new hybrid NSC-UHPC structural elements or structural UHPC repairs. The simplified model and simplified equation were validated with a detailed reference model and data from four international experimental campaigns including a wide range of material properties and beam configurations. The following conclusions can be drawn:

- 1- A new equivalent average stress distribution for NSC was proposed to account for the low to moderate strain reached by the NSC in hybrid NSC-UHPC elements. The average stress distribution, function of the extreme compressed fibre strain in NSC, offers a conservative approximation of the NSC force and position.
- 2- A simplified moment-curvature model was developed for hybrid elements with the new equivalent average stress distribution for NSC. The simplified model can be solved by a quadratic equation whose results can be obtained by hand calculations, unlike iterative sectional model or complex finite element models. The simplified model reproduces accurately the moment-curvature curve of a detailed reference model by means of 4 pivot points describing 4 conditions expected for service and ultimate state conditions (elastic condition, yielding of rebars, UHPC crack localization and NSC crushing). On average,

moment and curvature ratios vary from 0.87 to 0.99 and from 0.99 to 1.01 respectively. Set of equations are available for each condition.

- 3- A simplified empiric equation was developed to quickly estimate the maximum bending moment capacity of hybrid elements. It includes recommendation for rebars and UHPC layer lever arms coefficients and a strength reduction factor for UHPC. The simplified equation reproduces accurately the bending moment capacity of a detailed reference model with an average ratio of 0.98.
- 4- The simplified model and the simplified equation were also used to predict adequately the maximum bending moment capacity of beams and slabs from four international experimental campaigns with an average ratio of 0.98 and 0.97 respectively. Accuracy of the maximum moment prediction over experimental results is strongly dependent of the UHPC fibre orientation and density as well as its characteristic length. These parameters should be scaled for the structural element studied.

## 6.9 Acknowledgements

This project was financially supported by the Discovery Grant of the Nature Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) granted to Prof. J.-P. Charron and by a PhD Scholarship of the Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT) awarded to M. Pharand.

## 6.10 Compliance with ethical standards

The authors declare that they have no conflict of interest in this project and the research work complies with ethical standards of the journal.

## 6.11 References

- ACI. (2011). *318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary* (ISBN 978-0-87031-744-6). American Concrete Institute.
- AFGC. (2013). *Bétons fibrés à ultra-hautes performances, Recommandations* (Association Française de Génie Civil).

- Bastien-Masse, M., & Brühwiler, E. (2016). Composite model for predicting the punching resistance of R-UHPFRC–RC composite slabs. *Engineering Structures*, *117*, 603-616. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.017>
- Bastien-Masse, M., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2016). Effect of fiber orientation on the in-plane tensile response of UHPFRC reinforcement layers. *Cement and Concrete Composites*, *67*, 111-125. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.01.001>
- Brühwiler, E. (2019). UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1605395>
- Brühwiler, E., & Denarie, E. (2013). Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. *23*(4), 450-457. <https://doi.org/https://doi.org/10.2749/101686613X13627347100437>
- CEN. (2004). *EN 1992-1-1: 2004: E: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* (ICS 91.010.30; 91.080.40). Comité européen de normalisation.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables* (EPM/SR13-01). École Polytechnique Montréal.
- CSA. (2014). *CAN/CSA-A23.3-14: Design of concrete structures* (A23.3-14). Canadian Standards Association.
- CSA. (2018). *CAN/CSA-A23.1:18/A23.2:18: Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete (Draft)* (Canadian Standards Association).
- CSA. (2019). *CAN/CSA-S6-19: Canadian Highway Bridge Design Code* (Canadian Standards Association).
- de Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., & Nour, A. (2011). Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, *45*(4), 609-622. journal article. <https://doi.org/https://doi.org/10.1617/s11527-011-9784-z>
- Delsol, S., & Charron, J.-P. (2017). *Numerical modeling of UHPFRC mechanical behaviour based on fibre orientation*. Proceedings of the RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC.

- Denarié, E., Habel, K., & Brühwiler, E. (June 16-18 2003). *Structural behaviour of hybrid elements with Advanced Cementitious Materials (HPFRCC)* HPFRCC-4, Ann Arbor, Michigan. <http://infoscience.epfl.ch/record/104783>
- Eide, M. B., & Hisdal, J.-M. (2012). *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPRC) – State of the art : FA 2 Competitive constructions : SP 2.2 Ductile high strength concrete.*
- Gendron, F., Desmettre, C., & Charron, J.-P. (2022). Structural Behavior of Novel Precast TL-5 Bridge Barriers Using Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concretes. *Journal of Bridge Engineering*, 27(3), 04021113. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001826](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001826)
- Graybeal, B. (2011). Ultra-High Performance Concrete (FHWA-HRT-11-038). *Federal Highway Administration, Washington, DC.*
- Guingot, L., Dekhil, D., & Soulier, P. (2013). *Strengthening of hydraulic structures with UHPC.* Proceedings of RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (p. 137-146).
- Habel, K. (2004). *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPRC) and reinforced concrete* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/33507>
- Habel, K., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2007). Experimental Investigation of Composite Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members. *Structural Journal*, 104(1). <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/18437>
- Haber, Z. B., De la Varga, I., Graybeal, B. A., Nakashoji, B., & El-Helou, R. (2018). *Properties and Behavior of UHPC-Class Materials* [Tech Report]. U.S. Department of Transportation.
- JSCE. (2008). *Recommandations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC)* (
- Khalil, A. E.-H., Etman, E., Atta, A., & Essam, M. (2017). Behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites (SHCC) subjected to monotonic and repeated loads. *Engineering Structures*, 140, 151-163. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.049>
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braïke, S. (2014). *Analyse Inélastique des Sections (AIS) V3. I.* Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.

- Naaman, A. E. (2008). High performance fiber reinforced cement composites. *Naaman AE. High-performance construction materials: science and applications*. Singapore: World Scientific Publishing, 91-153.
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2013). Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear. *Aci Structural Journal*, 110(2), 251-261. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51684405>
- Oesterlee, C. (2010). *Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/150553>
- Paschalis, S. A., Lampropoulos, A. P., & Tsioulou, O. (2018). Experimental and numerical study of the performance of ultra high performance fiber reinforced concrete for the flexural strengthening of full scale reinforced concrete members. *Construction and Building Materials*, 186, 351-366. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.123>
- Paultre, P. (1996). *MNPhi*. Université de Sherbrooke.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*. Presses inter Polytechnique.
- Pharand, M. (2022). *Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-hautes performances* [Thèse de doctorat non publiée].
- Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022). Experimental investigation of the shear resistance mechanism on hybrid NSC-UHPC pre-damaged and undamaged unidirectional bridge slabs. *Submitted to Journal of Structural Engineering*.
- Ruano, G., Isla, F., Sfer, D., & Luccioni, B. (2015). Numerical modeling of reinforced concrete beams repaired and strengthened with SFRC. *Engineering Structures*, 86, 168-181. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.030>
- Safdar, M., Matsumoto, T., & Kakuma, K. (2016). Flexural behaviour of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). *Composite Structures*, 157, 448-460. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.09.010>
- Shirai, K., Yin, H., & Teo, W. (2020). Flexural capacity prediction of composite RC members strengthened with UHPC based on existing design models. *Structures*, 23, 44-55. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.09.017>



- SIA. (2013). *SN 505 262: Construction en béton (505262:2013 fr)*. Société suisse des ingénieurs et des architectes.
- SIA. (2016). *SIA 2052 UHPFRC: Materials, Design and Application (592052:2015 fr)*. Swiss Society of Engineers and Architects.
- The MathWorks Inc. (2018). *MATLAB*.
- Thiaw, A., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2016). Precast Fiber-Reinforced Concrete Barriers with Integrated Sidewalk. *Aci Structural Journal*, *113*(1), 39-50. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51688611>
- Tsai, W. T. (1988). Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete. *Journal of Structural Engineering*, *114*(9), 2133-2136.
- Yoo, D.-Y., Banthia, N., & Yoon, Y.-S. (2016). Predicting the flexural behaviour of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, *74*, 71-87. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.09.005>
- Yuan, S., Liu, Z., Tong, T., & Wang, Y. (2022). A coupled adhesive-frictional model tailored for interfacial behaviors between UHPC and NC materials. *Structures*, *38*, 1397-1410. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.061>
- Zingaila, T., Augonis, M., Arruda, M. R. T., Šerelis, E., & Kelpša, Š. (2017). Experimental and numerical analysis of flexural concrete-UHPFRC/RC composite members. *Mechanics*, *23*(2), 182-189. <https://doi.org/https://doi.org/10.5755/j01.mech.23.2.17210>

## CHAPITRE 7    ARTICLE 3: SHEAR RESISTANCE AND STRUCTURAL HARDENING RESISTANCE MODELS FOR HYBRID NSC-UHPC ELEMENTS

**Reference:** Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022). Shear resistance and structural hardening resistance models for hybrid NSC-UHPC elements. *Submitted to Advances in Structural Engineering on 2022-07-27.*

### 7.1 Abstract

Ultra-high performance concrete (UHPC) is being increasingly used as a thin overlay for deficient normal strength concrete (NSC) structural elements. Compared to reinforced NSC elements, hybrid NSC-UHPC elements have two stages' structural behaviour under high shear load before failure: monolithic action followed by a composite mechanical action. The composite mechanical action gives to hybrid elements a structural hardening capability after the occurrence of a diagonal shear crack and is not yet considered by most design standards. Two analytical models for hybrid elements under shear load are thus proposed to predict the shear resistance  $V_R$  of the monolithic action and to predict the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  of the composite mechanical action. The shear resistance model integrates the UHPC contribution in the estimation of the tensile strain at mid-height cross-section according to the general method of the Canadian code. The structural hardening behaviour is reproduced with a strut-and-tie system with plastic hinges, where the failure is controlled by the crushing of a concrete strut. Predictions of the proposed models are in very good agreement with 31 hybrid elements experimental results retrieved from the literature.

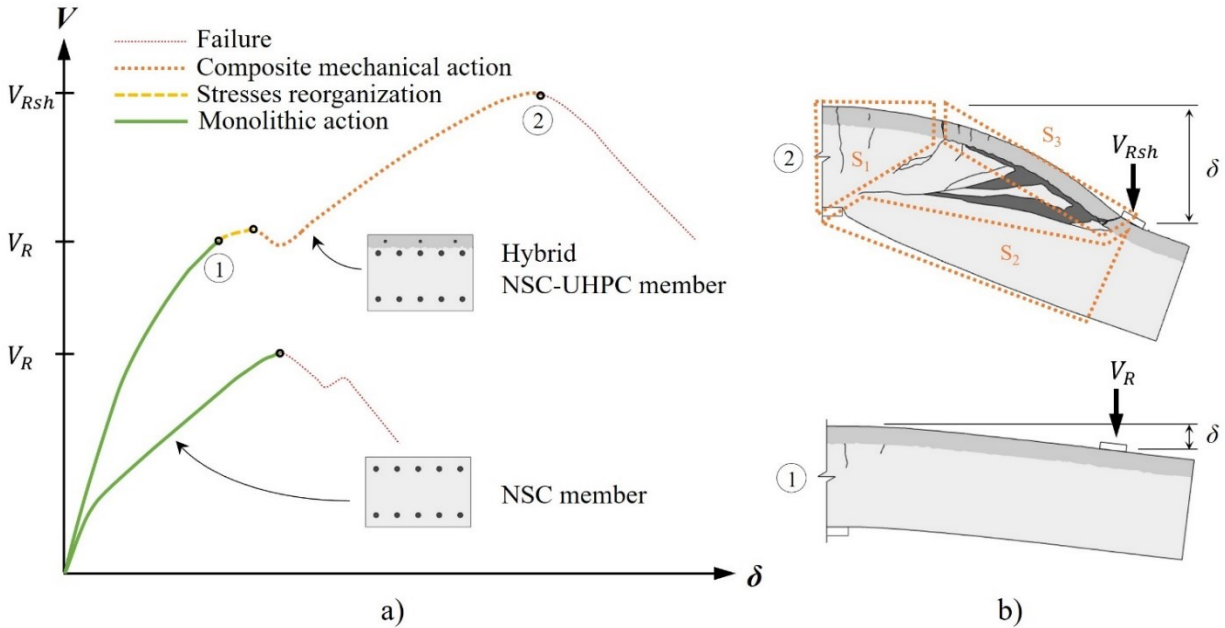
**KEYWORDS:** Ultra-high performance concrete (UHPC); Hybrid structures; Shear design; Shear resistance; Structural hardening; Analytical model; Strut-and-tie model

### 7.2 Introduction

Ultra-high performance concretes (UHPC) feature minimum compressive strength of 120-150 MPa, minimum tensile strength of 5-7 MPa and a tensile strain hardening behaviour around 2 000

$\mu\epsilon$  (AFGC, 2013; CSA, 2018a; Eide & Hisdal, 2012; Haber, Zachary B. et al., 2018; Naaman, 2008). Such improved mechanical properties compared to normal strength concrete (NSC), strongly favour its utilization as thin overlay for rehabilitating or strengthening purposes, which is a growing field of application (Brühwiler, 2019; Brühwiler & Denarié, 2013; Denarié et al., 2013; Guingot et al., 2013). Through this concept, many experimental campaigns were realized to study the bending behaviour of hybrid NSC-UHPC elements (Al-Osta et al., 2017; Denarié et al., 2003; Habel, 2004; Lachance et al., 2016; Makita, 2014; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Oesterlee, 2010; Paschalis, Spyridon A. et al., 2018; Pharand, 2022; Prem & Murthy, 2016; Safdar et al., 2016; Wuest, 2007; Yin et al., 2017; Zingaila et al., 2017). However, only a few (Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Pharand & Charron, 2022a; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017) specifically studied the shear behaviour of hybrid NSC-UHPC elements.

Experimental campaigns dedicated to the shear behaviour showed that hybrid NSC-UHPC elements have a two stages' structural behaviour before failure. First, shear load is resisted by monolithic action alike NSC element (solid green line in **Figure 7-1a**). Within this first stage, the UHPC layer, reinforced or not, increases the capacity of the shear transfer mechanism in the NSC and delays the apparition of a diagonal shear crack (Noshiravani & Brühwiler, 2013; Pharand & Charron, 2022a; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017). Second, upon the occurrence of a diagonal shear crack, shear load is resisted by a composite mechanical action (bold dotted orange line in **Figure 7-1a**) also named double hinges mechanism by Noshiravani et Brühwiler (2014). Within this second stage, the UHPC layer, reinforced or not, enables a structural hardening behaviour by forming two plastic hinges and reduces the stress sustained by the NSC (Bastien-Masse & Brühwiler, 2016b; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Pharand & Charron, 2022a; Sine et al., 2022). Capacity gained from this second stage is such that shear failure could even be avoided on shear deficient NSC elements (Pharand, 2022; Yin et al., 2017).



**Figure 7-1 Behaviour of hybrid NSC-UHPC elements under high shear load, a) load-displacement curve, b) crack pattern and amplified deformed shape**

The composite mechanical action develops in four steps (Pharand & Charron, 2022a) (dashed yellow line in **Figure 7-1a**): *I*) diagonal shear crack formation in NSC; *II*) UHPC first hinge formation; *III*) NSC-UHPC interface delamination and strut stabilization in NSC; and *IV*) UHPC second hinge formation. Setting of the mechanism divides the hybrid element into three subsections along its longitudinal axis (Pharand & Charron, 2022a) (Ⓜ in **Figure 7-1b**). The hybrid trapezoidal subsection  $S_1$  sustains bending stresses. The NSC trapezoidal subsection  $S_2$  has mainly compression stresses by transferring load directly from the application point to the support. The Subsection  $S_3$  corresponds to the delaminated UHPC layer with a plastic hinge at each of its extremities (later called nodes). It transfers tensile stresses and a portion of shear stresses.

The main failure criteria observed for the composite mechanical action is concrete crushing of subsection  $S_2$  at the tip of the diagonal shear crack (Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Pharand & Charron, 2022a; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017) (**Figure 7-1b**). Nonetheless, complete UHPC delamination beyond the loading plate (**Figure 7-1b**) and UHPC tensile failure prior to concrete crushing were also observed (Houdoin, 2022; Pharand & Charron, 2022a).

Presently, SIA (2016) design code is the only standard providing a resistance model specific to the second stage mechanism. The general concept of the Swiss code is to sum NSC, UHPC and

stirrups' individual contribution to the shear resistance. Although the model acknowledges the composite mechanical action in its definition, it does not account for size effect (Sine et al., 2022). Moreover, it does not allow determination of the improved resistance at the end of the first stage, prior the setting of the composite mechanical action.

Therefore, the objective of this paper is to propose new models to evaluate the shear capacity of the monolithic action ( $V_R$  in **Figure 7-1a**) and to evaluate the structural hardening capacity before failure ( $V_{Rsh}$  in **Figure 7-1a**). Proposed models follow the Canadian design philosophy, which is based on the modified compression field theory, and are validated on experimental data from literature.

### 7.3 Proposed analytical resistance models

Considering the behaviour of hybrid NSC-UHPC elements under high shear load involves the succession of two bearing mechanisms, two resistance models are proposed. First, the shear resistance model is used to evaluate the resistance given by the monolithic action of the hybrid NSC-UHPC element,  $V_R$ . Then, based on the computed resistance of the monolithic action  $V_R$ , the structural hardening model is used to evaluate the resistance given by the composite mechanical action,  $V_{Rsh}$ .

For sake of clarity, partial safety factors were not integrated in equations detailed in next sections since it should be adjusted following the jurisdiction considered.

#### 7.3.1 Shear resistance model for $V_R$

The proposed shear resistance model for hybrid NSC-UHPC elements is an adaptation of the Canadian general method for NSC elements shear resistance. Thus, **Section 7.3.1.1** details the Canadian general method for NSC elements and **Section 7.3.1.2** describes the modifications to the Canadian general method considering the UHPC contribution to the shear resistance.

##### 7.3.1.1 Canadian general method for NSC elements

In the CSA standard, the general method (CSA, 2014a) for the shear resistance of NSC elements  $V_R$  is a simplified model based on the modified compression field theory (MCFT) (Bentz & Collins, 2006). The shear load is assumed to be carried by aggregates interlock within the diagonal shear crack  $V_c$  and by yielding of stirrups that cross the diagonal shear crack  $V_s$ . The shear resistance is

thus given by **Eq. (7.1)** where  $\lambda$  is a factor to account for low density concrete,  $\beta$  is a factor considering aggregates interlock in cracked concrete,  $f'_c$  is the concrete compressive strength (cylinder),  $b_w$  is the web width,  $d_v$  is the flexural lever arm equals to 0.9 times the static height of the centroid of longitudinal tension rebars  $d_s$ ,  $A_v$  is area of stirrups,  $f_y$  is the yield strength of stirrups,  $s$  is the stirrups spacing and  $\theta$  is the angle of inclination of diagonal compressive stresses to the longitudinal axis of the element.

$$V_R = V_c + V_s = \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v + \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s \cdot \tan \theta} \quad (7.1)$$

The concept of the Canadian general method is that aggregates interlock factor  $\beta$  and angle of compression stresses  $\theta$  are controlled by the longitudinal strain at mid-depth  $\varepsilon_x$  and by the effective crack spacing  $s_{ze}$ . These two parameters,  $\varepsilon_x$  and  $s_{ze}$ , simultaneously capture geometric and loading effects such as aggregates size, element size, reinforcement ratio, applied moment, shear and normal load. The longitudinal strain at mid-depth  $\varepsilon_x$  is conservatively approximated as half of the strain at the tensile cord. Thus, to compute the shear resistance  $V_R$ ,  $\beta$  and  $\theta$  parameters must be defined through **Eq. (7.2)** to **Eq. (7.7)**, where  $\gamma$  is the a factor for size effect,  $s_{ze}$  is the effective crack spacing,  $s_z$  is the basic crack spacing and  $a_g$  is the aggregate size.  $M_f$ ,  $V_f$  and  $N_f$  are respectively the applied moment, shear and normal load,  $E_s$  is the Young's Modulus of the longitudinal tensile rebars and  $A_s$  is the area of the longitudinal tensile rebars.

In the Canadian general method, compression rebars are assumed to be of equal area than tension rebars and the ratio of  $0.5/\tan\theta$  is assumed equal to 1 for the possible range of  $\theta$ . This conservative approach eliminates iterative computation between **Eq. (7.6)** and **Eq. (7.7)** since the term  $0.5 \cdot V_f/\tan\theta$  is simplified as  $V_f$  in **Eq. (7.7)**.

$$\beta = \left( \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \right) \cdot \gamma \quad (7.2)$$

$$\gamma = \left( \frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right) \quad (7.3)$$

$$s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15 + a_g} \geq 0.85 \cdot s_z \quad (7.4)$$

$$s_z = \begin{cases} d_v, & \text{without stirrups} \\ 300, & \text{with stirrups} \end{cases} \quad (7.5)$$

$$\theta = 29 + 7000 \cdot \varepsilon_x \quad (7.6)$$

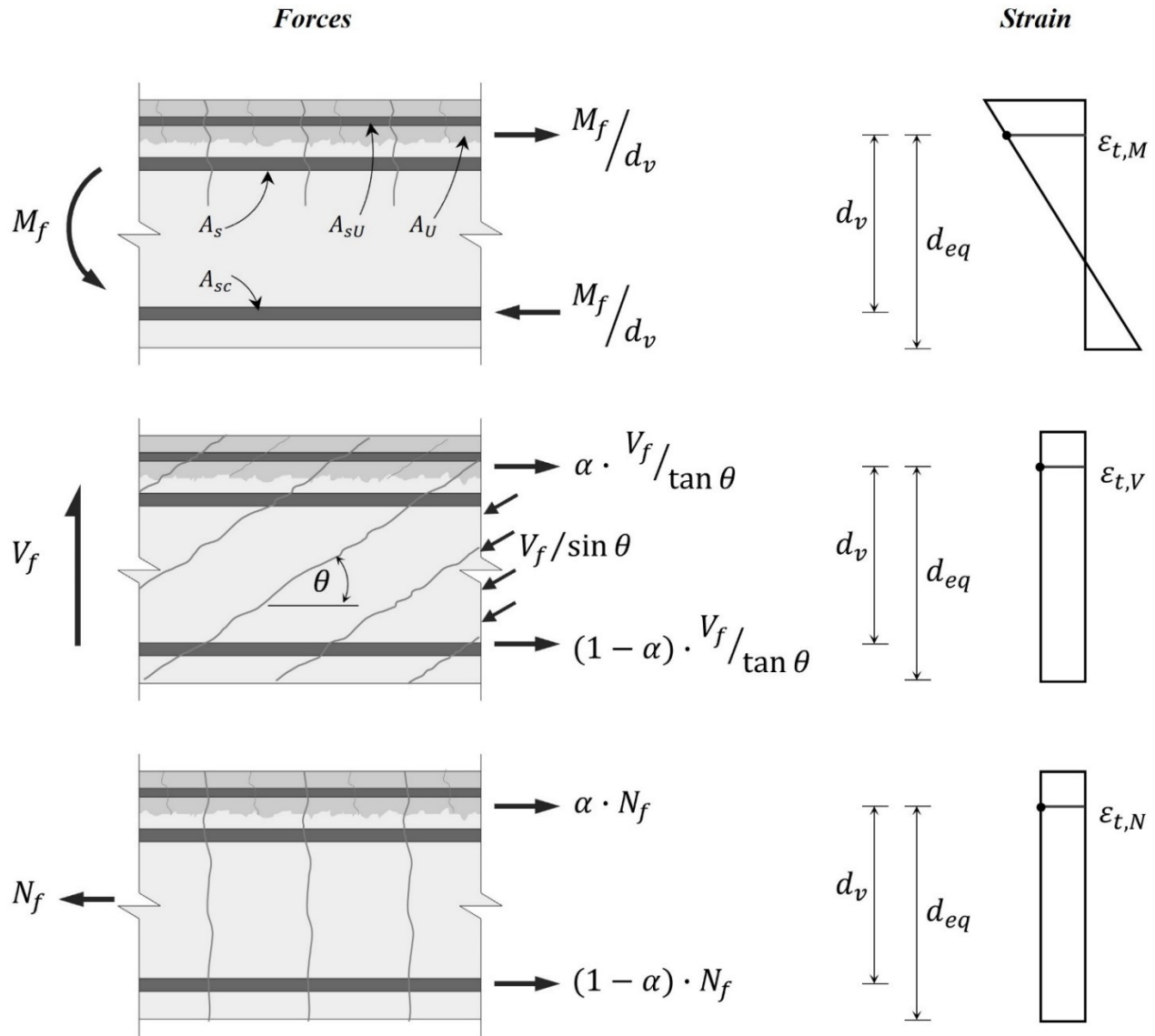
$$\varepsilon_x = \frac{1}{2} \left( \frac{(M_f/d_v + V_f + 0.5N_f)}{E_s \cdot A_s} \right) \quad (7.7)$$

### 7.3.1.2 Modified Canadian general method for NSC-UHPC elements

In a hybrid NSC-UHPC element, the UHPC layer acts as an additional rebar layer in terms of ultimate bending resistance (Denarié et al., 2003), but also enhance its behaviour in terms of initial stiffness and crack development (Habel, 2004; Oesterlee, 2010; Paschalis, Spyridon A. et al., 2018; Pharand & Charron, 2022a; Safdar et al., 2016). This improved mechanical behaviour provides smaller crack width and greater aggregate interlock that must be accounted for the shear resistance of the monolithic action.

As suggested by the Canadian general method (CSA, 2014a), strain of the tensile cord can be estimated by independent contributions of applied loads ( $M_f$ ,  $V_f$ ,  $N_f$ ) as depicted in **Figure 7-2**. The total strain at the tensile cord  $\varepsilon_t$  thus corresponds to the sum of each applied load contribution to the strain given by **Eq. (7.8)** to **Eq. (7.10)** where  $\varepsilon_{t,M}$ ,  $\varepsilon_{t,V}$ , and  $\varepsilon_{t,N}$  are the strain at the tensile cord respectively induced by applied moment, shear load and normal load,  $E_{SU}$  and  $A_{SU}$  are respectively the Young's Modulus and area of longitudinal rebars located in the UHPC layer,  $E_U$  and  $A_U$  are respectively the Young's Modulus and area of UHPC. As indicated by **Eq. (7.11)**,  $\alpha$  is the ratio the tensile rebars ( $E_s \cdot A_s$ ,  $E_{SU} \cdot A_{SU}$ ) and UHPC layer axial rigidity ( $E_U \cdot A_U$ ) over the compressed rebars axial rigidity ( $E_{sc} \cdot A_{sc}$ ).

For a hybrid NSC-UHPC element, the tensile cord is located at the equivalent static height  $d_{eq}$  and is computed from the centroid  $d_i$  of longitudinal tension rebars and of the UHPC layer respective areas  $A_i$  (**Eq. (7.12)**).  $f_i$  is either the yielding strength of rebars  $f_y$  or the ultimate UHPC tensile strength  $f_{Utu}$ , subscript  $i$  stand for each rebar layer and the UHPC layer, and the flexural lever arm  $d_v$  is 0.9 times the equivalent static depth  $d_{eq}$ .



**Figure 7-2 Estimated strain at tensile cord for applied bending moment, shear load and normal load**

$$\varepsilon_{t,M} = \frac{M_f/d_v}{E_S \cdot A_S + E_{SU} \cdot A_{SU} + E_U \cdot A_U} \quad (7.8)$$

$$\varepsilon_{t,V} = \frac{\alpha \cdot V_f / \tan \theta}{E_S \cdot A_S + E_{SU} \cdot A_{SU} + E_U \cdot A_U} \quad (7.9)$$

$$\varepsilon_{t,N} = \frac{\alpha \cdot N_f}{E_S \cdot A_S + E_{SU} \cdot A_{SU} + E_U \cdot A_U} \quad (7.10)$$



$$\alpha = \frac{E_s \cdot A_s + E_{sU} \cdot A_{sU} + E_U \cdot A_U}{E_{sc} \cdot A_{sc}} \quad (7.11)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum_i d_i \cdot A_i \cdot f_i}{\sum_i A_i \cdot f_i} \quad (7.12)$$

Considering the tensile strain hardening behaviour of UHPC, elastic  $E_{Ue}$  and strain hardening  $E_{Ush}$  axial rigidity contribution must also be considered in the model. Since UHPC is most likely to be in its strain hardening phase when reaching monolithic action shear resistance, a large fraction of applied stresses is used by its elastic rigidity. Hence, **Eq. (7.13)** becomes the modified equation for the estimation of the longitudinal strain at mid-depth  $\varepsilon_x$  of a hybrid element, where  $E_{Ue}$  and  $E_{Ush}$  are the elastic and strain hardening modulus of the UHPC,  $A_U$  is the area of the UHPC and  $\varepsilon_{Ute}$  is the elastic strain of the UHPC. It removes the UHPC elastic stress fraction  $((E_{Ue} - E_{Ush}) \cdot A_U \cdot \varepsilon_{Ute})$  from the applied stresses and considers UHPC strain hardening rigidity  $E_{Ush}$  for the residual stresses.  $\varepsilon_x$  computed with **Eq. (7.13)** must be greater than half the UHPC elastic strain  $\varepsilon_{Ue}$  due to the assumption that UHPC is in strain hardening phase.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{2} \left( \frac{(M_f/d_v + V_f + 0.5N_f) - ((E_{Ue} - E_{Ush}) \cdot A_U \cdot \varepsilon_{Ute})}{E_s \cdot A_s + E_{sU} \cdot A_{sU} + E_{Ush} \cdot A_U} \right) \quad (7.13)$$

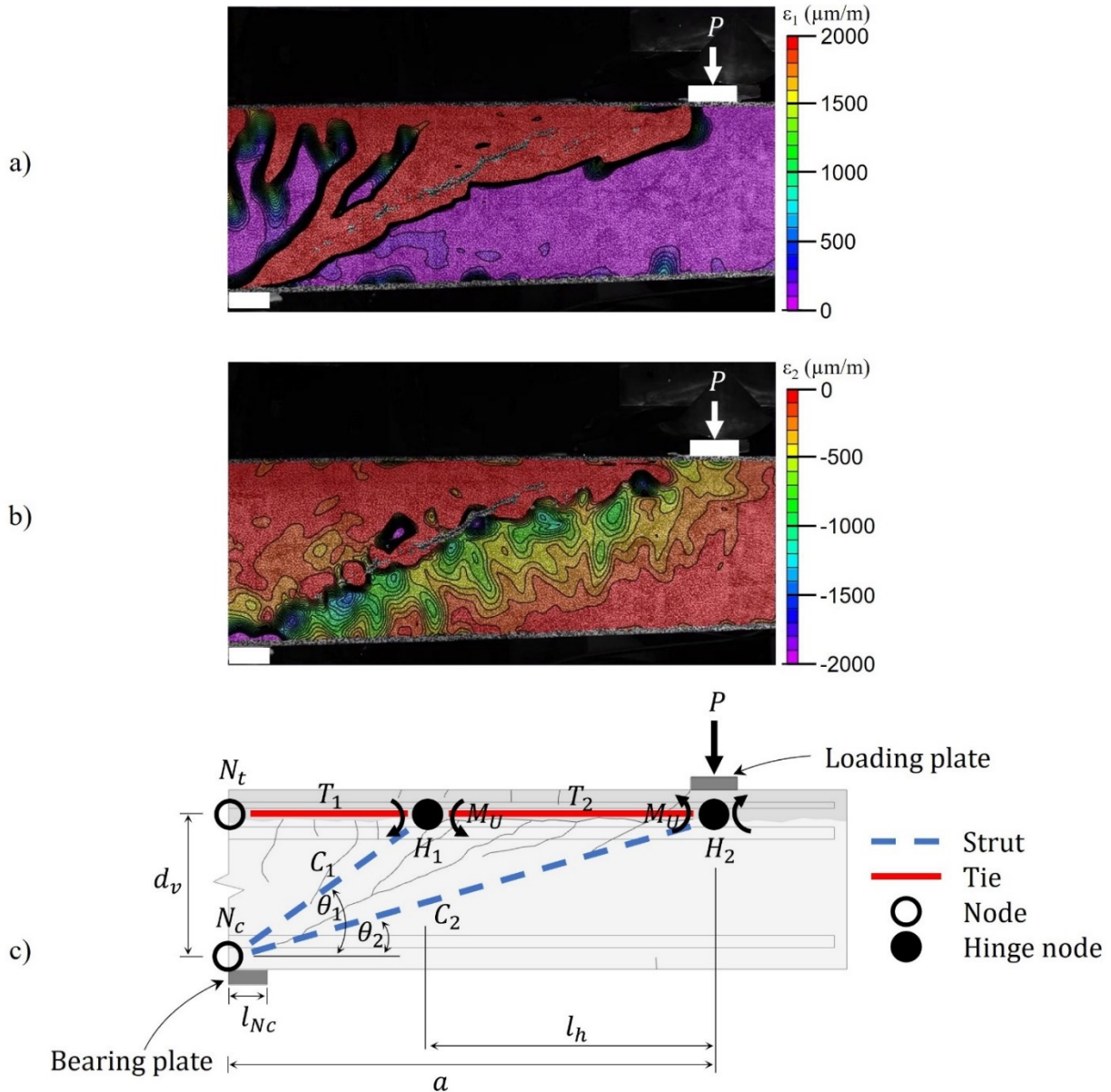
Compared to rebars layers (terms  $E_s \cdot A_s$  and  $E_{sU} \cdot A_{sU}$ ), axial rigidity contribution of the UHPC layer in its strain hardening phase ( $E_{Ush} \cdot A_U$ ) is relatively small. If the UHPC tensile law is considered plastic rather than strain hardening, as suggested by CSA-S6 (CSA, 2019) for design purposes, the term  $E_{Ush} \cdot A_U$  becomes equal to 0. In that condition, the value of the ratio the tensile rebars and UHPC layer axial rigidity over the compressed rebars axial rigidity  $\alpha$  is close to 0.5, the assumed value for a NSC element. Therefore,  $\alpha$  is considered equal to 0.5 alike a NSC element and the assumption that  $0.5/\tan\theta$  is equal to 1 for the possible range of  $\theta$  is kept in **Eq. (7.13)**.

The shear resistance  $V_R$  of the monolithic action of a hybrid NSC-UHPC element is thus computed using **Eq. (7.1)** to **Eq. (7.6)** by replacing the static height of the centroid of longitudinal tension rebars  $d_s$  with the equivalent static height from **Eq. (7.12)** and by computing the longitudinal strain at mid-depth  $\varepsilon_x$  with **Eq. (7.13)**.

### 7.3.2 Structural hardening resistance model for $V_{Rsh}$

The occurrence of a diagonal shear crack within the NSC region of a hybrid element initiates a composite mechanical action which divides the elements into three sub-sections and provides a structural hardening capability to the element, as described in **Section 7.2**. Stresses reorganization acting in that stage takes the shape of a strut-and-tie system with plastic hinges depicted in **Figure 7-3**. **Figure 7-3a** and **Figure 7-3b** present respectively principal maximum strain  $\varepsilon_1$  and principal minimum strain  $\varepsilon_2$  measured from digital image correlation (DIC) in Pharand et Charron (2022a) experimental program. DIC snapshot of slab UD-S were taken at  $V = 220$  kN just before failure, which corresponds to the state ② in **Figure 7-1**. Strains displayed range from  $0 \mu\varepsilon$  in purple to  $2\,000 \mu\varepsilon$  in red for the principal maximum strain  $\varepsilon_1$ , and from  $-2\,000 \mu\varepsilon$  in purple to  $0 \mu\varepsilon$  in red for the principal minimum strain  $\varepsilon_2$ . Those ranges were used as the  $2\,000 \mu\varepsilon$  limits corresponds to the yielding strain of Canadian reinforcement and to the assumed plastic strain of a strut-and-tie NSC node (CSA, 2014a). **Figure 7-3c** presents the simplified proposed strut-and-tie model for the structural hardening resistance of a hybrid element.

In the simplified proposed model for the structural hardening resistance (**Figure 7-3c**), ties  $T_1$  and  $T_2$  carry tensile stresses from the applied load  $P$ , reduced by the plastic hinges  $H_1$  and  $H_2$  reactions. Both ties' strength is defined from the combined properties of the tensile cord: NSC rebars, UHPC rebars as well as UHPC layer. Plastic moment  $M_U$  of hinges is defined only using UHPC layer section properties, which includes the UHPC and its rebars. Strut  $C_1$  at angle  $\theta_1$  carries compression stresses from plastic hinge  $H_1$  reaction, while strut  $C_2$  at angle  $\theta_2$  carries compression stresses from the applied load  $P$ , reduced by the plastic hinge  $H_2$  reaction. Both struts' strength is defined from the NSC properties. All node locations, except for hinge  $H_1$ , are geometrically determined. Although low orientation angle ( $< 25^\circ$ ) for struts is not recommended (Muttoni et al., 1996), strut  $C_2$  (**Figure 7-3c**) was defined as such based on experimental data (**Figure 7-3b**) confirming the formation of a direct strut between loading and bearing plates. Stability of strut  $C_2$  at plastic hinge  $H_2$  is achieved by the fact that the plastic hinge node  $H_2$  is a hybrid NSC-UHPC node crossed by a UHPC tie. Indeed, the UHPC tie significantly reduces the principal maximum strain  $\varepsilon_1$  induced at the plastic hinge node  $H_2$  (**Figure 7-3a**), which does not significantly reduce the effective compressive strength of the NSC within the node.



**Figure 7-3 Composite mechanical action mechanism for hybrid NSC-UHPC elements, a) principal maximum strains, b) principal minimum strains, c) proposed structural hardening resistance model**

Forces and angles of inclination of the struts and ties system are given by Eq. (7.14) to Eq. (7.19) where  $a$  is the distance between support and applied load and  $l_h$  is the distance between plastic hinges. The plastic moment  $M_U$ , it is computed using Annex 8 of CSA-S6 (CSA, 2019) recommendations for full UHPC elements, as the UHPC layer between hinges (subsection S3 in **Figure 7-1b**) is delaminated and acts as a full UHPC element.

$$T_1 = P \cdot a/d_v - 2 \left( M_U/d_v \right) \quad (7.14)$$

$$T_2 = P \cdot a/d_v - 2 \left( M_U/d_v \right) \cdot a/l_h \quad (7.15)$$

$$C_1 = -2 \left( \frac{M_U}{l_h \cdot \sin \theta_1} \right) \quad (7.16)$$

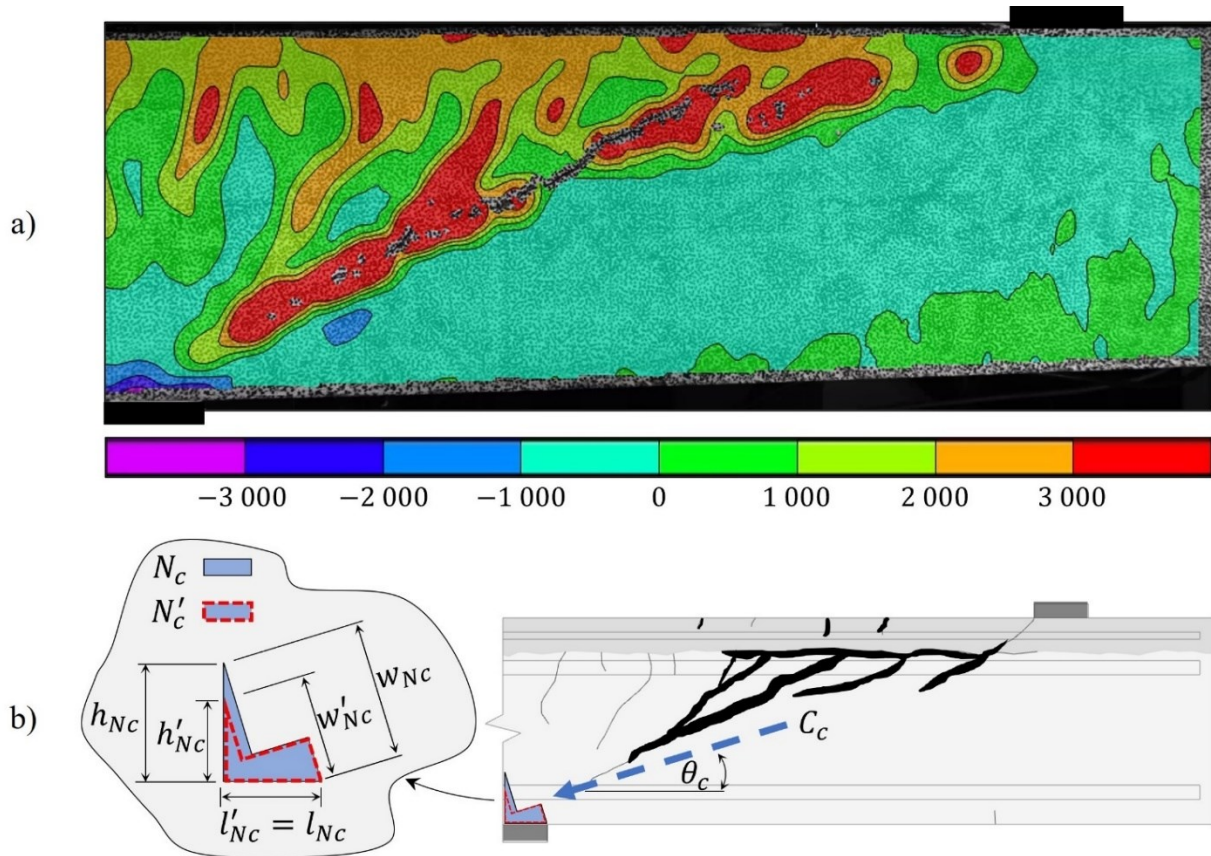
$$C_2 = - \left( P/\sin \theta_2 - 2 \left( \frac{M_U}{l_h \cdot \sin \theta_2} \right) \right) \quad (7.17)$$

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left( \frac{d_v}{a - l_h} \right) \quad (7.18)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left( \frac{d_v}{a} \right) \quad (7.19)$$

Based on the proposed model (**Figure 7-3c**), four conditions can limit the structural hardening capacity of the composite mechanical action: *I*) tensile strength of tie  $T_1$  is exceeded; *II*) rotation capacity of hinges  $H_1$  or  $H_2$  is exceeded; *III*) NSC-UHPC interface strength at hinge node  $H_2$  is exceeded; or *IV*) node-to-strut interface strength of node  $N_c$  is exceeded. First two conditions are ductile failure type, while last two conditions are fragile failure type.

In this paper, the failure from concrete crushing at the node-to-strut interface of node  $N_c$  is assessed since it is the most frequent failure mode observed for elements with good NSC-UHPC interface and with good UHPC placement (Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Pharand & Charron, 2022a; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017). **Figure 7-4** presents longitudinal strain  $\varepsilon_x$  measured from DIC in Pharand et Charron (2022a) experimental program as well as the compression node  $N_c$  from **Figure 7-3c**. In **Figure 7-4a**, DIC snapshot was taken on specimen UD-S at  $V = 220$  kN just before failure, which corresponds to the state ② in **Figure 7-1**. Strains displayed range from  $-3\,000 \mu\epsilon$  in purple to  $3\,000 \mu\epsilon$  in red to show NSC compression fracture and UHPC tensile failure respectively. Thick dark lines qualitatively indicate cracks with larger opening.



**Figure 7-4 Reduced strut area, a) experimental DIC results from Pharand et Charron (2022a) experiment, b) illustration of the fictitious node**

Struts  $C_1$  and  $C_2$  (**Figure 7-3c**) are combined into a single strut  $C$  (**Figure 7-4b**) by addition of their X and Y components, which eliminates the unknown variable  $l_h$  of the calculation process. The combined strut force  $C_c$  and angle of inclination  $\theta_c$  are given by **Eq. (7.20)** and **Eq. (7.21)**. For the node  $N_c$  dimensions, the bearing face length  $l_{Nc}$  is defined by bearing plate dimension (**Figure 7-4b**) and the back face height  $h_{Nc}$  is defined by the element's bending capacity at concrete crushing pivot point  $M_{Ru}$  with **Eq. (7.22)**, where  $\alpha_1$  is the ratio of average stress in rectangular ultimate compression block to the specified concrete strength  $f'_c$ . The bending capacity at concrete crushing pivot point  $M_{ru}$  of a hybrid element can be estimated using the simplified moment-curvature model from Pharand et Charron (2022b) or any other detailed sectional analysis method. Occurrence and widening of the diagonal shear crack near the node  $N_c$  physically impede the development of the width  $w_{Nc}$  (**Figure 7-4a**). To account for the decreasing strut efficiency due to the diagonal shear crack, a reduced width  $w'_{Nc}$  is estimated with **Eq. (7.23)** by assuming a fictitious node geometry  $N'_c$  (**Figure 7-4b**). Its back face height  $h'_{Nc}$  is defined by the resulting tensile cord load at  $V_R$  with

**Eq. (7.24)** and for which the fictitious bearing face length  $l'_{Nc}$  is unaffected and equals to  $l_{Nc}$ . According to the Canadian code recommendations (CSA, 2014a), resistance of the node-to-strut interface  $R_{Nc}$  is obtained by **Eq. (7.25)**, where  $b$  is the width of the element and 0.85 is the resistance coefficient for node regions bound by struts and bearing areas (CCC zone).

$$C_c = \left( \left( P \cdot a/d_v - 2 \cdot M_U/d_v \right)^2 + P^2 \right)^{1/2} \quad (7.20)$$

$$\theta_c = \tan^{-1} \left( \frac{P \cdot d_v}{P \cdot a - 2 \cdot M_U} \right) \quad (7.21)$$

$$h_{Nc} = \frac{M_{ru}/d_v}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot b} \quad (7.22)$$

$$w'_{Nc} = (l_{Nc} \cdot \sin \theta_c + h'_{Nc} \cdot \cos \theta_c) \quad (7.23)$$

$$h'_{Nc} = \frac{V_R \cdot a/d_v}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot b} \leq h_{Nc} \quad (7.24)$$

$$R_{Nc} = w'_{Nc} \cdot b \cdot f'_c \cdot 0.85 \quad (7.25)$$

Hence, assuming the failure is controlled by concrete crushing at the node-to-strut interface of node  $N_c$ , the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  of the composite mechanical action is obtained with **Eq. (7.26)** by finding the load  $P$  for which the resistance of the strut-to-node interface  $R_{Nc}$  becomes smaller than the combined strut force  $C_c$ .

$$C_c - R_{Nc} \leq 0 \quad (7.26)$$

Given that plastic moment of the UHPC layer is relatively small compared to the equivalent bending moment corresponding to the structural hardening resistance of the element,  $\theta_c$  can conservatively be approximated by  $\theta_2$ . The inclination  $\theta_2$  being calculated geometrically, the resistance of the strut-to-node interface does not depend anymore on the load  $P$  and is thus simplified. Therefore, by substituting **Eq. (7.20)** to **Eq. (7.25)** into **Eq. (7.26)**, **Eq. (7.26)** can be transformed to a quadratic equation (**Eq. (7.27)**) with the load  $P$  as the independent variable is then obtained.

$$\left( \left( P \cdot a/d_v - 2 \cdot M_U/d_v \right)^2 + P^2 \right)^{1/2} - \left( l_{Nc} \cdot \sin \theta_2 + \frac{V_R \cdot a/d_v}{\alpha_1 \cdot f'_c \cdot b} \cdot \cos \theta_2 \right) \cdot b \cdot f'_c \cdot 0.85 \leq 0 \quad (7.27)$$

Quadratic equation **Eq. (7.27)** can be rearranged as in **Eq. (7.28)** where  $A$ ,  $B$  and  $C$  are quadratic coefficients defined by **Eq. (7.29)** to **Eq. (7.31)**. Based on the context of the problem, the positive root (**Eq. (7.32)**) provides the load  $P$  corresponding to the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  of the element. A computed value of  $V_{Rsh}$  smaller than  $V_R$  indicates the composite mechanical action cannot provide structural hardening and the failure will thus occur at the end of the monolithic action given by  $V_R$ . Therefore,  $V_{Rsh}$  corresponds to the maximum value of  $P$  and  $V_R$  (**Eq. (7.33)**).

$$A \cdot P^2 + B \cdot P + C \leq 0 \quad (7.28)$$

$$A = 1 + a^2/d_v^2 \quad (7.29)$$

$$B = -4 \cdot a \cdot M_U/d_v^2 \quad (7.30)$$

$$C = 4 \cdot M_U^2/d_v^2 - R_{Nc}^2 \quad (7.31)$$

$$P = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \quad (7.32)$$

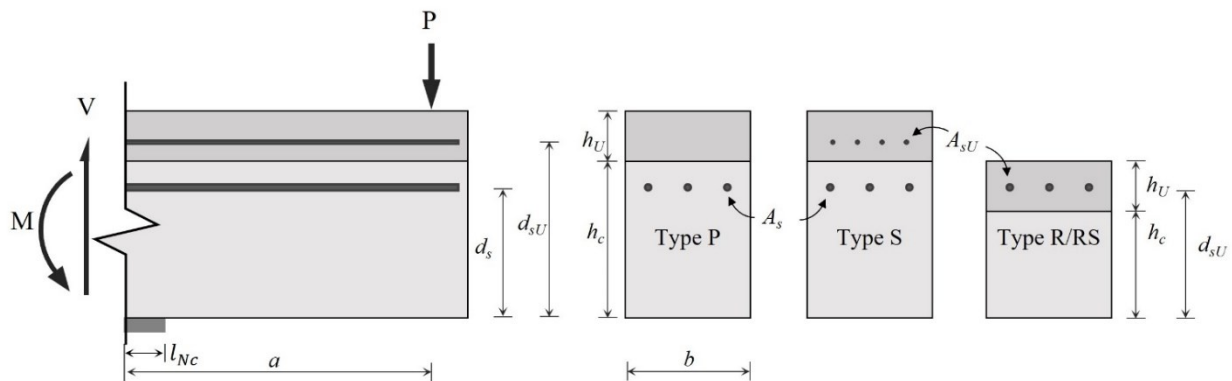
$$V_{Rsh} = \max(P, V_R) \quad (7.33)$$

In the structural hardening model (**Figure 7-3c**), eventual stirrups located inside NSC do not directly contribute to the load-bearing capacity of the node-to-strut interface, but rather limit the incursion of the diagonal shear crack into the node  $N_c$ , which results in a larger fictitious node  $N'_c$ . This reduced interference of the shear crack to the node  $N_c$  is automatically accounted by the definition of the fictitious node  $N'_c$  through **Eq. (7.24)**, as stirrups contribution  $V_s$  is already considered in the model of shear resistance  $V_R$ .

## 7.4 Experimental data

The proposed models to evaluate the shear resistance  $V_R$  and the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  of hybrid NSC-UHPC elements are validated with series of experimental data described hereafter.

A total of thirty-one hybrid NSC-UHPC elements that showed shear failure were retrieved from five international experimental campaigns. A schematic view of an equivalent cantilever test setup and elements' cross-section configuration is presented in **Figure 7-5**. Configuration type (P, S, R/RS) of cross-section refers to the main function of the UHPC layer (Pharand & Charron, 2022a). In type P, the UHPC layer is unreinforced, and its purpose is to protect the NSC from environmental hazards. In type S, the UHPC layer is reinforced with additional rebars to strengthen the NSC element's resistance. In type R, the UHPC layer is used to rehabilitate the NSC element by replacing the NSC surrounding rebars with UHPC. Type R becomes type RS if new rebars are added in the original concrete cover to replace rebars damaged by corrosion or to increase more significantly the cross-section capacity.



**Figure 7-5 Schematic view of equivalent cantilever test setup and section parameters of experimental data used for models validation**

Summary of cross-section and test setup parameters for each test specimen considered are presented in **Table 7-1**, where  $h_c$  is the NSC substrate thickness,  $h_U$  is the UHPC overlay thickness,  $l_{Nc}$  is half the bearing plate length and  $a$  is the center-to-center span length for an equivalent cantilever setup (**Figure 7-5**). Test specimens include all four configuration types (P, S, R and RS) and show a wide range of testing parameters such as width varying between 150-400 mm, total height varying between 100-690 mm, ratio of UHPC to NSC heights varying between 0.15-0.50 and ratio of span to equivalent static depth varying between 2.23-7.80.



**Table 7-1 Summary of cross-section and test setup parameters of the five experimental campaigns**

<b>ID</b>	<b>Type</b>	<b>b (mm)</b>	<b>h<sub>c</sub> (mm)</b>	<b>h<sub>U</sub> (mm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>s</sub> (mm)</b>	<b>A<sub>sU</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>sU</sub> (mm)</b>	<b>l<sub>Nc</sub> (mm)</b>	<b>a (mm)</b>	<b>d<sub>eq</sub> (mm)</b>	<b>a/d<sub>eq</sub> (-)</b>	<b>Ref.</b>
MN3 <sup>a</sup>	S	150	250	50	462	237	201	275	60	800	255	3.14	(Noshiravani & Brühwiler, 2013)
MW3 <sup>b</sup>	S	150	250	50	236	237	150	275	60	800	259	3.08	
MW4 <sup>b</sup>	S	150	250	50	236	237	201	275	60	800	259	3.09	
MW5 <sup>b</sup>	S	150	250	50	236	237	201	275	60	800	261	3.07	
MW6 <sup>b</sup>	S	150	250	50	462	237	201	275	60	800	255	3.14	
RE-20	P	300	80	20	565	74	-	-	0	600	77	7.80	
OV-25	P	300	100	25	565	74	-	-	0	600	82	7.28	
OV-25a	S	300	100	25	565	74	393	105	0	600	90	6.66	
OV-50	P	300	100	50	565	74	-	-	0	600	92	6.51	
OV-50a	S	300	100	50	565	74	393	125	0	600	102	5.88	
RC-U-2.7 <sup>c</sup>	P	200	500	50	2500	443	900	525	25	1200	450	2.66	(Ji & Liu, 2020)
RC-RU-2.4 <sup>c</sup>	S	200	500	50	2500	443	900	525	25	1050	470	2.23	
RC-RU-2.7 <sup>c</sup>	S	200	500	50	2500	443	900	525	25	1200	470	2.55	
RC-RU-3.1 <sup>c</sup>	S	200	500	50	2500	443	900	525	25	1400	470	2.98	

<sup>a</sup>: Stirrups (57 mm<sup>2</sup>) with 250 mm spacing considered; <sup>b</sup>: stirrups with 400 mm spacing not considered; <sup>c</sup>: Stirrups (100 mm<sup>2</sup>) with 250 mm spacing considered

**Table 7-1 Summary of cross-section and test setup parameters of the five experimental campaigns (suite)**

<b>ID</b>	<b>Type</b>	<b>b (mm)</b>	<b>h<sub>c</sub> (mm)</b>	<b>h<sub>U</sub> (mm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>s</sub> (mm)</b>	<b>A<sub>sU</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>d<sub>sU</sub> (mm)</b>	<b>I<sub>Nc</sub> (mm)</b>	<b>a (mm)</b>	<b>d<sub>eq</sub> (mm)</b>	<b>a/d<sub>eq</sub> (-)</b>	<b>Ref.</b>
VT-U3	P	150	200	30	339	180	-	-	50	600	186	3.23	(Sine et al., 2022)
VT-U5	P	150	200	50	339	180	-	-	50	600	191	3.14	
VT-RU1	S	150	200	50	339	180	157	225	50	600	200	3.00	
VT-RU2	S	150	200	50	339	180	236	225	50	600	203	2.96	
VT-RU3	S	150	200	50	339	180	339	225	50	600	206	2.92	
VB0-RU	S	150	200	50	57	180	339	225	50	600	220	2.72	
VB1-RU	S	150	200	50	157	180	339	225	50	600	213	2.82	
VB2-RU	S	150	200	50	226	180	339	225	50	600	210	2.86	
VS1-RU	S	150	200	30	339	180	101	215	50	600	192	3.13	
VS2-RU	S	150	400	60	679	360	201	430	50	1200	383	3.13	
VS3-RU	S	150	600	90	1018	540	302	645	50	1800	575	3.13	
US-S	S	400	240	50	1500	220	300	265	60	785	236	3.32	(Pharand & Charron, 2022a)
PS-S	S	400	220	70	1500	220	300	265	60	785	236	3.32	
US-R	R	400	190	60	-	-	1500	220	60	785	220	3.57	
PS-R	R	400	200	50	-	-	1500	220	60	785	221	3.55	
US-RS	RS	400	190	60	-	-	1800	220	60	785	220	3.57	
PS-RS	RS	400	200	50	-	-	1800	220	60	785	221	3.55	

<sup>a</sup>: Stirrups (57 mm<sup>2</sup>) with 250 mm spacing considered; <sup>b</sup>: stirrups with 400 mm spacing not considered; <sup>c</sup>: Stirrups (100 mm<sup>2</sup>) with 250 mm spacing considered

Main material properties measured in experiments are summarized in **Table 7-2**, where  $f'_c$  and  $f'_{Uc}$  are the cylinder compressive strength of NSC and UHPC respectively,  $f_{Ute}$  and  $f_{Utu}$  are respectively the elastic and ultimate UHPC tensile strength,  $\epsilon_{Utu}$  is the ultimate UHPC tensile strain reached at  $f_{Utu}$ ,  $f_{y,s}$  and  $f_{y,sU}$  are respectively the NSC and UHPC rebars yielding strength. Again, test specimens include a wide range of material properties. The substrate compressive strength varies between 23-50 MPa, ultimate UHPC tensile strength and strain vary respectively between 7.8-12.5 MPa and 2 500-4 000  $\mu\epsilon$ , and yielding strength of rebars varies between 433-710 MPa.

**Table 7-2 Summary of material properties of the five experimental campaigns**

ID	$f'_c$ (MPa)	$f'_{Uc}$ (MPa)	$f_{Ute}$ (MPa)	$f_{Utu}$ (MPa)	$\epsilon_{Utu}$ (-)	$f_{y,s}$ (MPa)	$f_{y,sU}$ (MPa)	Ref.	
MN3	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	565	710	(Noshiravani & Brühwiler, 2013)	
MW3	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	594	710		
MW4	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	594	516		
MW5	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	594	703		
MW6	41.6	160.0	10.2	12.5	0.0030	565	710		
RE-20	23.0	153.0	8.5	10.5	0.0030	502	-		(Yin et al., 2017)
OV-25	23.0	153.0	8.5	10.5	0.0030	502	-		
OV-25a	23.0	153.0	8.5	10.5	0.0030	502	475		
OV-50	23.0	153.0	8.5	10.5	0.0030	502	-		
OV-50a	23.0	153.0	8.5	10.5	0.0030	502	475		
RC-U-2.7	46.2	150.0	8.8	12.1	0.0040	487	-	(Ji & Liu, 2020)	
RC-RU-2.4	46.2	150.0	8.8	12.1	0.0040	487	530		
RC-RU-2.7	46.2	150.0	8.8	12.1	0.0040	487	530		
RC-RU-3.1	46.2	150.0	8.8	12.1	0.0040	487	530		
VT-U3	35.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	-	(Sine et al., 2022)	
VT-U5	35.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	537		
VT-RU1	35.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	537		
VT-RU2	35.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	537		
VT-RU3	35.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	537		
VB0-RU	37.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	478	510		
VB1-RU	37.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	530	510		
VB2-RU	37.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	510		
VS1-RU	50.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	562		
VS2-RU	50.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	562		
VS3-RU	50.0	135.0	7.0	7.8	0.0025	537	562		
US-S	35.5	170.0	9.0	12.0	0.0032	433	450		(Pharand & Charron, 2022a)
PS-S	35.5	170.0	9.0	12.0	0.0032	433	450		
US-R	35.5	170.0	9.0	12.0	0.0032	-	433		
PS-R	35.5	170.0	9.0	12.0	0.0032	-	433		
US-RS	35.5	170.0	9.0	12.0	0.0032	-	436		
PS-RS	35.5	170.0	9.0	12.0	0.0032	-	436		

The models' validation with such a large variation of testing parameters and materials properties for hybrid elements will provide a good estimate of their accuracy and confidence in their application.

## 7.5 Validation of the proposed models

Validation of the proposed models for evaluating the shear resistance  $V_R$  of the monolithic action and the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  for the composite mechanical action is performed using experimental data summarized in **Section 7.4**. Experimental and computed resistances are presented in **Table 7-3**, where subscript  $EXP$  refers to experimental values, and  $V_{bending}$  is the corresponding shear load of the bending moment capacity calculated with the simplified moment-curvature model from Pharand et Charron (2022b).  $V_{bending}$  values superior to  $V_{Rsh}$  values confirm the composite mechanical action failure happened before the bending failure of all specimens.  $\theta_c$  values presented were computed using **Eq. (7.21)**. Finally, ratios  $V_R/V_{R EXP}$  and  $V_{Rsh}/V_{Rsh EXP}$  show the accuracy of models, values inferior to 1 mean proposed models are conservative.

The predicted resistances  $V_R$  and  $V_{Rsh}$  from the proposed models are plotted against experimental results  $V_{R EXP}$  and  $V_{Rsh EXP}$  in **Figure 7-6** with solid red markers. Solid line is the target line when predicted resistances equal the experimental results, while dashed lines are  $\pm 20\%$  bounds for over and under predictions relatively to experimental results. For **Figure 7-6b**, blue  $X$  markers are results provided by SIA (2016) model

**Table 7-3 Comparison of the proposed models and the experimental results**

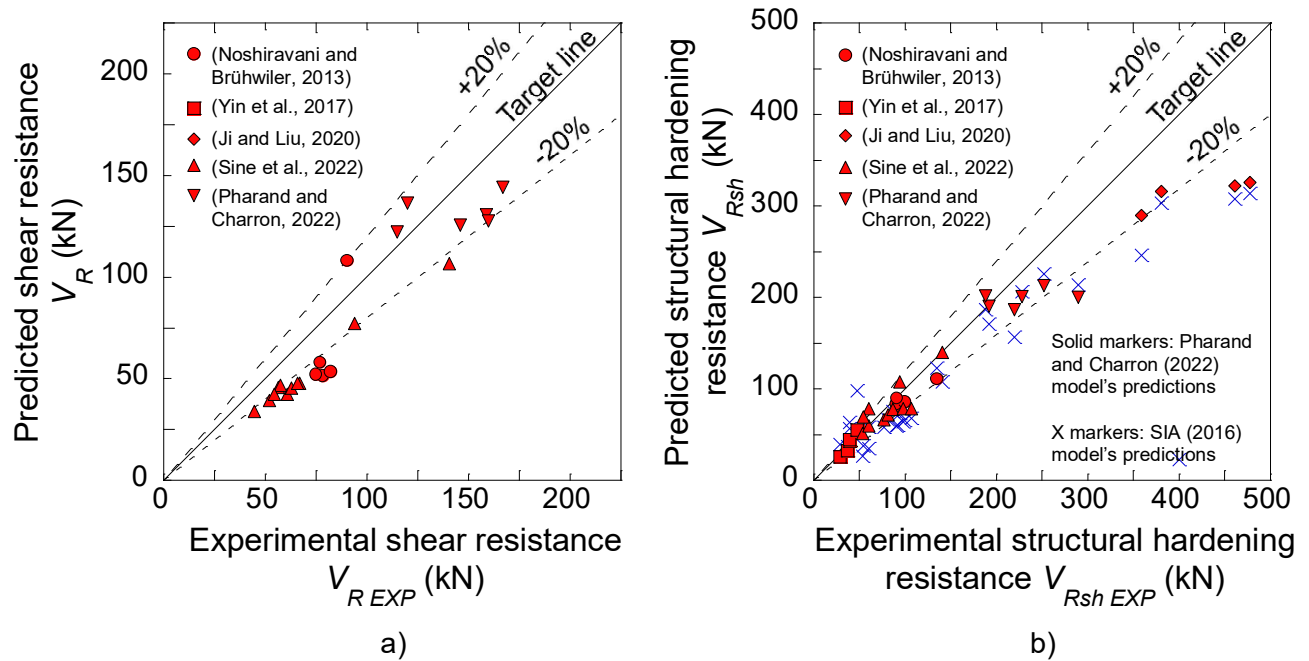
<b>ID</b>	$V_{R\ EXP}$ (kN)	$V_{Rsh\ EXP}$ (kN)	$V_c$ (kN)	$V_s$ (kN)	$V_R$ (kN)	$V_{Rsh}$ (kN)	$V_{bending}$ (kN)	$\theta_c$ (°)	$V_R$ $/V_{R\ EXP}$	$V_{Rsh}$ $/V_{Rsh\ EXP}$
MN3	90.4 <sup>a</sup>	134.8	55.3	52.8	108.1	110.7	137.2	17.2	1.20	0.82
MW3	78.3	91.8	51.6	0	51.6	82.0	96.9	17.5	0.66	0.89
MW4	75.0	90.8	52.3	0	52.3	83.6	96.2	17.5	0.70	0.92
MW5	82.0	99.6	53.6	0	53.6	85.7	107.1	17.9	0.65	0.86
MW6	77.0	90.9	57.9	0	57.9	89.3	137.2	17.5	0.75	0.98
RE-20	<sup>b</sup>	28.6	25.3	0	25.3	25.3	32.7	7.0	-	0.88
OV-25	<sup>b</sup>	36.7	32.5	0	32.5	32.5	36.7	7.7	-	0.89
OV-25a	<sup>b</sup>	39.0	37.5	0	37.5	42.8	53.6	9.4	-	1.10
OV-50	<sup>b</sup>	39.0	44.1	0	44.1	44.1	47.6	10.7	-	1.13
OV-50a	<sup>b</sup>	47.5	49.6	0	49.6	55.3	69.7	11.7	-	1.16
RC-U-2.7	<sup>b</sup>	358.5	153.2	119.3	272.5	289.6	427.0	18.9	-	0.81
RC-RU-2.4	<sup>b</sup>	477.5	174.8	127.4	302.2	325.6	651.1	23.1	-	0.68
RC-RU-2.7	<sup>b</sup>	461.0	169.4	126.4	295.8	321.8	569.7	20.3	-	0.70
RC-RU-3.1	<sup>b</sup>	380.5	163.0	125.1	288.1	316.0	488.3	17.5	-	0.83

<sup>a</sup>: Second crack considered since stirrups bridged first crack; <sup>b</sup>: Unspecified in references (Ji & Liu, 2020; Yin et al., 2017)

**Table 7-3 Comparison of the proposed models and the experimental results (suite)**

<b>ID</b>	$V_{R\ EXP}$ <b>(kN)</b>	$V_{Rsh\ EXP}$ <b>(kN)</b>	$V_c$ <b>(kN)</b>	$V_s$ <b>(kN)</b>	$V_R$ <b>(kN)</b>	$V_{Rsh}$ <b>(kN)</b>	$V_{bending}$ <b>(kN)</b>	$\theta_c$ <b>(°)</b>	$V_R$ $/V_{R\ EXP}$	$V_{Rsh}$ $/V_{Rsh\ EXP}$
VT-U3	44.8	53.4	34.0	0	34.0	51.1	57.5	16.0	0.76	0.96
VT-U5	52.1	60.2	39.0	0	39.3	59.5	64.6	17.1	0.75	0.99
VT-RU1	61.0	76.8	42.5	0	42.5	66.0	90.1	18.4	0.70	0.86
VT-RU2	63.0	81.3	45.4	0	45.4	71.6	102.2	19.3	0.72	0.88
VT-RU3	66.9	86.8	47.8	0	47.8	77.5	117.3	20.3	0.71	0.89
VB0-RU	56.3	60.3	45.7	0	45.7	78.2	82.1	21.4	0.81	1.30
VB1-RU	57.5	98.3	46.8	0	46.8	78.3	94.9	20.7	0.81	0.80
VB2-RU	65.8	107.1	47.6	0	47.6	78.5	103.0	20.4	0.72	0.73
VS1-RU	54.5	54.5	42.2	0	42.2	69.5	75.5	16.6	0.77	1.28
VS2-RU	94.1	94.1	77.1	0	77.1	107.3	151.0	16.8	0.82	1.14
VS3-RU	140.6	140.6	106.8	0	106.8	139.7	224.8	16.9	0.76	0.99
US-S	120.0	220.0	136.4	0	136.4	186.4	259.4	16.0	1.14	0.85
PS-S	167.0	290.0	144.1	0	144.1	199.8	279.8	16.4	0.86	0.69
US-R	146.0	228.0	125.5	0	125.5	201.0	218.7	17.7	0.86	0.88
PS-R	115.0	192.0	122.3	0	122.3	190.7	210.8	17.1	1.06	0.99
US-RS	159.0	252.0	130.6	0	130.6	212.8	248.3	18.1	0.82	0.84
PS-RS	160.0	188.0	127.6	0	127.6	201.5	240.7	17.5	0.80	1.07
Average									0.81	0.93
S.D.									0.14	0.16

<sup>a</sup>: Second crack considered since stirrups bridged first crack; <sup>b</sup>: Unspecified in references (Ji & Liu, 2020; Yin et al., 2017)



**Figure 7-6 Comparison of the proposed models' predictions and the experimental results, a) shear resistance, b) strain hardening resistance**

### 7.5.1 Shear resistance $V_R$

The proposed shear resistance model shows an average resistance prediction ratio ( $V_R/V_{R EXP}$ ) of 0.81 with a standard deviation of 0.14 (Table 7-3). This indicates that the proposed model provides generally conservative predictions of the monolithic action's resistance. Analysis of results could not correlate that specific testing configuration can lead to a particular overestimation or underestimation. There are two explanations to this observation.

First, Yerzhanov et al. (2019) have demonstrated that the Canadian general method is the most accurate model compared to other international design codes model for regular NSC elements. The

Canadian general method is yet conservative with a resistance prediction ratio ( $V_R/V_{R\text{EXP}}$ ) of 0.74<sup>1</sup> based of a database of 784 beams. Since the proposed model for the shear resistance of hybrid elements integrates UHPC contribution to the general method model for NSC, it shares it conservative accuracy. Furthermore, the Canadian general method uses the effective crack spacing  $s_{ze}$  to establish a simplified relationship between crack width and longitudinal strain. In addition to being a conservative simplification, it becomes even more conservative for hybrid elements as the addition of a UHPC layer on the tensile side reduces cracks width and spacing (Al-Osta et al., 2017).

Second, experimental shear resistance  $V_{R\text{EXP}}$ , which is defined by the end of the monolithic action of the hybrid cross-section, is measured differently by authors. For Noshiravani et Brühwiler (2013); Sine et al. (2022),  $V_{R\text{EXP}}$  is defined as the shear load before the sudden small drop in load-displacement curve which marks the end of stresses reorganization in Figure 7-1. For Pharand et Charron (2022a),  $V_{R\text{EXP}}$  is defined as the shear load marking the initiation of stresses reorganization. This initiation occurs at a lower load as shown by DIC measurements. As a result, Pharand et Charron (2022a) results are closer to the target line in **Figure 7-6a**, while Noshiravani et Brühwiler (2013) as well as Sine et al. (2022) results are grouped around the -20% line. Overall, reasonable conservative results obtained with the shear resistance model for hybrid elements validate the proposed model which integrates UHPC contribution into the Canadian general method model.

### 7.5.2 Structural hardening resistance $V_{Rsh}$

For the proposed structural hardening resistance model, an average resistance prediction ratio ( $V_{Rsh}/V_{Rsh\text{EXP}}$ ) of 0.93 with a standard deviation of 0.16 are obtained (**Table 7-3**), which indicates predictions are accurate, while being slightly conservative. Indeed, for most tested specimens, prediction are grouped around the target tine (**Figure 7-6b**), except for Ji et Liu (2020) specimens which all predictions are grouped around the -20% line. Specimens from this experimental

---

<sup>1</sup> Yerzhanov, et al. used  $V_{R\text{EXP}}/V_R$  ratio as opposed to  $V_R/V_{R\text{EXP}}$  ratio used in this paper. The inverse ( $V_R/V_{R\text{EXP}}=0.74$ ) of average ( $V_{R\text{EXP}}/V_R=1.36$ ) was used as a mean of comparison, although the inverse of average is not mathematically equal to the average of inverses.



campaign stand out from others by two factors: these specimens contain stirrups and were tested at the lowest span to equivalent depth ratio ( $a/d_{eq}$ ) varying from 2.23 to 2.98 (**Table 7-1**). The number of specimens within the five experimental campaigns with a diagonal shear crack intercepting stirrups is very limited. Nonetheless, MN3 falls into this category and its predictions ratio of 0.82 (**Table 7-3**) is within one standard deviation of the average, meaning the model's precision can be adequate with stirrups. Concerning low span to equivalent depth ratio, VB series from Sine et al. (2022) was tested with ratios varying from 2.72 to 2.86 (**Table 7-1**) and also had greater dispersion for resistance prediction ratios (0.73 to 1.30 in **Table 7-3**). Hence, the proposed model has a lower accuracy for elements with  $a/d_{eq}$  ratio smaller than 2.9.

Performance of the proposed structural hardening resistance model estimating  $V_{Rsh}$  can be compared to the one of the SIA design code (2016) for the same 31 hybrid NSC-UHPC elements in **Figure 7-6b** (blue  $X$  markers). In general, the resistance predictions from SIA (2016) model are less accurate than the proposed model: results are more conservative (average prediction ratio  $V_{Rsh}/V_{Rsh\ EXP}$  of 0.88) and show larger scatter (standard deviation of 0.37). SIA (2016) model largely underestimate resistance of Ji et Liu (2020) specimens. Furthermore, its resistance predictions for highly reinforced specimens with  $a/d_{eq}$  ratios varying from 5.88 to 7.80 (Yin et al., 2017) are clearly overestimated.

As a result, very good agreement with test results of 31 hybrids beams validate the proposed structural hardening resistance model for the resistance prediction of the composite mechanical action controlled by concrete strut crushing.

## 7.6 Discussion

The original approach of the proposed models performs well for predicting the capacities of hybrid NSC-UHPC elements under high shear load as they integrate the key shear parameters of the two bearing mechanisms.

### 7.6.1 Bearing mechanisms

Unlike available SIA (2016) design code predicting only the ultimate shear capacity by adding NSC, UHPC and stirrups' individual contributions, the proposed approach allows prediction of each observed bearing mechanism with distinct models. In the first stage (continuous green line in **Figure 7-1a**), when the hybrid element behaves monolithically, the proposed model for shear

resistance corresponds to a modified version of Canadian general method. The NSC, UHPC and stirrups' individual contributions are summed up to compute the capacity, which is adequate a monolithic structural element. In the second stage (bold dotted orange line in **Figure 7-1a**), the hybrid element is divided into three sub-sections (**Figure 7-1b**) that enables a structural hardening behaviour. The proposed structural hardening model therefore bases the resistance prediction on a realistic strut-and-tie system observed in experimental testing (Pharand & Charron, 2022a). Hence, the proposed approach gives accurate predictions of the shear resistance  $V_R$  and of the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  because it includes a representative model for each bearing mechanism. Moreover, the proposed approach gives designers the flexibility to consider or not the additional resistance provided by the composite mechanical action.

### 7.6.2 Shear parameters

Size effect, reinforcement ratio, span to equivalent depth ratio, compressive strength and magnitude of applied loads are important parameters influencing the shear resistance that must be considered for hybrid NSC-UHPC elements, as it is the case for NSC elements. Since the proposed model for the shear resistance  $V_R$  of hybrid elements integrates the UHPC contribution to the Canadian general method model for NSC, it thus considers all these critical shear parameters.

In the proposed model for the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$ , reinforcement ratio, span to equivalent depth ratio, as well as compressive and tensile materials strength are directly considered through the strut-and-tie system. Indeed, reinforcement ratio and tensile UHPC properties modify ties and hinges capacity, span to equivalent depth ratio impacts the inclination of the combined strut and compressive NSC strength influences the combined strut capacity. On the other hand, magnitude of applied loads and size effect are indirectly considered using a fictitious node region. As applied loads and equivalent depth increase, shear resistance  $V_R$  computed through the modified Canadian general method is reduced. Since the fictitious node region size is defined by the shear resistance  $V_R$ , the resulting combined strut capacity is thus modified accordingly by applied loads and size effect. This characteristic of the proposed model for structural hardening resistance is a significant improvement relatively to the SIA (2016) model not accounting for the size effect in hybrid elements.

### 7.6.3 Limitations

The proposed shear resistance model for  $V_R$  predicts the shear resistance of the monolithic action while the proposed structural hardening model for  $V_{Rsh}$  predicts the ultimate resistance of the composite mechanical action controlled by the concrete crushing of the combined strut. Both models were validated for a wide range of repair configurations (P, R, S and RS) on beams and unidirectional slabs (total height ( $h_c + h_U$ ) varying between 100-690 mm, ratio of UHPC to NSC heights ( $h_U/h_c$ ) varying between 0.15-0.50, ratio of span to equivalent static depth ( $a/d_{eq}$ ) varying between 2.23-7.80) as well as various materials properties. Based the models definition, their validity could also be extended to “T” section beams, such as slab on beams systems.

### 7.7 Conclusion

The use of UHPC as repair material for deficient NSC structural elements is growing. However, design codes are not yet fully developed to represent both the monolithic and the composite mechanical actions showed by hybrid NSC-UHPC elements under shear load. This paper addresses the evaluation of the shear resistance  $V_R$  from the monolithic action and of the structural hardening resistance  $V_{Rsh}$  of the composite mechanical action for hybrid NSC-UHPC elements by proposing two models based on the Canadian design philosophy. The following point can be highlighted:

- 1- The shear resistance model evaluates the shear load at which the hybrid section ends its monolithic action due to the localization of a diagonal shear crack in the NSC. The model integrates UHPC contribution for the strain at mid-height estimation to the Canadian general method model.
- 2- The shear resistance model offers reasonably accurate and conservative results with an average predictions over experimental results ratio of 0.81 and with a standard deviation of 0.14.
- 3- The structural hardening model evaluates the ultimate load the composite mechanical action can sustain. It is modelled using a strut-and-tie system with plastic hinges. Struts are defined

by NSC properties, ties are defined by the total tensile cord properties, while plastic hinges are defined only by the UHPC layer and its embedded rebars properties.

- 4- The concept of the structural hardening model differs from conventional models by evaluating the resistance of a NSC strut-to-node interface rather than by summing NSC, UHPC and stirrups individual shear resistance contributions.
- 5- The structural hardening resistance model offers accurate and mostly conservative results with an average predictions over experimental results ratio of 0.93 and with a standard deviation of 0.16.

The proposed models are an initial attempt to offer simple and intuitive design tools for the shear resistance of hybrid NSC-UHPC elements. Even though predictions are in very good agreement with experimental data, additional modules should be developed to evaluate capacity of other possible types of failure within the mechanical composite action.

## **7.8 Data availability statement**

All data and models used during the study appear in the submitted article or are available from cited references.

## **7.9 Compliance with ethical standards**

The authors declare that they have no conflict of interest in this project and the research work complies with ethical standards of the journal.

## **7.10 Funding**

The authors disclosed receipt of the following financial support for the research, authorship, and/or publication of this article: This project was financially supported by the Discovery Grant of the Nature Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC) granted to Prof. J.-P. Charron; and by a PhD Scholarship of the Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (FRQNT) awarded to M. Pharand.

## 7.11 References

- AFGC. (2013). *Bétons fibrés à ultra-hautes performances, Recommandations* (Association Française de Génie Civil).
- Al-Osta, M. A., Isa, M. N., Baluch, M. H., & Rahman, M. K. (2017). Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 134, 279-296. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.094>
- Bastien-Masse, M., & Brühwiler, E. (2016). Contribution of R-UHPFRC Strengthening layers to the shear resistance of RC elements. *Structural Engineering International*, 26(4), 365-374.
- Bentz, E. C., & 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(5), 521-534.
- Brühwiler, E. (2019). UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1605395>
- Brühwiler, E., & Denarié, E. (March 05-07 2013). *Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete Ultra High Performance Concrete (UHPC)*, Cassel, Allemagne. <https://doi.org/https://doi.org/10.2749/101686613X13627347100437>
- CSA. (2014). *CAN/CSA-A23.3-14: Design of concrete structures (A23.3-14)*. Canadian Standards Association.
- CSA. (2018). *CAN/CSA-A23.1:18/A23.2:18: Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete (Draft)* (Canadian Standards Association).
- CSA. (2019). *CAN/CSA-S6-19: Canadian Highway Bridge Design Code* (Canadian Standards Association).
- Denarié, E., Habel, K., & Brühwiler, E. (June 16-18 2003). *Structural behaviour of hybrid elements with Advanced Cementitious Materials (HPFRCC) HPFRCC-4*, Ann Arbor, Michigan. <http://infoscience.epfl.ch/record/104783>

- Denarié, E., Jacomo, D., Fady, N., & Corvez, D. (October 1-3 2013). *Rejuvenation of maritime signalisation structures with UHPFRC* RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Marseille, France.
- Eide, M. B., & Hisdal, J.-M. (2012). *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) – State of the art : FA 2 Competitive constructions : SP 2.2 Ductile high strength concrete.*
- Guingot, L., Dekhil, D., & Soulier, P. (2013). *Strengthening of hydraulic structures with UHPC.* Proceedings of RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (p. 137-146).
- Habel, K. (2004). *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/33507>
- Haber, Z. B., De la Varga, I., Graybeal, B. A., Nakashoji, B., & El-Helou, R. (2018). *Properties and Behavior of UHPC-Class Materials* [Tech Report]. U.S. Department of Transportation.
- Houdoin, A. (2022). *Renforcement des dalles du pont Champlain avec du BFUP* [Mémoire de maîtrise non publié].
- Ji, H., & Liu, C. (2020). Ultimate shear resistance of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete beam. *Engineering Structures*, 203, 109825. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109825>
- Lachance, F., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2016). Development of Precast Bridge Slabs in High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Structural Journal*, 113(05). <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51689020>
- Makita, T. (2014). *Fatigue behaviour of UHPFRC and R-UHPFRC - RC composite members* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/197679>
- Muttoni, A., Schwartz, J., & Thürlimann, B. (1996). *Design of concrete structures with stress fields.* Springer Science & Business Media.
- Naaman, A. E. (2008). High performance fiber reinforced cement composites. *Naaman AE. High-performance construction materials: science and applications.* Singapore: World Scientific Publishing, 91-153.

- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2013). Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear. *Aci Structural Journal*, 110(2), 251-261. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51684405>
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2014). Analytical Model for Predicting Response and Flexure-Shear Resistance of Composite Beams Combining Reinforced Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete and Reinforced Concrete. *Journal Of Structural Engineering*, 140(6). [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(Asce\)St.1943-541X.0000902](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(Asce)St.1943-541X.0000902)
- Oesterlee, C. (2010). *Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/150553>
- Paschalis, S. A., Lampropoulos, A. P., & Tsioulou, O. (2018). Experimental and numerical study of the performance of ultra high performance fiber reinforced concrete for the flexural strengthening of full scale reinforced concrete members. *Construction and Building Materials*, 186, 351-366. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.123>
- Pharand, M. (2022). *Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-hautes performances* [Thèse de doctorat non publiée].
- Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022a). Experimental investigation of the shear resistance mechanism on hybrid NSC-UHPC pre-damaged and undamaged unidirectional bridge slabs. *Submitted to Journal of Structural Engineering*.
- Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022b). Prediction of moment-curvature response and maximum bending resistance for hybrid NSC-UHPC elements. *Submitted to Journal of Structural Engineering*.
- Prem, P. R., & Murthy, A. R. (2016). Acoustic emission and flexural behaviour of RC beams strengthened with UHPC overlay. *Construction and Building Materials*, 123, 481-492. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.033>
- Safdar, M., Matsumoto, T., & Kakuma, K. (2016). Flexural behaviour of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). *Composite Structures*, 157, 448-460. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.09.010>
- SIA. (2016). *SIA 2052 UHPFRC: Materials, Design and Application* (592052:2015 fr). Swiss Society of Engineers and Architects.

- Sine, A., Pimentel, M., Nunes, S., & Dimande, A. (2022). Shear behaviour of RC-UHPFRC composite beams without transverse reinforcement. *Engineering Structures*, 257, 114053. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114053>
- Wuest, J. (2007). *Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/114755>
- Yerzhanov, M., Ju, H., Zhang, D., Moon, S.-W., Kim, J., & Lee, D. (2019). Shear strength model of reinforced concrete beams without stirrup used in the CIS countries. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 4(1), 15-25. <https://doi.org/10.1080/24705314.2019.1565056>
- Yin, H., Teo, W., & Shirai, K. (2017). Experimental investigation on the behaviour of reinforced concrete slabs strengthened with ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 155, 463-474. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.077>
- Zingaila, T., Augonis, M., Arruda, M. R. T., Šerelis, E., & Kelpša, Š. (2017). Experimental and numerical analysis of flexural concrete-UHPFRC/RC composite members. *Mechanics*, 23(2), 182-189. <https://doi.org/https://doi.org/10.5755/j01.mech.23.2.17210>



## CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre fait suite aux publications scientifiques et a pour but de faire ressortir, de mettre en relation et de discuter des principaux résultats et constats qui émanent de l'ensemble du projet doctoral.

### 8.1 Contributions originales du projet de recherche

Les travaux de recherche effectués dans ce projet doctoral ont été fortement inspirés par ceux de Noshiravani (2012) et de Bastien Masse (2015). Elles ont été les premières à observer, caractériser et modéliser à l'aide d'approches détaillées et simplifiées le comportement d'éléments hybrides en BO-BFUP sous un effort tranchant. Ce faisant, elles ont ouvert la voie à de nouvelles applications.

Ce projet doctoral se veut donc complémentaire, par l'approfondissement de la compréhension du comportement mécanique et des mécanismes de rupture des éléments hybrides en BO-BFUP tant sous des efforts tranchants que de flexion, mais aussi novateur, par la proposition d'outils de conception adaptés à la norme canadienne.

#### 8.1.1 Description détaillée du mécanisme de résistance en flexion et modélisations analytiques simplifiées

La première campagne expérimentale réalisée (**Chapitre 4**) avait pour objectif d'observer les ruptures en flexion et à l'effort tranchant pour des configurations de réparation en BFUP de types P, R et S (**Figure 4-1**) à partir de matériaux de spécificité canadienne.

Les résultats obtenus permettent d'établir une base de données expérimentale canadienne et de corroborer les constats de la littérature scientifique relativement à des ruptures en flexion. Concrètement, les réparations en BFUP armé assurent le maintien de la rigidité initiale pour des niveaux de chargement plus de trois fois supérieur à celui générant l'apparition de fissures verticales de flexion dans la dalle de référence (**Figure 4-8**). Les réparations en BFUP armé possèdent aussi une excellente capacité de renforcement en procurant un moment résistant maximal jusqu'à 1.79 fois supérieur à celui de la dalle de référence. L'utilisation de 50 mm de BFUP non armé assure aussi un gain équivalent en maintien de rigidité initial et en retard d'apparition de fissures, mais d'importance moindre en résistance, soit 1.30 fois celle de la dalle de référence. Les

réparations en BFUP non armé sont plus propices à une délamination d'interface BO-BFUP au droit d'une fissure verticale de flexion.

D'autre part, l'étude des déformations de surface grâce à une analyse par corrélation d'images a permis d'approfondir les connaissances sur les bases requises pour mener une analyse sectionnelle. Les fissures de flexion qui se développent dans le substrat en BO possèdent un espacement moyen plus faible d'au moins 30% de celui de la dalle de référence et pénètrent moins profondément dans la section, ce qui augmente la hauteur de la zone comprimée de plus de 20% (**Tableau 4-8** et **Tableau 4-9**). Il est aussi observé que, à l'atteinte du moment maximal, le BFUP se retrouve dans un état avancé de déformation en traction, soit en phase adoucissante, alors que le BO est dans un état moyen de déformation en compression, près de  $2\,000\ \mu\epsilon$ , soit bien en deçà de sa limite ultime de déformation en compression (**Figure 4-13**).

Les résultats obtenus ont été utilisés pour établir au **Chapitre 6** un modèle analytique simplifié qui s'apparente à la méthode de calcul utilisé pour un élément en BO. Ce modèle permet d'estimer le comportement moment-courbure d'une section hybride en BO-BFUP en quatre points d'une section hybride en BO-BFUP en quatre points conformément à l'Annexe 8 du Code des ponts (CSA, 2019). Ce modèle se base sur l'utilisation d'un nouveau bloc de contrainte équivalent représentatif de l'état des contraintes du BO qui se situe en deçà de sa limite plastique jusqu'à l'atteinte du moment maximal (**Figure 6-4**). Le caractère novateur de ce modèle simplifié en quatre points pivots est qu'il est le seul à définir complètement le comportement moment-courbure d'une section hybride par calcul direct, et ce, avec un niveau de précision équivalent à celui d'une analyse sectionnelle détaillée à calcul itératif (**Figure 6-11**). Une équation empirique simplifiée, qui s'apparente à celle utilisée pour un élément en BO, est également proposée au **Chapitre 6** afin d'évaluer rapidement la contribution maximale possible pour une configuration de réparation donnée. Ces outils offrent aux concepteurs de nouveaux moyens simples, rapides, intuitifs et efficaces pour effectuer le dimensionnement en flexion d'éléments hybrides en BO-BFUP selon la philosophie de calculs par points pivots du Code des ponts (CSA, 2019).

### 8.1.2 Description détaillée des mécanismes de résistance à l'effort tranchant et modélisations analytiques simplifiées

La première campagne expérimentale a montré que le modèle de prédiction de capacité à l'effort tranchant proposé par la norme suisse (SIA, 2016) pouvait être fortement conservateur pour certaines conditions. En effet, les ruptures à l'effort tranchant prédites par la norme suisse pour les spécimens hybrides testés en portée courte (série PC) n'ont pu être observées, tel que discuté ci-après à la **Section 8.2.2**. Ainsi, la seconde campagne expérimentale réalisée (**Chapitre 5**) a été entièrement consacrée au renforcement à l'effort tranchant de dalles avec BFUP (**Figure 5-3**) et visait l'obtention de ruptures à l'effort tranchant. Cette seconde campagne se distingue particulièrement des autres campagnes expérimentales documentées sur l'effort tranchant qui ont vu le jour entretemps (Ji & Liu, 2020; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017) quant à l'instrumentation utilisée, aux configurations testées et au procédé de fabrication utilisé.

La captation d'images numériques en continu de la surface latérale des dalles en cours de chargement a permis la réalisation d'une analyse par corrélation d'images et l'obtention d'informations inédites sur les déformations de surface. L'utilisation de ce procédé sans contact démontre que les dalles hybrides possèdent un comportement monolithique jusqu'à la rupture en cisaillement du substrat en BO (**Figure 5-14**). Dans ce comportement monolithique, le BFUP a augmenté jusqu'à 57% la résistance en cisaillement du substrat en BO pour les dalles testées en raison de sa rigidité et de sa résistance en traction qui retardent l'apparition de fissures. Après cette rupture en cisaillement du substrat, les résultats obtenus confirment que la résistance maximale provient de l'apparition du mécanisme à double rotule, tel que proposé par Noshiravani et Brühwiler (2014). L'analyse par corrélation d'images réalisée montre que la réorganisation des contraintes qui résulte de ce mécanisme prend la forme d'un système de bielles et tirants avec rotules plastiques (**Figure 5-11** et **Figure 5-13**). Ce système permet un écrouissage structural dont la résistance maximale peut atteindre jusqu'à 2.5 fois la résistance du substrat en BO pour les configurations testées. En raison de la nature des déformations observées et de la division de l'élément hybride en sous-sections, le mécanisme à double rotule est considéré comme un mécanisme d'action mécanique composite (composite mechanical action mechanism). La résistance de ce mécanisme, dite résistance à l'écrouissage structural, est également traitée

séparément de la résistance en cisaillement. Cet aspect est abordé en détail ci-après à la **Section 8.2.1**.

Relativement aux configurations testées, les ruptures en écrouissage structural ont été observées pour une première fois sur des configurations de dalles de type R et RS. Jusqu'à présent, seules les configurations P et S avait été testée à l'effort tranchant (Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017). Les configurations de réparations de type R et RS sont particulièrement intéressantes, car elles sont souvent sans surépaisseur, donc sans surpoids, et peuvent offrir des gains de résistance en cisaillement et en écrouissage structural similaires, voire supérieurs, à des configurations de type S. Une révision de la nomenclature des configurations est d'ailleurs proposée à la **Section 8.2.3**.

Quant au procédé de fabrication des dalles hybrides testées, la série de dalles pré-endommagées PD visait spécifiquement à étudier l'effet de l'application d'une réparation en BFUP selon des conditions réelles de chantier sur un substrat en BO fissuré par un chargement préalable et l'utilisation de l'hydrodémolition pour générer l'interface BO-BFUP. Les dalles de la série PD ont présenté une légère perte de rigidité initiale due à leur endommagement initial (**Figure 5-12**), tel qu'observé par Zhang et al. (2020) lors de leurs essais en flexion. Aucune tendance claire ne s'est dégagée relativement à l'impact de l'endommagement préalable des dalles sur la résistance en cisaillement en raison de la variabilité associée au procédé de fabrication. Toutefois, il ressort que l'armature longitudinale résiduelle du substrat assure un meilleur contrôle de la fissuration lors de l'écrouissage structural (**Figure 5-10**).

Les résultats obtenus sur le comportement à l'effort tranchant à partir des dalles hybrides de la campagne 1 (série PC) et de la campagne 2 (séries UD et PD) sont à la base du développement au **Chapitre 7** de deux modèles analytiques conformes à la philosophie de calculs du Code des ponts (CSA, 2019). Ces modèles se démarquent notamment par leur résolution directe et par leur formulation phénoménologique qui visent spécifiquement à quantifier la résistance en cisaillement  $V_R$  accrue du substrat en BO ainsi que la résistance à l'écrouissage structural  $V_{Rés}$  du mécanisme d'action composite secondaire (**Figure 7-1**). Ces nouveaux outils simples, intuitifs et efficaces, permettent de dresser un portrait plus complet du comportement à l'effort tranchant des éléments hybrides et offrent aux concepteurs la flexibilité de considérer ou non le comportement en écrouissage structural pour le dimensionnement à l'effort tranchant. Cette flexibilité n'est pas

possible avec le modèle actuel de la norme suisse (SIA, 2016) qui calcule uniquement la capacité maximale offerte par l'écroutissement structural (**Figure 7-6**).

## 8.2 Réflexions sur les travaux effectués

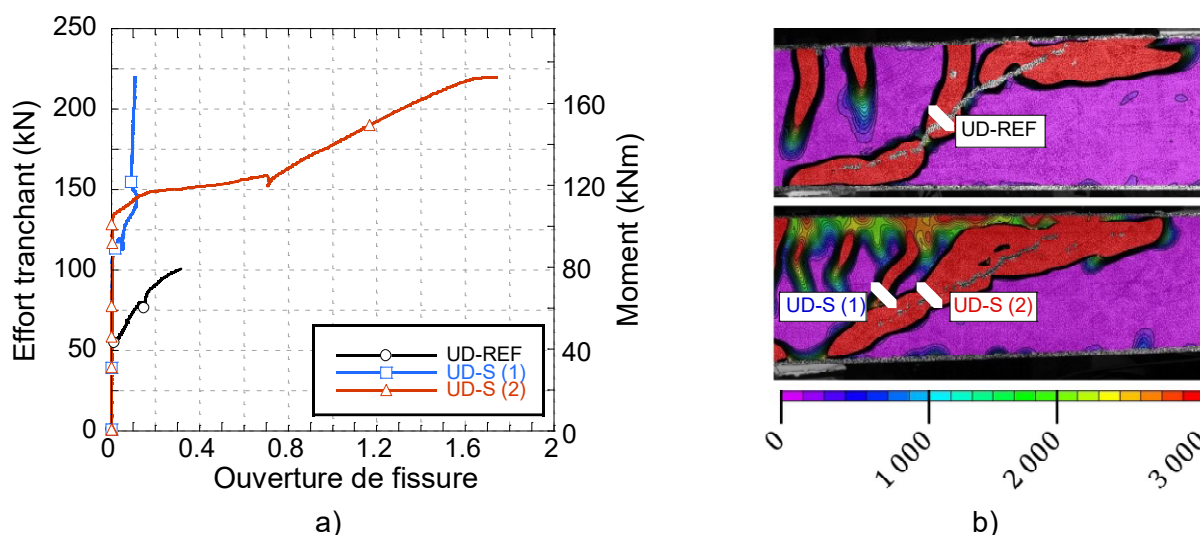
### 8.2.1 Pourquoi dissocier la résistance à l'écroutissement structural $V_{R\acute{e}s}$ de la résistance en cisaillement $V_R$ ?

Les travaux de recherche réalisés par de nombreux doctorants du laboratoire de l'EPFL (Bastien Masse, 2015; Habel, 2004; Makita, 2014; Noshiravani, 2012; Oesterlee, 2010; Redaelli, 2009; Spasojevic, 2008; Wuest, 2007) ont contribué à la formulation de la norme suisse (SIA, 2016) pour le dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP. Dans cette norme, le dimensionnement des éléments hybrides est abordé d'une façon qui s'apparente à celle d'un dimensionnement pour éléments en BO, ce qui la rend intuitive à suivre. Ainsi, comme un élément en BO, il est entre autres requis de vérifier les résistances en flexion et en cisaillement de l'élément hybride à dimensionner. Cependant, dans le cas particulier du comportement de l'élément hybride en BO-BFUP sous un effort tranchant, la nature de celui-ci se distingue fortement de celui d'un élément en BO.

En effet, tel que précédemment relevé et décrit par Noshiravani et Brühwiler (2013) et par Sine et al. (2022), la capacité maximale d'un élément hybride sous l'application d'un important effort tranchant est obtenue à partir d'un second mécanisme de résistance qui se forme après l'apparition d'une fissure diagonale de cisaillement dans le substrat. Les résultats expérimentaux de la campagne 2 (**Chapitre 5**), qui confirment cette succession de mécanismes de résistance, ont d'ailleurs permis d'approfondir les connaissances sur le développement et la définition du second mécanisme de résistance.

Le premier mécanisme attribuable à l'engrenure des granulats, qui est issue de l'action monolithique de la section hybride, permet au substrat de résister aux efforts de cisaillement, alors que le second mécanisme, issue d'une action mécanique composite, est celui d'un système de bielles et tirants avec rotules plastiques qui résiste principalement à des efforts de compression et de traction. Cette distinction est également mise en évidence à la **Figure 8-1** qui présente l'ouverture de fissure à mi-hauteur de section pour les dalles UD-REF et UD-S de la campagne 2. La **Figure 8-1a** illustre les courbes effort tranchant-ouverture de fissure, alors que la **Figure 8-1b**

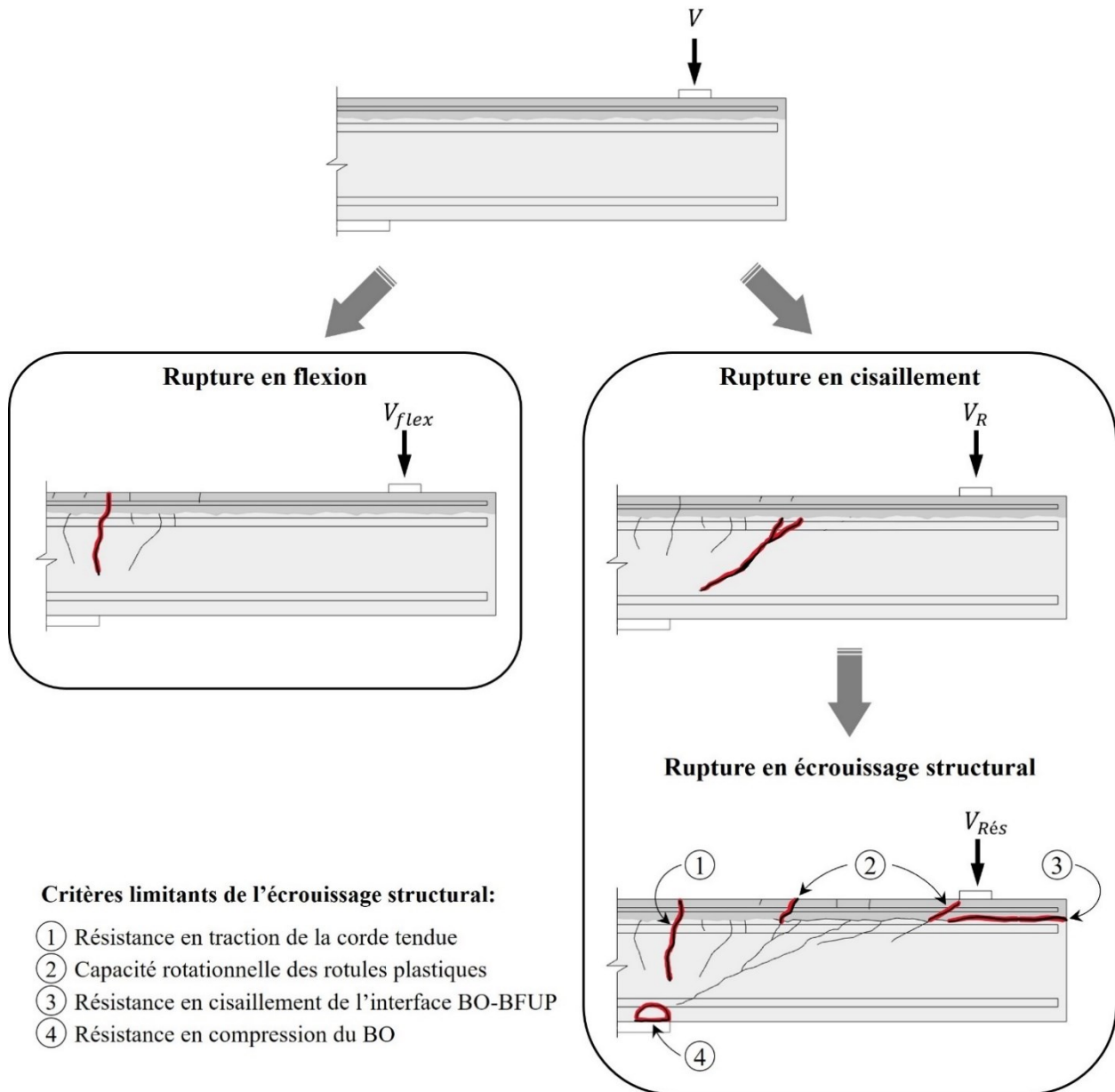
illustre les déformations maximales principales  $\varepsilon_I$  afin d'illustrer le patron de fissuration ainsi que la position des capteurs d'ouverture de fissure. Les images de la **Figure 8-1b** ont été inversées afin de montrer la corde. Pour la dalle de référence en UD-REF, l'ouverture de la fissure diagonale mesurée à mi-hauteur à l'effort tranchant maximal  $V_R = 101$  kN est de 0.30 mm. Pour la dalle hybride UD-S, l'ouverture de fissure maximale mesurée à la résistance en cisaillement  $V_R = 120$  kN est de 0.05 mm, tandis qu'elle est de 1.74 mm à la résistance en écrouissage structural  $V_{Rsh}$ . Pour les éléments hybrides, la couche de BFUP contrôle l'ouverture des fissures du substrat en BO jusqu'à la fin de l'action monolithique, ce qui conduit à des ouvertures de fissures plus fines et une contribution accrue de l'engrenure des granulats au sein du substrat en BO. Toutefois, après le développement du mécanisme de l'action mécanique composite, l'ouverture de fissure présente ne permet plus le transfert des importants efforts par l'engrenure des granulats. Les efforts transigent alors par une bielle directe dans le substrat en BO et par un tirant constitué de BFUP et d'armatures.



**Figure 8-1 Ouverture de fissure à mi-hauteur de section pour les dalles UD-REF et UD-S, a) courbe effort tranchant-ouverture de fissure, b) déformations principales maximales  $\varepsilon_I$  à l'effort tranchant maximal et position des capteurs d'ouverture de fissure**

À la lumière des résultats obtenus, une attention particulière sur l'utilisation du terme « résistance à l'écrouissage structurale (structural hardening resistance) » plutôt que le terme « résistance en cisaillement » a été portée dans l'écriture de ce document afin de qualifier la résistance maximale à l'effort tranchant. Cette attention vise directement à dissocier la rupture de l'action mécanique

composite (second mécanisme de résistance) de celle de l'action monolithique (premier mécanisme de résistance), tel qu'illustré à la **Figure 8-2**.



**Figure 8-2 Ruptures en flexion, en cisaillement et en écoulement structural d'un élément hybride**

Lors de l'application d'une charge  $V$  (**Figure 8-2**), l'élément hybride reprend les efforts de façon monolithique. La réparation en BFUP bonifie les résistances en flexion et en cisaillement du substrat en BO. La charge correspondante à la résistance en flexion  $V_{flex}$  peut être estimée à l'aide du modèle simplifié moment-courbure ou à l'aide de l'équation simplifiée, tous deux proposés au

**Chapitre 6**, alors que la résistance en cisaillement  $V_R$  peut être estimée à l'aide du modèle de résistance en cisaillement proposé au **Chapitre 7**. Dans le cas d'une rupture en cisaillement du substrat en BO, l'élément hybride se divise en trois sous-sections et adopte une action mécanique composite pour résister aux efforts, ce qui lui offre une capacité d'écroutissage structural. La résistance de cette action mécanique composite peut être limitée par : ① la résistance en traction de la corde tendue du BFUP et des armatures, ② la capacité rotationnelle des rotules plastiques dans le BFUP, ③ la résistance en cisaillement de l'interface BO-BFUP ou par ④ la résistance en compression du BO. La résistance en écroutissage structural  $V_{Rés}$  limitée par la résistance en compression du BO, qui est de loin la plus fréquemment observée expérimentalement (Ji & Liu, 2020; Noshiravani & Brühwiler, 2013; Pharand & Charron, 2022a; Sine et al., 2022; Yin et al., 2017), peut être estimée à l'aide du modèle de résistance en écroutissage structural proposé au **Chapitre 7**. Les ruptures contrôlées par les autres éléments de l'action mécanique composite (①, ② et ③ à la **Figure 8-2**) devraient être évaluées par d'autres développements à venir.

Considérant que la résistance maximale obtenue par écroutissage structural provient de la formation d'un mécanisme de résistance secondaire, qui succède à une première rupture en cisaillement, qui ne permet plus le transfert des efforts par l'engrenure des granulats et qui possède plusieurs modes de défaillance possibles, il devient nécessaire de la traiter séparément comme le font Sine et al. (2022) et comme il est fait dans le présent document. De plus, cela permet au concepteur d'estimer le gain de résistance apporté par l'écroutissage structural et de décider s'il désire le considérer ou non.

## **8.2.2 Pourquoi les dalles hybrides de la série PC ont présenté des ruptures en flexion plutôt que des ruptures en écroutissage structural?**

Les dalles hybrides de la campagne 1 (**Chapitre 4**) ont été initialement dimensionnées en flexion en utilisant une analyse sectionnelle itérative avec AIS (Massicotte et al., 2014) et à l'effort tranchant avec le modèle analytique de la norme suisse (SIA, 2016). Pour toutes les dalles de la série PC, une rupture en écroutissage structural était attendue en portée courte. Or, c'est la résistance en flexion en portée longue qui s'est plutôt avérée limitante en termes de résistance maximale. Pour mieux comprendre les résultats obtenus, il est maintenant possible d'utiliser les outils proposés au **Chapitre 6** et au **Chapitre 7**. Le **Tableau 8-1** présente les résistances expérimentales obtenues et celles calculées par ces outils pour les dalles hybrides de la série PC (**Figure 4-1**, **Tableau 4-1** et



**Tableau 4-6).** Dans ce tableau,  $V_{SIA}$  et  $V_{AIS}$  sont respectivement la résistance à l'effort tranchant calculé avec la norme suisse et l'effort tranchant équivalent à la résistance en flexion calculée avec AIS.  $V_{R\ EXP}$  est l'effort tranchant expérimental qui marque la fin de l'action monolithique par l'apparition d'une fissure diagonale critique,  $V_{Rés\ EXP}$  est l'effort tranchant expérimental obtenu par rupture du mécanisme d'écroutissage structural et  $V_{flex\ EXP}$  est l'effort tranchant expérimental obtenu par rupture flexionnelle.  $V_R$  et  $V_{Rés}$  correspondent aux résistances calculées respectivement par le modèle de résistance en cisaillement et le modèle de résistance d'écroutissage structural présentés au **Chapitre 7**. Enfin,  $V_{flex\ MS}$  et  $V_{flex\ ES}$  correspondent à l'effort tranchant équivalent de la résistance en flexion calculée respectivement par le modèle simplifié de moment-courbure et l'équation simplifiée présentée au **Chapitre 6**.

**Tableau 8-1 Résistances expérimentales et calculées pour les spécimens de la série PC**

ID	$V_{SIA}$ (kN)	$V_{flex\ AIS}$ (kN)	$V_{R\ EXP}$ (kN)	$V_{Rés\ EXP}$ (kN)	$V_{flex\ EXP}$ (kN)	$V_R$ (kN)	$V_{Rés}$ (kN)	$V_{flex\ MS}$ (kN)	$V_{flex\ ES}$ (kN)
PC-P	87.0	132.3	87.0	-	108.8	102.7	169.1	130.1	131.5
PC-R	120.0	129.3	111.0	-	119.6	93.2	158.1	127.1	128.8
PC-S	132.8	168.9	100.0	-	155.4	108.8	173.8	166.3	169.6

Pour tous les spécimens hybrides de la série PC,  $V_{SIA}$  est inférieur à  $V_{flex\ AIS}$  (**Tableau 8-1**) ce qui signifie que le dimensionnement initial prévoyait que la capacité de la résistance d'écroutissage structural était inférieure à leur capacité respective en flexion et qu'une rupture en écroutissage structural était attendue.

L'utilisation des outils proposés développés a posteriori décrit une situation différente. Les résistances en flexion  $V_{flex}$  calculées à partir du modèle simplifié  $V_{flex\ MS}$  et de l'équation simplifiée  $V_{flex\ ES}$  sont similaires à celles calculées avec le logiciel AIS  $V_{flex\ AIS}$  (**Tableau 8-1**). En revanche, la résistance en écroutissage structural  $V_{Rés}$  de tous les spécimens est bien supérieure à celle calculée à partir de la norme suisse  $V_{SIA}$ , ce qui modifie le mode de rupture prédit et confirme les ruptures en flexion obtenues. L'analyse des prédictions des résistances calculées à partir du modèle de la norme suisse effectuée au **Chapitre 7** indique que ce modèle est généralement plus conservateur et avec une plus grande variabilité que le modèle de résistance d'écroutissage structural proposé.

De la sorte, les outils proposés prédisent d'abord une rupture initiale en cisaillement, suivie d'une rupture finale en flexion pour les trois dalles hybrides de la série PC, car  $V_R < V_{flex} < V_{R\acute{e}s}$  (**Tableau 8-1**). Expérimentalement, il a été possible d'observer la rupture en cisaillement du substrat et le début du développement du mécanisme d'action mécanique composite avec l'apparition de la fissure diagonale critique, l'apparition de la première rotule plastique ainsi que la délamination à l'interface BO-BFUP, suivi d'une rupture en flexion par localisation de fissure dans le BFUP et plastification des lits d'armatures pour les trois dalles (**Figure 4-14**). De plus, pour la dalle PC-S, il a été possible d'observer le développement de la seconde rotule plastique en comportement post-pic. Ici, il est important de mentionner que les ruptures en flexion des dalles de la série PC se sont produites sur la portée longue, et non sur la portée courte endommagée en cisaillement (**Figure 4-10**). Ainsi, ces ruptures correspondent bien à des ruptures de flexion, qui diffèrent de la rupture du mécanisme d'action composite limité par la résistance de la corde tendue (① à la **Figure 8-2**).

Ces constats corroborent les prédictions des outils proposés au **Chapitre 6** et au **Chapitre 7** et permettent ainsi d'expliquer pourquoi les dalles de la série PC au **Chapitre 4** ont présenté des ruptures en flexion en portée longue, plutôt que des ruptures en écrouissage structural en portée courte tel qu'initialement attendu.

### **8.2.3 Est-ce que la nomenclature actuelle pour les réparations en flexion est aussi représentative des réparations à l'effort tranchant?**

Les travaux de recherche réalisés par l'équipe du laboratoire de l'EPFL ont mené à la formulation de trois types de configuration de réparation en BFUP (**Figure 2-6**), soit les types P, R et S (Brühwiler, 2019; Habel, 2004) qui ont comme fonction principale respective de protéger, réhabiliter et renforcer. La configuration de type P possède une épaisseur de BFUP variant de 25 mm à 40 mm, tandis que les configurations de type R et S possèdent une couche de BFUP de plus de 40 mm. De plus, le type S possède un ajout d'armatures. Cette nomenclature est directement liée au gain de résistance en flexion offert par la couche de recouvrement. Une couche mince de 25 mm offrira un léger gain de capacité (type P), une couche de 40 mm offrira un gain modéré pour compenser la perte de capacité due à la corrosion des armatures (type R) et une couche armée avec ajout d'armatures de 40 mm offrira un gain élevé de capacité (type S).

Cette nomenclature, bien qu'intuitive et adaptée pour des applications de réparation et de renforcement en flexion, est moins adéquate pour des applications de réparation et de renforcement en cisaillement. Cette nomenclature laisse sous-entendre qu'il soit nécessaire d'augmenter la hauteur de la section du substrat avec une réparation de type S pour augmenter ses résistances en flexion, en cisaillement ou en écrouissage structural, alors que ce n'est pas nécessairement le cas. À titre d'exemple, les renforcements en flexion, en cisaillement et en écrouissage structural pour les douze dalles hybrides testées dans le présent projet de recherche (**Chapitre 4** et **Chapitre 5**) sont présentés aux **Tableau 8-2**. Dans ce tableau, les dalles sont regroupées par type de configuration (P, R, S et RS).  $M_{R REF}$  et  $M_R$  sont le moment maximal calculé avec le modèle simplifié en flexion (**Chapitre 6**) pour le spécimen en BO de référence et pour le spécimen hybride respectivement.  $V_{R REF}$ ,  $V_R$  et  $V_{Rés}$  sont respectivement la résistance en cisaillement du spécimen en BO de référence calculée selon la méthode générale (CSA, 2014a) ainsi que les résistances en cisaillement et à l'écrouissage structural du spécimen hybride calculé avec les modèles proposés (**Chapitre 7**). Les ratios  $M_R/M_{R REF}$ ,  $V_R/V_{R REF}$  et  $V_{Rés}/V_{R REF}$  correspondent respectivement aux renforcements en flexion, en cisaillement et en écrouissage structural.

**Tableau 8-2 Résistances en flexion, en cisaillement et à l'écrouissage structural calculées avec les outils proposés pour les dalles hybrides testées**

Dalle	$M_{R REF}$ (kNm)	$M_R$ (kNm)	$M_R$ / $M_{R REF}$	$V_{R REF}$ (kN)	$V_R$ (kN)	$V_{Rés}$ (kN)	$V_R$ / $V_{R REF}$	$V_{Rés}$ / $V_{R REF}$
PL-P	46.8	70.3	1.50	56.7	80.8	80.8	1.43	1.43
PC-P	46.8	70.3	1.50	66.3	102.7	169.1	1.55	2.55
PL-R	46.8	68.7	1.47	56.7	69.6	69.6	1.23	1.23
PC-R	46.8	68.7	1.47	66.3	93.2	158.1	1.41	2.38
UD-R	124.6	168.9	1.36	101.9	125.6	201.0	1.23	1.97
PD-R	124.6	162.6	1.30	101.9	122.3	190.7	1.20	1.87
PL-S	46.8	90.9	1.94	56.7	79.2	83.1	1.40	1.47
PC-S	46.8	90.9	1.94	66.3	108.8	173.8	1.64	2.62
UD-S	124.6	200.8	1.61	101.9	136.4	186.4	1.34	1.83
PD-S	124.6	216.7	1.74	101.9	144.1	199.8	1.41	1.96
UD-RS	124.6	192.0	1.54	101.9	130.6	212.8	1.28	2.09
PD-RS	124.6	185.8	1.49	101.9	127.6	201.5	1.25	1.98

En flexion, les dalles de type S présente le ratio  $M_R/M_{R REF}$  le plus élevé (1.61 à 1.94 au **Tableau 8-2**), alors que les dalles de type R ont un ratio  $M_R/M_{R REF}$  modéré (1.30 à 1.47). Ces

configurations portent bien leur nom (renforcement et réhabilitation). Les dalles de type P ont aussi un ratio  $M_R/M_{R REF}$  élevé de 1.50, mais ces spécimens possèdent une couche de BFUP de 50 mm qui est techniquement plus que les 25 mm requis par la définition du type P (protection).

En cisaillement et en écrouissage structural, le portrait est différent et les ratios de renforcement se chevauchent d'un type à l'autre. En cisaillement, le ratio  $V_R/V_{R REF}$  est identique pour les dalles PC-R et PD-S. En écrouissage structural, le ratio  $V_{RÉS}/V_{R REF}$  de la dalle PC-R est supérieur à celui des dalles PL-S, UD-S et PD-S. Il en est ainsi, car les renforcements en cisaillement et en écrouissage structural ne dépendent pas principalement de l'épaisseur de la couche de BFUP utilisée, comme c'est le cas en flexion.

En effet, l'étude des modèles proposés pour le calcul des résistances explique bien ce phénomène. En flexion, le modèle de résistance est une analyse sectionnelle (**Chapitre 6**). Ainsi, l'augmentation de l'épaisseur de la couche de BFUP ou de son bras de levier contribuera directement à augmenter la résistance du spécimen hybride. Dans le modèle de résistance en cisaillement  $V_R$  où l'action monolithique est considérée (**Chapitre 7**), l'épaisseur de la couche de BFUP et son bras de levier ont un effet indirect, car ces deux paramètres sont pris en compte dans leur influence sur la déformation à mi-hauteur de la section. De plus, de nouveaux paramètres font leur apparition, comme la portée de cisaillement et l'effet d'échelle. C'est pourquoi, pour une même configuration de réparation, mais avec une configuration d'essai différente, une configuration de réparation offrira un ratio de renforcement différent. Dans le modèle de résistance d'écrouissage structural  $V_{RÉS}$  où l'action mécanique composite est considérée (**Chapitre 7**), la capacité est contrôlée par la résistance d'une bielle de compression dans le substrat. Néanmoins, l'épaisseur et le bras de levier de la couche de BFUP, la portée de cisaillement et l'effet d'échelle modifient l'effort transitant par cette bielle, son inclinaison et sa dimension. De plus, l'armature tendue du substrat (section initiale avant réparation) possède une influence qui varie dépendamment qu'elle demeure dans le substrat ou qu'elle se retrouve dans la réparation en BFUP. C'est pourquoi une configuration de type R peut offrir un renforcement à l'écrouissage structural plus élevé que celui d'une réparation de type S.

Ainsi, pour lever l'ambiguïté sur les types de réparation en BFUP, il serait plus approprié d'utiliser une nomenclature basée sur l'état (armé ou non) de la couche de BFUP et sur la nature des

armatures (additionnelle et/ou du substrat), comme suit. L'acronyme est associé aux lettres soulignées du nom en anglais.

- U : Réparation en BFUP (UHPC overlay)
- URa : Réparation en BFUP armée avec ajout d'armatures (UHPC overlay reinforced with additional rebars)
- URs : Réparation en BFUP armée avec armature du substrat (UHPC overlay reinforced with substrate's rebars)
- URsa : Réparation en BFUP armée avec armature du substrat et avec ajout d'armatures (UHPC overlay reinforced with substrate's and additional rebars)

Le choix du type de configuration (U, URa, URs ou URsa) relève de l'optimisation effectuée par le concepteur en fonction des restrictions imposées par le projet. De la sorte, dans un contexte de renforcement où il serait important d'accélérer la mise en place et où une augmentation de section génèrerait des problématiques supplémentaires (ex. surcharge), une réparation de type URs pourrait être optimale, car elle ne requiert aucune installation d'armatures et permet de conserver la section initiale.

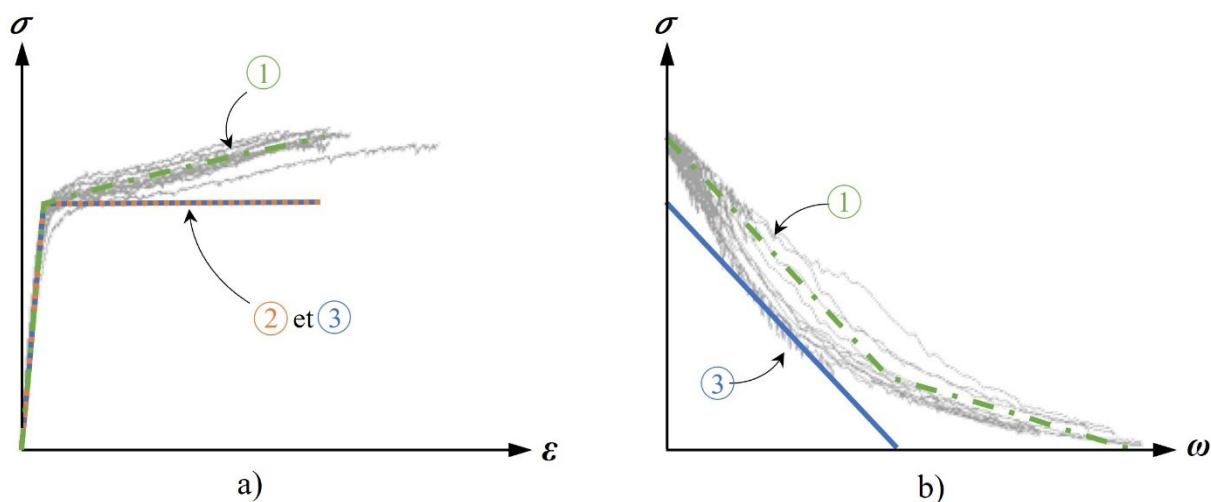
#### **8.2.4 Est-ce que l'utilisation des lois matériaux simplifiées actuelles pour le BFUP en traction assurent une prédiction juste du comportement structural réel?**

Dans un contexte de conception, les normes en vigueur émettent des recommandations sur les méthodes de dimensionnement à appliquer, sur les modèles de calcul à employer et sur les lois matériau à utiliser. Cette démarche encadrante se base sur de nombreuses hypothèses qui visent à modéliser simplement des phénomènes complexes tout en demeurant juste, précis et conservateur.

Sans égard aux coefficients de réduction matériau, aux facteurs de pondération des charges et à tout autre facteur de sécurité imposé qui visent à réduire la probabilité de rupture selon les aléas possibles, l'utilisation de ces hypothèses simplificatrices devrait permettre la prédiction juste, précise et conservatrice du phénomène modélisé. Or, dans le cas particulier des applications de réparation en BFUP, ce n'est pas toujours le cas. En effet, selon la littérature scientifique, de nombreuses campagnes expérimentales démontrent qu'une réparation en BFUP, armé ou non,

permet d'augmenter le moment résistant maximal en flexion. Pourtant, l'utilisation d'une loi matériau simplifiée pour le BFUP en traction, comme celle proposée dans le Code des ponts, pour prédire le comportement moment-courbure d'un élément hybride peut mener à des résultats bien différents de la réalité.

Pour illustrer ce constat, une étude de cas qualitative est menée avec la dalle PL-R qui possède une réparation de 60 mm de BFUP armé avec les armatures du substrat (**Figure 4-1**, **Tableau 4-1** et **Tableau 4-6**). Dans cette étude de cas, les propriétés du BFUP 4% de la campagne 1 (**Tableau 4-4**) et les propriétés du BFUP 2% de la campagne 2 (**Table 5-2**) sont utilisées pour générer deux exemples de réparation. La prédiction du comportement de ces dalles hybrides est ensuite effectuée à partir de trois types de lois matériau pour le BFUP en traction qui considère ou non ses phases d'écroutissage et adoucissant (**Figure 8-3**). Sur la **Figure 8-3**, les courbes grises sont des exemples du comportement du BFUP obtenus par essais de traction sur os et les courbes colorées correspondent aux lois de conception utilisées.



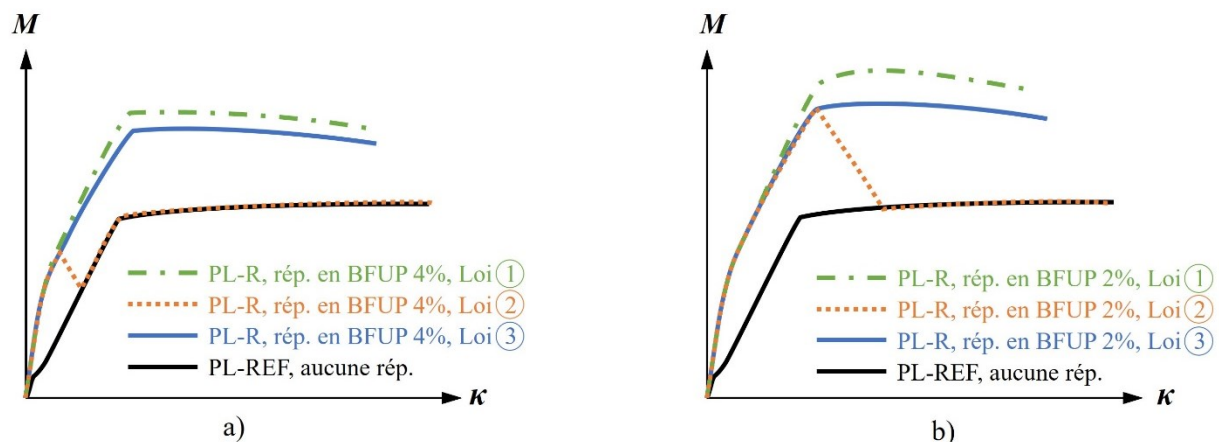
**Figure 8-3 Lois du BFUP en traction pour l'étude de cas, a) comportement contrainte-déformation (pré-pic), b) comportement contrainte-ouverture de fissure (post-pic)**

La loi ① correspond à la loi simplifiée idéalisée présentée dans le code de conception des ponts (CSA, 2019). Le comportement contrainte-déformation est représenté par une droite bilinéaire qui considère la phase d'écroutissage du matériau. Le comportement contrainte-ouverture de fissure est également représenté par une droite bilinéaire. Cette loi simplifiée, qui s'approche le plus du comportement réel du matériau, n'est pas recommandée pour le dimensionnement.

Pour la loi ②, le comportement contrainte-déformation est représenté par une droite bilinéaire plastique qui néglige le gain de résistance offert par la phase d'écroutissage du matériau. De plus, le comportement contrainte-ouverture de fissure est complètement négligé. Cette loi s'apparente à celle recommandée pour le dimensionnement dans le code de conception des ponts (CSA, 2019). Cette loi s'apparente aussi à celles utilisées par l'AFGC (2013) et par la norme SIA (2016), car le comportement post-pic  $y$  est également négligé dans le cas des BFUP de type écroutissant.

La loi ③ correspond à une combinaison des lois ① et ②. Le comportement contrainte-déformation est représenté par une droite bilinéaire plastique qui néglige le gain de résistance offert par la phase d'écroutissage du matériau, comme la loi ②, et le comportement contrainte-ouverture de fissure est représenté par une droite linéaire parallèle au premier segment de la loi ①.

La **Figure 8-4** illustre le comportement moment-courbure de la dalle de référence, PL-REF qui est entièrement en BO, et celui de la dalle PL-R en considérant les lois ①, ② et ③ pour les BFUP 4% et 2%. Le comportement est obtenu à partir d'une analyse sectionnelle détaillée itérative (**Section 6.5.2**) et en utilisant des coefficients de réduction matériau unitaires. Le choix de ces BFUP est important, le BFUP 4% présente une déformation d'écroutissage ultime inférieure à celle de la plastification des armatures ( $\epsilon_{Utu} < \epsilon_{sy}$ ), alors que la déformation d'écroutissage ultime du BFUP 2% est supérieure à celle des armatures ( $\epsilon_{Utu} > \epsilon_{sy}$ ).



**Figure 8-4** Comportement moment-courbure du spécimen PL-R, a) avec le BFUP 4% de la campagne 1 ( $\epsilon_{Utu} < \epsilon_{sy}$ ), b) avec le BFUP 2% de la campagne 2 ( $\epsilon_{Utu} > \epsilon_{sy}$ )

Dans cette étude de cas, les comportements obtenus par utilisation de la loi ① avec le BFUP 4% (**Figure 8-4a**) et avec le BFUP 2% (**Figure 8-4b**) peuvent être considérés comme étant ceux

attendus expérimentalement en raison de la correspondance entre la loi ① et le comportement réel du matériau (**Figure 8-3**). En effet, comme à la **Figure 4-8a**, la dalle PL-R présente une rigidité initiale qui est maintenue bien au-delà de celle de la dalle de référence (PL-REF) ainsi qu'un moment maximal et une résistance post-pic bien supérieurs relativement à la dalle de référence (PL-REF). De plus, la ductilité de la dalle PL-R est aussi bien évaluée.

À la **Figure 8-4a**, l'utilisation de la loi ② montre un portrait erroné du comportement moment-courbure. Cette loi ne permet ni de fournir une indication sur la valeur réelle du moment maximal ni de fournir une indication sur le comportement post-pic de la dalle PL-R. Ces effets proviennent du fait que la déformation ultime en traction  $\varepsilon_{Utu}$  du BFUP 4% de la campagne 1 est inférieure à la déformation plastique  $\varepsilon_y$  de l'armature tendue et que le comportement contrainte-ouverture de fissure est complètement négligé. D'un point de vue de conception, la réparation offrirait un bénéfice comportemental à l'état limite de service, mais son bénéfice serait nul à l'état limite ultime. Similairement, à la **Figure 8-4b**, l'utilisation de la loi ② ne permet pas d'estimer le comportement post-pic de la dalle PL-R, car le comportement contrainte-ouverture de fissure du BFUP 2% est complètement négligé. Cependant, comme le BFUP 2% possède une déformation ultime en traction  $\varepsilon_{Utu}$  supérieure à la déformation plastique de l'armature tendue  $\varepsilon_y$ , le moment maximal réel peut être estimé, mais la ductilité en flexion n'est toujours pas représentative. Il y a donc un certain bénéfice à cette réparation tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, si la ductilité n'est pas considérée.

Pour prédire avec justesse le comportement global d'un spécimen hybride, notamment son moment maximal et sa ductilité en flexion, il est impératif que le concepteur considère, même de façon partielle, le comportement contrainte-ouverture de fissure offert par le BFUP, car sa contribution est majeure à l'ultime. L'utilisation de la loi ③ à la **Figure 8-4** illustre justement que, indépendamment de la capacité d'écroutissage du BFUP utilisé, le comportement structural du spécimen sera estimé avec cohérence si le comportement contrainte-ouverture de fissure offert par le BFUP est partiellement considéré.

L'étude de cas montre que les normes en vigueur de l'AFGC (2013), SIA (2016) et CSA (2019) sont peu avantageuses pour le dimensionnement d'éléments pleins ou hybrides en BFUP et qu'elles n'offrent pas une prédiction juste du comportement structural, car elles négligent toutes le comportement contrainte-ouverture de fissure offert par les BFUP de type écroutissant. De plus,



pour la norme CSA (2019), le facteur d'efficacité des fibre  $\gamma_F$  s'applique sur les valeurs ultimes de la contrainte et de la déformation en traction du BFUP. Bien que justifié expérimentalement sur BFUP non armé (Delsol & Charron, 2017), cela conduit à des résultats excessivement conservateurs lorsque le comportement contrainte-ouverture de fissure est aussi négligé sur du BFUP armé, comme à la **Figure 8-4a** avec la loi ②. Il y a donc, pour une réparation en BFUP selon le Code des ponts (CSA, 2019), un important gain de résistance observable expérimentalement qui ne se retrouve pas concrètement dans les notes de calcul de conception, en particulier si l'écroutissage du BFUP ne permet pas d'atteindre la plastification des armatures.

Les recommandations actuelles du Code des ponts (CSA, 2019), qui se veulent simplifiées et conservatrices, ne permettent pas de prédire avec justesse le comportement moment-courbure réel d'un élément hybride. Or, dans l'optique où la détermination du moment résistant est basée sur un critère de ductilité de la courbure, il est nécessaire que cette prédiction soit juste. Et pour cela, la loi matériau simplifiée pour le BFUP en traction considérée dans le code devrait également tenir compte du comportement contrainte-ouverture de fissure offert par le matériau.

## CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce chapitre synthétise les principaux résultats du projet de recherche vis-à-vis les objectifs définis et propose des axes de recherche à approfondir.

### 9.1 Rappel des objectifs

L'objectif général du projet de doctorat est de formuler des modèles de calcul analytiques permettant la prédiction des capacités maximales en flexion et à l'effort tranchant pour des éléments hybrides en BO-BFUP. Il vise à combler l'absence de recommandation dans le Code des ponts quant au dimensionnement d'éléments hybrides en BO-BFUP. Les objectifs spécifiques établis sont :

1. **Quantifier** expérimentalement l'apport structural en flexion et à l'effort tranchant des réparations en BFUP à partir de matériaux de spécificité canadienne.
2. **Caractériser** de manière détaillée le comportement et les mécanismes de résistance en flexion et à l'effort tranchant des éléments hybrides en BO-BFUP.
3. **Proposer** des outils simplifiés d'aide à la conception pour les résistances en flexion et à l'effort tranchant selon la philosophie de la norme canadienne.

### 9.2 Conclusions

Au total, douze dalles hybrides en BO-BFUP ont été testées par l'entremise de deux campagnes expérimentales où des ruptures en flexion et à l'effort tranchant ont été observées sur les configurations de réparation en BFUP étudiées (P, R, S et RS), ce qui a permis de quantifier leur apport structural. Les données d'essais recueillies ont été utilisées pour réaliser des analyses par corrélation d'images et ainsi obtenir des informations inédites sur le développement et la définition des mécanismes de résistance en flexion et à l'effort tranchant des éléments hybrides. Des modèles de calcul analytiques, simplifiés et non itératifs de prédictions des résistances en flexion et à l'effort tranchant ont alors été proposés en se basant sur la caractérisation détaillée des mécanismes de résistance observés sur les dalles hybrides testées.

Dans cette section, les conclusions relatives aux comportements en flexion et à l'effort tranchant des dalles hybrides sont d'abord présentées. Pour chacun, les conclusions sont regroupées par

objectifs et traitent de l'apport structural de la réparation (objectif 1), du mécanisme de résistance de l'élément hybride (objectif 2) et des modèles de prédiction des résistances (objectif 3). Puis, les conclusions générales issues de la discussion sont présentées.

## 9.2.1 Comportement en flexion

Les six dalles hybrides testées à la campagne 1 possédaient des configurations de types P, R ou S et ont été divisées selon 2 conditions de chargement, soit en portées longue (PL) ou courte (PC). Les dalles de la série PL visaient l'étude du comportement des réparations sous un effort de flexion dominant, alors que celles de la série PC visaient l'étude du comportement des réparations sous un effort tranchant dominant. Les dalles hybrides ont toutes subi une rupture en flexion et les conclusions tirées sont les suivantes.

### 9.2.1.1 Apport structural mesuré

- Pour toutes les dalles hybrides, la rigidité initiale est maintenue jusqu'à la localisation de fissure dans le BFUP, ce qui correspond à un chargement plus de trois fois supérieur (>27 kNm) à celui de la dalle référence (9 kNm).
- Le chargement équivalent à la condition de service respective pour chacune des dalles hybrides est considéré comme étant celui initiant la localisation de fissure dans le BFUP, alors qu'il est considéré comme la moitié du chargement ultime pour la dalle de référence. Les réparations en BFUP de type P, R et S offrent ainsi une augmentation respective de 12%, 24% et 37% de la valeur du chargement équivalent à la condition de service.
- Le patron de fissuration en portée longue des dalles hybrides obtenue se distingue de celui de la dalle de référence à l'effet que l'apparition de fissures est retardée, leur ouverture et leur longueur sont réduites. De plus, les fissures présentent un espacement moyen réduit.
- Malgré une rugosité d'interface de réparation de  $\pm 5$  mm obtenue par granulats exposés, une couche de BFUP non armée (dalles PL-P et PC-P) est propice à la délamination avant l'atteinte du moment maximal. Ceci fait ressortir l'importance d'intégrer un lit d'armatures dans le BFUP pour améliorer le comportement monolithique en flexion.
- Les réparations en BFUP des dalles PL-P, PL-R et PL-S ont permis d'obtenir des résistances respectivement 1.30, 1.65 et 1.79 fois supérieures à celle de la dalle de référence.

Intuitivement, une réparation non armée offre le renforcement le plus faible (PL-P), alors qu'une réparation armée avec ajout d'armatures offre le renforcement le plus élevé (PL-S).

- Les réparations en BFUP des dalles PC-P, PC-R et PC-S ont permis d'obtenir des résistances ultimes respectivement 1.22, 1.33 et 1.77 fois supérieures à celle de la dalle de référence PC-REF et ainsi de modifier la rupture fragile en cisaillement en des ruptures ductiles de flexion. L'augmentation de capacité en flexion présentée par les dalles hybrides PC-P et PC-S est comparable à celle de leur homologue de la série PL. Dans le cas des dalles PC-R et PL-R, leur écart majeur provient de l'effet du défaut de fabrication des fibres sur le comportement du BFUP en traction.

#### 9.2.1.2 Mécanisme de résistance observé

- Le mécanisme de résistance en flexion pour un élément hybride en BO-BFUP s'apparente à celui d'un élément conventionnel complètement en BO. Au droit d'une section donnée, l'axe neutre délimite la région tendue de la région comprimée.
- Le moment maximal est obtenu lorsque tous les lits d'armatures ont atteint leur déformation limite plastique  $\varepsilon_y$  et lorsque le BFUP a atteint sa déformation limite ultime  $\varepsilon_{Ult}$ .
- À l'atteinte du moment résistant maximal, les déformations à la fibre comprimée dans le substrat en BO avoisinent généralement les  $-2\ 000\ \mu\varepsilon$ , ce qui est bien en deçà de sa limite ultime en compression de  $-3\ 500\ \mu\varepsilon$ . À la fibre tendue, les déformations dans la couche de BFUP sont généralement supérieures à sa limite ultime en traction, ce qui le place en phase adoucissante. Ces deux observations doivent être considérées pour bien représenter le comportement de la section hybride.

#### 9.2.1.3 Modèles proposés de prédiction de la résistance

- Un nouveau bloc de contrainte moyen est proposé pour le BO afin de mieux représenter l'état de déformation du substrat lors de l'atteinte du moment maximal. Il permet d'obtenir la force résultante et la position de celle-ci dans la section hybride. L'utilisation de ce nouveau bloc de contrainte pour le BO permet de résoudre l'équilibre des forces dans un élément hybride par calcul direct (sans itération) lors d'une analyse sectionnelle;

- Un nouveau modèle moment-courbure simplifié est proposé. Il s'agit du premier modèle moment-courbure complet qui ne requiert pas de calcul itératif. Le modèle simplifié reproduit avec justesse la courbe complète moment-courbure d'un modèle itératif de référence au moyen de quatre points pivots décrivant quatre conditions attendues pour les états de service et ultime (état élastique, plastification des armatures, localisation des fissures dans le BFUP et écrasement du BO). Le modèle simplifié présente une très bonne précision. En moyenne, les ratios de prédictions du moment et de la courbure pour tous les points pivots varient respectivement de 0.87 à 0.99 et de 0.99 à 1.01 par rapport au modèle itératif de référence.
- Une nouvelle équation empirique simplifiée est proposée pour estimer rapidement la capacité du moment de flexion maximal des éléments hybrides. Des recommandations sont fournies pour les coefficients de bras de levier des barres d'armatures et de la couche de BFUP ainsi qu'un facteur de réduction de contribution moyenne pour le BFUP. L'équation simplifiée prédit avec précision la capacité maximale du moment de flexion du modèle de référence itératif avec un ratio de prédictions moyen de 0.98.

## 9.2.2 Comportement à l'effort tranchant

Les six dalles hybrides testées à la campagne 2 possédaient des configurations de types R, S ou RS et ont été testés pour des historiques de chargement différents, soit sans (série UD) ou avec (série PD) endommagement préalable à la réparation en BFUP. Les dalles de la série UD visaient l'étude d'une construction hybride de style préfabrication, alors que celles de la série PD visaient l'étude des réparations sur un substrat en BO pré-endommagé afin de simuler des réparations *in situ*. Les dalles hybrides ont toutes subi une rupture à l'effort tranchant et les conclusions tirées sont les suivantes.

### 9.2.2.1 Apport structural mesuré

- La fissuration diagonale de cisaillement du substrat en BO des dalles hybrides de la série UD est survenue à des efforts tranchants variant de 120 kN à 159 kN, alors que leur rupture est survenue à des efforts tranchants variant de 220 kN à 252 kN. La dalle de référence UD-REF a présenté une rupture en cisaillement à 101 kN d'effort tranchant.

- Les réparations en BFUP des dalles de la série UD ont permis d'augmenter de 1.25 à 1.66 fois l'effort tranchant requis pour que le substrat en BO se fissure en cisaillement. Le ratio de l'effort tranchant maximal sur l'effort tranchant de fissuration du BO pour les dalles de la série UD varie de 1.56 à 1.83.
- La fissuration diagonale de cisaillement du substrat en BO des dalles hybrides de la série PD est survenue à des efforts tranchants variant de 115 kN à 167 kN, alors que leur rupture est survenue à des efforts tranchants variant de 188 kN à 290 kN. La dalle de référence PD-REF a présenté une rupture en cisaillement à 114 kN d'effort tranchant.
- Les réparations en BFUP des dalles de la série PD ont permis d'augmenter de 1.01 à 1.46 fois l'effort tranchant requis pour que le substrat en BO se fissure en cisaillement. Le ratio de l'effort tranchant maximal sur l'effort tranchant de fissuration du BO pour les dalles de la série PD varie de 1.18 à 1.74.
- Les dalles hybrides de la série PD ont présenté une légère diminution de leur rigidité initiale comparativement à leur homologue de la série UD en raison de leur historique de chargement. Toutefois, les différences d'épaisseur de réparation dues à l'hydrodémolition n'ont pas permis de distinguer clairement l'effet du pré-endommagement ou du type de configuration sur la résistance des dalles hybrides.

#### 9.2.2.2 Mécanismes de résistance observés

- Les dalles hybrides possèdent d'abord un comportement mécanique monolithique. La résistance à l'effort tranchant lors de ce comportement monolithique correspond à la résistance intrinsèque du substrat en BO à l'égard du cisaillement. L'apparition d'une fissure diagonale de cisaillement dans le substrat en BO mène à la rupture en cisaillement de la dalle hybride et son action monolithique cesse.
- Les dalles hybrides développent ensuite un comportement mécanique composite qui génère un écrouissage structural. Ce comportement composite se développe en quatre étapes : 1) fissuration diagonale du substrat en BO, 2) apparition de la première rotule plastique, 3) délamination de l'interface BO-BFUP et endommagement en cisaillement du substrat en BO, et 4) apparition de la seconde rotule plastique.

- Le développement du mécanisme de l'action composite divise les dalles hybrides en trois sous-sections selon l'axe longitudinal. La sous-section hybride *S1* subit des efforts de flexion. La sous-section en BO *S2* subit principalement des efforts de compression, alors que la sous-section en BFUP *S3*, subit des efforts de traction ainsi que les efforts de cisaillement induit par les rotules plastiques.
- La rupture en écrouissage structural de l'action composite peut provenir de : 1) la résistance à la traction de la corde tendue, 2) la capacité rotationnelle des rotules plastiques dans le BFUP, 3) la résistance en cisaillement de l'interface BO-BFUP au-delà de la seconde rotule plastique, et 4) de la résistance de la bielle en compression du substrat en BO. La rupture la plus fréquemment observée expérimentalement est celle qui provient de la résistance de la bielle en compression du substrat en BO. Celle-ci a été observée sur cinq des six dalles hybrides.
- La fissuration diagonale qui se développe dans le substrat en BO pénètre plus profondément que la fissuration verticale de flexion dans la région comprimée en BO. La fissuration diagonale contrôle ainsi la dimension de la région comprimée de la sous-section en BO *S2* et, par conséquent, la résistance de l'action composite.

### 9.2.2.3 Modèles proposés de prédiction des résistances

- Les éléments hybrides en BO-BFUP possèdent un comportement à l'effort tranchant biphasé (action monolithique et action mécanique composite). Ainsi, une nouvelle approche de calcul est proposée. D'abord, la résistance de l'action monolithique est obtenue à partir d'un premier modèle de résistance au cisaillement. Ensuite, la résistance de l'action mécanique composite est obtenue à partir d'un second modèle de résistance à l'écrouissage structural.
- Le nouveau modèle de résistance au cisaillement proposé calcule la capacité à la première fissure de cisaillement dans le substrat (fin de l'action monolithique). Il est basé sur la méthode générale de calcul de résistance en cisaillement de la norme canadienne. Le modèle intègre la contribution du BFUP pour l'estimation de la déformation à mi-hauteur de la section hybride. Le modèle de résistance au cisaillement pour une section hybride en BO-BFUP offre des résultats raisonnablement précis et conservateurs avec un ratio de

prédictions moyen de 0.81 et un écart type de 0.14 pour les dalles hybrides de cette thèse et celles de quatre autres campagnes d'essais internationaux.

- Le nouveau modèle de résistance à l'écroutissement structural proposé calcule la capacité maximale de l'action mécanique composite. Le modèle utilise un système de bielles et tirants avec rotules plastiques qui intègre la valeur calculée du modèle de la résistance au cisaillement dans la définition de la dimension de la bielle principale. Le modèle de résistance à l'écroutissement structural offre des résultats précis et généralement conservateurs avec un ratio de prédictions moyen de 0.93 et un écart type de 0.16 pour les dalles hybrides de cette thèse et celles de quatre autres campagnes d'essais internationaux.

### 9.2.3 Aspects généraux

À la lumière de la discussion générale présentée, les conclusions suivantes sont tirées.

- L'action mécanique composite d'une dalle hybride soumise à un effort tranchant, qui procure un écroutissement structural, succède à une déficience en cisaillement du substrat et à la perte du comportement monolithique de la section hybride. Considérant que la capacité en cisaillement du substrat et la capacité de l'action mécanique composite sont issues de deux mécanismes de résistance distincts en raison d'un changement de phase comportementale, il est préférable de les traiter séparément pour mieux prédire le comportement global d'une section hybride.
- Les outils de conception proposés permettent de prédire les niveaux de chargement qui engendrent un changement comportemental tant en flexion (état élastique, plastification des armatures, localisation de fissure dans le BFUP et éclatement du BO) qu'à l'effort tranchant (rupture en cisaillement et rupture en écroutissement structural). Leur utilisation combinée offre ainsi un portrait global du comportement des éléments hybrides et permet de prédire avec justesse le mode de rupture attendue, ce qui représente une prémisse importante pour l'ingénieur-concepteur.
- Tous les types de réparations testées possèdent une certaine capacité de renforcement tant en flexion qu'à l'effort tranchant. Pour lever l'ambiguïté sur la nomenclature actuelle qui est basée uniquement sur la capacité de renforcement en flexion, une nouvelle nomenclature basée sur l'état (armé ou non) de la couche de BFUP et sur la nature des armatures (additionnelle ou



du substrat) est proposée. De la sorte, les types U, URs, URa et URsa de la nomenclature proposée correspondent respectivement aux types P, R, S et RS de la nomenclature actuelle.

- Dans le Code des ponts, la loi de matériau exigée pour les BFUP écrouissant en traction est fortement simplifiée. Il s'agit d'une droite plastique où le gain de résistance offert par la phase d'écrouissage du matériau est négligé et la phase adoucissante (en comportement contrainte-ouverture de fissure) n'est pas prise en considération. Or, l'exclusion de la phase d'adoucissement du BFUP lors d'une analyse sectionnelle peut conduire à des résultats qui sous-estiment largement le moment résistant réel. De plus, ces résultats ne permettent pas d'avoir une indication sur le comportement post-pic des éléments hybrides, en particulier leur ductilité, conduisant ainsi à des conceptions limitées ou très conservatrices. Pour exploiter au maximum le renforcement offert par le BFUP et pour prédire avec justesse le comportement d'un élément hybride (moment maximal et ductilité), la contribution majeure de la phase d'adoucissement du BFUP doit être considérée, similairement à ce qui est fait pour un BFUP adoucissant en traction.

### 9.3 Travaux futurs

Les travaux réalisés ont permis d'améliorer la compréhension des mécanismes de résistance des éléments hybrides en BO-BFUP et ont mené à la proposition d'outils simplifiés basés sur la philosophie canadienne de conception pour la prédiction de leurs résistances.

Afin d'élargir les domaines d'application des réparations en BFUP et d'approfondir certains concepts, les axes de recherche suivants sont proposés.

- La définition du modèle moment-courbure simplifié à calcul direct se base sur le développement d'un nouveau bloc de contrainte équivalent pour évaluer la force résultante dans le substrat en BO ainsi que son bras de levier. Ce nouveau bloc, étant spécifiquement paramétré pour être représentatif de l'état de contrainte à l'atteinte du moment maximal, ne permet pas de couvrir la totalité du spectre de déformation possible et devient non conservateur lorsque la déformation à la fibre comprimée dépasse les  $2\,300\ \mu\epsilon$ . Toutefois, l'intégration de ce bloc dans le système d'équations du modèle moment-courbure simplifié est relativement simple et se limite au paramètre  $\alpha_0$ . De la sorte, d'autres blocs de contrainte équivalent pourraient être développés afin de couvrir la totalité du spectre de déformation

sans perte de précision. Par exemple,  $\alpha_{0,e}$  pour un état élastique,  $\alpha_{0,i}$  pour un état intermédiaire et  $\alpha_{0,u}$  pour un état plastique.

- Les réparations en BFUP modifient les patrons de fissuration en flexion et à l'effort tranchant du substrat en BO, notamment en termes d'espacement des fissures. En flexion, la longueur caractéristique  $l_{ch}$  est le paramètre qui permet de convertir l'ouverture de fissure du BFUP en déformation. Ce paramètre géométrique réfère à l'espacement moyen des fissures verticales de flexion dans la section hybride et a été défini en conséquence. En effort tranchant, le paramètre utilisé pour décrire l'espacement moyen des fissures dans le BO est  $s_{ze}$ . Toutefois, ce paramètre a été développé uniquement pour des éléments entièrement en BO. L'impact des réparations en BFUP sur ce paramètre devrait être étudié afin d'améliorer la précision des modèles proposés.
- Le nombre de spécimens hybrides expérimentaux possédant des étriers et ayant obtenu une rupture en écrouissage structural est encore très limité dans la littérature. Une étude expérimentale de l'impact des étriers (quantité, espacement, position, etc.) sur la résistance à l'écrouissage structural permettrait de mieux comprendre leur contribution.
- Des ruptures en écrouissage structural sur poutres et dalles hybrides ont été observées pour des ratios de portée sur hauteur statique équivalente variant de 2.23 à 7.80. Toutefois, le modèle de résistance à l'écrouissage structural proposé ainsi que le modèle de la norme suisse présentent une plus grande dispersion de prédictions pour des ratios inférieurs à 2.9. Cette condition expérimentale devrait être approfondie.
- Dans la très grande majorité des cas où les spécimens hybrides expérimentaux ont présenté une rupture en écrouissage structural, la résistance était limitée par la résistance en compression de la bielle du substrat en BO. Or, la résistance à l'écrouissage structural peut également être limitée par la résistance en traction de la corde tendue, la capacité rotationnelle des rotules plastiques de la couche de BFUP et par la résistance en cisaillement de l'interface BO-BFUP au-delà de l'appui. Ces autres modes de rupture par écrouissage structural devraient être investigués et leur résistance devrait être définie.

## BIBLIOGRAPHIE

- ACI. (2011). *318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary* (ISBN 978-0-87031-744-6). American Concrete Institute.
- AFGC. (2013). *Bétons fibrés à ultra-hautes performances, Recommandations* (Association Française de Génie Civil).
- Al-Madani, M. K., Al-Osta, M. A., Ahmad, S., Khalid, H. R., & Al-Huri, M. (2022). Interfacial bond behaviour between ultra high performance concrete and normal concrete substrates. *Construction and Building Materials*, 320, 126229. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.126229>
- Al-Osta, M. A., Isa, M. N., Baluch, M. H., & Rahman, M. K. (2017). Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened with ultra-high performance fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 134, 279-296. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.094>
- Androuët, C. (2018). *Calcul de courbes moyennes, essais de flexion et de traction* (Rapport technique préparé à l'attention du Groupe de Recherche en génie des Structures). École Polytechnique Montréal.
- Androuët, C., & Charron, J.-P. (2016). *Caractérisation du comportement mécanique de BFUP industriels* (Rapport technique préparé à l'attention du Groupe de Recherche en génie des Structures). École Polytechnique Montréal.
- Androuët, C., & Charron, J.-P. (2021). Shrinkage Mitigation of an Ultra-High Performance Concrete Submitted to Various Mixing and Curing Conditions. *Materials*, 14(14), 3982. <https://www.mdpi.com/1996-1944/14/14/3982>
- ASTM International. (2014). *C469 / C469M-14e1: Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression* (ASTM C469 / C469M-14e1). [https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0469\\_C0469M-14E01](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0469_C0469M-14E01)
- ASTM International. (2017a). *C496 / C496M-17: Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens* (ASTM C496 / C496M-17). [https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0496\\_C0496M-17](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0496_C0496M-17)
- ASTM International. (2017b). *C1856 / C1856M-17: Standard Practice for Fabricating and Testing Specimens of Ultra-High Performance Concrete* (ASTM C1856 / C1856M-17). [https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C1856\\_C1856M-17](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C1856_C1856M-17)

- ASTM International. (2021a). *C39 / C39M-21: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens* (ASTM C39 / C39M-21). [https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0039\\_C0039M-21](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0039_C0039M-21)
- ASTM International. (2021b). *E8 / E8M-21: Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials* (ASTM E8 / E8M-21). [https://doi.org/https://doi.org/10.1520/E0008\\_E0008M-21](https://doi.org/https://doi.org/10.1520/E0008_E0008M-21)
- Bastien-Masse, M., & Brühwiler, E. (2016a). Composite model for predicting the punching resistance of R-UHPFRC–RC composite slabs. *Engineering Structures*, 117, 603-616. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.03.017>
- Bastien-Masse, M., & Brühwiler, E. (2016b). Contribution of R-UHPFRC Strengthening layers to the shear resistance of RC elements. *Structural Engineering International*, 26(4), 365-374.
- Bastien-Masse, M., & Brühwiler, E. (2016c). Experimental investigation on punching resistance of R-UHPFRC-RC composite slabs. *Materials and Structures*, 49(5), 1573-1590. journal article. <https://doi.org/https://doi.org/10.1617/s11527-015-0596-4>
- Bastien-Masse, M., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2016). Effect of fiber orientation on the in-plane tensile response of UHPFRC reinforcement layers. *Cement and Concrete Composites*, 67, 111-125. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.01.001>
- Bastien Masse, M. (2015). *Structural Behavior of R-UHPFRC - RC Composite Slabs*, EPFL]. <http://infoscience.epfl.ch/record/214552>
- Bastien Masse, M., & Brühwiler, E. (May 5-8, 2013 2013). *Concrete bridge deck slabs strengthened with UHPFRC* IABSE Conference 2013, Rotterdam. The Netherlands. <http://infoscience.epfl.ch/record/187082>
- Bastien Masse, M., Brühwiler, E., & Makita, T. (October 1-3, 2013 2013). *Analytical modelling of R-UHPFRC - RC composite members subjected to combined bending and shear* RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete 2013, Marseille, France. <http://rilem.net/images/publis/d930572ad003a4b283a627eae1ed3bab.pdf>
- Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures* [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal].

- Bentz, E. C., & 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(5), 521-534.
- Brühwiler, E. (2019). UHPFRC technology to enhance the performance of existing concrete bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1605395>
- Brühwiler, E., & Bastien Masse, M. (September 23-25, 2015 2015). *Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with reinforced UHPFRC* IABSE Conference 2015, Genève, Suisse.  
<http://infoscience.epfl.ch/record/212773>
- Brühwiler, E., & Denarie, E. (2013). Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. 23(4), 450-457.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.2749/101686613X13627347100437>
- Brühwiler, E., & Denarié, E. (March 05-07 2013). *Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete* Ultra High Performance Concrete (UHPC), Cassel, Allemagne.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.2749/101686613X13627347100437>
- CEN. (2004). *EN 1992-1-1: 2004: E: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* (ICS 91.010.30; 91.080.40). Comité européen de normalisation.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables* (EPM/SR13-01). École Polytechnique Montréal.
- Correlated Solutions Inc. (2010). *VIC-3D Reference Manual*.
- Correlated Solutions Inc. (2018). *VIC-3D 8 Testing Guide*.
- Correlated Solutions Inc. (2020). *Vic-3D Digital Image Correlation*.
- CSA. (1966). *CAN/CSA-S6-1966: Design of Highway Bridges* (S6-1966). Association canadienne de normalisation.
- CSA. (2014a). *CAN/CSA-A23.3-14: Design of concrete structures* (A23.3-14). Canadian Standards Association.
- CSA. (2014b). *CAN/CSA-S6-06: Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (S6-F14). Association canadienne de normalisation.

- CSA. (2018a). *CAN/CSA-A23.1:18/A23.2:18: Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete (Draft)* (Canadian Standards Association).
- CSA. (2018b). *CAN/CSA-A3000-18: Cementitious materials compendium* (Canadian Standards Association).
- CSA. (2019). *CAN/CSA-S6-19: Canadian Highway Bridge Design Code* (Canadian Standards Association).
- de Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., & Nour, A. (2011). Design of SFRC structural elements: post-cracking tensile strength measurement. *Materials and Structures*, 45(4), 609-622. journal article. <https://doi.org/https://doi.org/10.1617/s11527-011-9784-z>
- Delsol, S., & Charron, J.-P. (2017). *Numerical modeling of UHPFRC mechanical behaviour based on fibre orientation*. Proceedings of the RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC.
- Denarié, E., Habel, K., & Brühwiler, E. (June 16-18 2003). *Structural behaviour of hybrid elements with Advanced Cementitious Materials (HPFRCC)* HPFRCC-4, Ann Arbor, Michigan. <http://infoscience.epfl.ch/record/104783>
- Denarié, E., Jacomo, D., Fady, N., & Corvez, D. (October 1-3 2013). *Rejuvenation of maritime signalisation structures with UHPFRC* RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Marseille, France.
- Eide, M. B., & Hisdal, J.-M. (2012). *Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) – State of the art : FA 2 Competitive constructions : SP 2.2 Ductile high strength concrete*.
- Foster, S. J., Agarwal, A., & Amin, A. (2018). Design of steel fiber reinforced concrete beams for shear using inverse analysis for determination of residual tensile strength. *Structural Concrete*, 19(1), 129-140. <https://doi.org/10.1002/suco.201700100>
- Ganesh, P., & Murthy, A. R. (2019). Repair, retrofitting and rehabilitation techniques for strengthening of reinforced concrete beams-A review. *Adv. Concrete Constr*, 8(2), 101-117.
- Gendron, F., Desmettre, C., & Charron, J.-P. (2022). Structural Behavior of Novel Precast TL-5 Bridge Barriers Using Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concretes. *Journal of*

- Bridge Engineering*, 27(3), 04021113.  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001826](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001826)
- Gouvernement du Québec, & Ministère des Transports. (2016). *Manuel de conception des structures*.
- Gouvernement du Québec, & Ministère des Transports. (2021). *Rapport annuel 2020-2021*.  
<https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/organisation/rapport-annuel/Pages/rapport-annuel-gestion.aspx>
- Graybeal, B. (2011). Ultra-High Performance Concrete (FHWA-HRT-11-038). *Federal Highway Administration, Washington, DC*.
- Graybeal, B. A. (2006). *Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete* (FHWA-HRT-06-103) [Tech Report]. <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/38714>
- Gucunski, N., Maher, A., Basily, B., La, H., Lim, R., Parvardeh, H., & Kee, S. (2013). Robotic platform robot for condition assessment of concrete bridge decks using multiple nde technologies. *HDKBR INFO Magazin*, 3(4), 5-12.
- Guingot, L., Dekhil, D., & Soulier, P. (2013). *Strengthening of hydraulic structures with UHPC*. Proceedings of RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (p. 137-146).
- Habel, K. (2004). *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete* [Thesis].  
<http://infoscience.epfl.ch/record/33507>
- Habel, K., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2006). Structural response of elements combining ultrahigh-performance fiber-reinforced concretes and reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1793-1800.  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2006\)132:11\(1793\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:11(1793))
- Habel, K., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2007). Experimental Investigation of Composite Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members. *Structural Journal*, 104(1). <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/18437>
- Haber, Z. B., De la Varga, I., Graybeal, B. A., Nakashoji, B., & El-Helou, R. (2018). *Properties and Behavior of UHPC-Class Materials* [Tech Report]. U.S. Department of Transportation.
- Haber, Z. B., Foden, A., McDonagh, M., Ocel, J., Zmetra, K., & Graybeal, B. (2022). *Design and Construction of UHPC-Based Bridge Preservation and Repair Solutions*.

- Hong, S.-G., & Kang, S.-H. (2013). *Formwork development using UHPFRC*. RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (vol. 2013, p. 197-206).
- Houdoin, A. (2022). *Renforcement des dalles du pont Champlain avec du BFUP* [Mémoire de maîtrise non publié].
- Hussein, L., & Amleh, L. (2015). Structural behaviour of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members. *Construction and Building Materials*, 93, 1105-1116. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.05.030>
- Ji, H., & Liu, C. (2020). Ultimate shear resistance of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete beam. *Engineering Structures*, 203, 109825. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109825>
- JSCE. (2008). *Recommandations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC)* (
- Khalil, A. E.-H., Etman, E., Atta, A., & Essam, M. (2017). Behavior of RC beams strengthened with strain hardening cementitious composites (SHCC) subjected to monotonic and repeated loads. *Engineering Structures*, 140, 151-163. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.049>
- Lachance, F., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2016). Development of Precast Bridge Slabs in High-Performance Fiber-Reinforced Concrete and Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Structural Journal*, 113(05). <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51689020>
- Lampropoulos, A. P., Paschalis, S. A., Tsioulou, O. T., & Dritsos, S. E. (2015). Strengthening of existing reinforced concrete beams using ultra high performance fibre reinforced concrete. Dans *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV* (p. 573-579). CRC Press.
- Lampropoulos, A. P., Paschalis, S. A., Tsioulou, O. T., & Dritsos, S. E. (2016). Strengthening of reinforced concrete beams using ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC). *Engineering Structures*, 106, 370-384. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.10.042>
- Makita, T. (2014). *Fatigue behaviour of UHPFRC and R-UHPFRC - RC composite members* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/197679>



- Marleau, B. (2017). *Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts* [Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)].
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braiike, S. (2014). *Analyse Inélastique des Sections (AIS) V3. I*. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal.
- Muttoni, A., Schwartz, J., & Thürlimann, B. (1996). *Design of concrete structures with stress fields*. Springer Science & Business Media.
- Naaman, A. E. (2008). High performance fiber reinforced cement composites. *Naaman AE. High-performance construction materials: science and applications*. Singapore: World Scientific Publishing, 91-153.
- Noshiravani, T. (2012). *Structural Response of R-UHPFRC - RC Composite Members Subjected to Combined Bending and Shear* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/169623>
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (June 20-23, 2010 2010). *Behaviour of UHPFRC-RC composite beams subjected to combined bending and shear* 8th fib PhD Symposium, Lyngby, Denmark. <http://infoscience.epfl.ch/record/163448>
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2013). Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear. *Aci Structural Journal*, 110(2), 251-261. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51684405>
- Noshiravani, T., & Brühwiler, E. (2014). Analytical Model for Predicting Response and Flexure-Shear Resistance of Composite Beams Combining Reinforced Ultrahigh Performance Fiber- Reinforced Concrete and Reinforced Concrete. *Journal Of Structural Engineering*, 140(6). [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(Asce\)St.1943-541X.0000902](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(Asce)St.1943-541X.0000902)
- Oesterlee, C. (2010). *Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/150553>
- Pan, B., Liu, F., Zhuge, Y., Zeng, J.-J., & Liao, J. (2022). ECCs/UHPFRCCs with and without FRP reinforcement for structural strengthening/repairing: A state-of-the-art review. *Construction and Building Materials*, 316, 125824. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125824>
- Paschalis, S. A. (2017). *Strengthening of existing reinforced concrete structures using ultra high performance fiber reinforced concrete*, University of Brighton].

- Paschalis, S. A., Lampropoulos, A. P., & Tsioulou, O. (2018). Experimental and numerical study of the performance of ultra high performance fiber reinforced concrete for the flexural strengthening of full scale reinforced concrete members. *Construction and Building Materials*, 186, 351-366. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.123>
- Paultre, P. (1996). *MNPhi*. Université de Sherbrooke.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*. Presses inter Polytechnique.
- Pharand, M. (2022). *Comportement structural et dimensionnement en flexion et à l'effort tranchant d'éléments hybrides en béton ordinaire et en béton fibré à ultra-hautes performances* [Thèse de doctorat non publiée].
- Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022a). Experimental investigation of the shear resistance mechanism on hybrid NSC-UHPC pre-damaged and undamaged unidirectional bridge slabs. *Submitted to Journal of Structural Engineering*.
- Pharand, M., & Charron, J.-P. (2022b). Prediction of moment-curvature response and maximum bending resistance for hybrid NSC-UHPC elements. *Submitted to Journal of Structural Engineering*.
- Prem, P. R., & Murthy, A. R. (2016). Acoustic emission and flexural behaviour of RC beams strengthened with UHPC overlay. *Construction and Building Materials*, 123, 481-492. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.033>
- Redaelli, D. (2009). *Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/129778>
- Ruano, G., Isla, F., Sfer, D., & Luccioni, B. (2015). Numerical modeling of reinforced concrete beams repaired and strengthened with SFRC. *Engineering Structures*, 86, 168-181. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.030>
- Ryall, M. J., & Ryall, M. (2001). *Bridge management*. Elsevier.
- Safdar, M., Matsumoto, T., & Kakuma, K. (2016). Flexural behaviour of reinforced concrete beams repaired with ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC). *Composite Structures*, 157, 448-460. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.09.010>
- Schreier, H., Orteu, J.-J., & Sutton, M. A. (2009). *Image correlation for shape, motion and deformation measurements: Basic concepts, theory and applications* (vol. 1). Springer.

- Shirai, K., Yin, H., & Teo, W. (2020). Flexural capacity prediction of composite RC members strengthened with UHPC based on existing design models. *Structures*, 23, 44-55. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.09.017>
- SIA. (2013). *SN 505 262: Construction en béton* (505262:2013 fr). Société suisse des ingénieurs et des architectes.
- SIA. (2016). *SIA 2052 UHPFRC: Materials, Design and Application* (592052:2015 fr). Swiss Society of Engineers and Architects.
- Sine, A., Pimentel, M., Nunes, S., & Dimande, A. (2022). Shear behaviour of RC-UHPFRC composite beams without transverse reinforcement. *Engineering Structures*, 257, 114053. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.114053>
- Spasojevic, A. (2008). *Structural implications of ultra-high performance fibre-reinforced concrete in bridge design* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/116412>
- The MathWorks Inc. (2018). *MATLAB*.
- Thiaw, A., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2016). Precast Fiber-Reinforced Concrete Barriers with Integrated Sidewalk. *Aci Structural Journal*, 113(1), 39-50. <https://doi.org/https://doi.org/10.14359/51688611>
- Tilly, G., & Jacobs, J. (2007). *Concrete repairs: Performance in service and current practice*. IHS BRE Press.
- Tsai, W. T. (1988). Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(9), 2133-2136.
- Verger-Leboeuf, S., Charron, J.-P., & Massicotte, B. (2017). Design and behaviour of UHPFRC field-cast transverse connections between precast bridge deck elements. *Journal of Bridge Engineering*, 22(7), 04017031. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001064](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001064)
- Wuest, J. (2007). *Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés* [Thesis]. <http://infoscience.epfl.ch/record/114755>
- Yehia, S., Abudayyeh, O., Fazal, I., & Randolph, D. (2008). A decision support system for concrete bridge deck maintenance. *Advances in Engineering Software*, 39(3), 202-210. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2007.02.002>
- Yerzhanov, M., Ju, H., Zhang, D., Moon, S.-W., Kim, J., & Lee, D. (2019). Shear strength model of reinforced concrete beams without stirrup used in the CIS countries. *Journal of*

- Structural Integrity and Maintenance*, 4(1), 15-25.  
<https://doi.org/10.1080/24705314.2019.1565056>
- Yin, H., Teo, W., & Shirai, K. (2017). Experimental investigation on the behaviour of reinforced concrete slabs strengthened with ultra-high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 155, 463-474.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.077>
- Yoo, D.-Y., Banthia, N., & Yoon, Y.-S. (2016). Predicting the flexural behaviour of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Cement and Concrete Composites*, 74, 71-87.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.09.005>
- Yuan, S., Liu, Z., Tong, T., & Wang, Y. (2022). A coupled adhesive-frictional model tailored for interfacial behaviors between UHPC and NC materials. *Structures*, 38, 1397-1410.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.02.061>
- Zhang, Y., Li, X., Zhu, Y., & Shao, X. (2020). Experimental study on flexural behaviour of damaged reinforced concrete (RC) beam strengthened by toughness-improved ultra-high performance concrete (UHPC) layer. *Composites Part B: Engineering*, 186, 107834.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2020.107834>
- Zhang, Y., Zhu, Y., Yeseta, M., Meng, D., Shao, X., Dang, Q., & Chen, G. (2019). Flexural behaviors and capacity prediction on damaged reinforcement concrete (RC) bridge deck strengthened by ultra-high performance concrete (UHPC) layer. *Construction and Building Materials*, 215, 347-359. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.229>
- Zingaila, T., Augonis, M., Arruda, M. R. T., Šerelis, E., & Kelpša, Š. (2017). Experimental and numerical analysis of flexural concrete-UHPFRC/RC composite members. *Mechanics*, 23(2), 182-189. <https://doi.org/https://doi.org/10.5755/j01.mech.23.2.17210>