

Titre: Conception parasismique de culées préfabriquées
Title:

Auteur: Camille Renaud-Laprise
Author:

Date: 2022

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Renaud-Laprise, C. (2022). Conception parasismique de culées préfabriquées [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/10271/>

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

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/10271/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Conception parasismique de culées préfabriquées

CAMILLE RENAUD-LAPRISE

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie civil

Mars 2022

© Camille Renaud-Laprise, 2022.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

Conception parasismique de culées préfabriquées

Présenté par **Camille RENAUD-LAPRISE**

en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

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

Mahdi BEN FTIMA, président

Bruno MASSICOTTE, membre et directeur de recherche

Dominic DAVIAU-DESNOYERS, membre

Fabien LAGIER, membre et co-directeur de recherche

DÉDICACE

À mes parents.

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, pour l'opportunité de travailler sur un projet aussi intéressant, qui m'a permis de faire de la conception, des analyses numériques et des essais expérimentaux. Sa grande connaissance du comportement du béton et des structures a permis de mener le projet à bon port. Il a su m'encadrer et répondre à mes questions lorsque nécessaire, mais m'a aussi laissé la place pour développer moi-même mon autonomie et mon expertise. Les nombreuses heures passées en réunion à discuter, réfléchir, analyser et chercher des solutions au cours du projet ont toujours été agréables.

J'aimerais ensuite remercier mon co-directeur de recherche, M. Fabien Lagier. Il n'a malheureusement pas été présent jusqu'à la complétion du projet, mais a été là pour me guider au cours de la première année. Sa rigueur et ses connaissances étendues sur la liaison armature – béton et la modélisation numérique ont permis d'orienter mon projet dans la bonne direction et de me donner des bases solides pour continuer de progresser par moi-même. Il est toujours resté disponible pour répondre à mes questions, même après son départ.

Je remercie les nombreux partenaires qui ont permis de rendre la réalisation de ce projet possible. Le ministère des Transports du Québec a mandaté et financé ce projet de recherche sur les culées préfabriquées. Le CRSNG et le FRQNT m'ont octroyé des bourses d'études me permettant de me concentrer pleinement sur ma recherche. *Lafarge*, particulièrement Julian Peña Cruz, a fourni le BFUP Ductal® et une aide précieuse lors des coulées. *Sika* et *Bekaert* ont fourni le BFUP UP-F2.5 POLY et les fibres d'acier, utilisés dans le mélange qui a constitué les joints. *Commercial Metal Company* a fourni les barres d'armature haute résistance, essentielles aux essais. *Lainco* a fourni les pièces d'acier pour le montage de retenue latérale, en urgence.

Une mention spéciale également à mes prédécesseurs dans ce projet : Rémy Bastide et Mohammadreza Zahedi. Le projet de Rémy a constitué la base du mien et plusieurs des sujets qu'il avait abordés ont été repris dans mon travail. Rémy a également été mon premier contact avec le Laboratoire de structures de Polytechnique, lors de la réalisation de ses coulées et de ses essais ATD. Reza a quant à lui été impliqué dans mon projet, en réalisant les modèles numériques prédictifs du comportement des spécimens testés au laboratoire.

J'aimerais remercier tous les membres du Groupe de Recherche en Génie des Structures qui ont été impliqués de près ou de loin dans mon projet : les techniciens du laboratoire, Patrice, David et

Mathieu; les stagiaires qui m'ont aidé aussi au laboratoire : Thalia, Hugo et Youcef; les autres étudiants qui m'ont apporté leur aide lors de mes coulées : Simon, Gabriel, Antoine et Danny; et tous les autres étudiants au bureau, qui ont su rendre le travail de rédaction moins monotone malgré la Covid.

Pour finir, je tiens à remercier ma famille et mes proches, qui m'ont écouté parler de béton et d'éléments finis au cours des deux dernières années. Merci à mes parents : vous m'avez constamment soutenue et poussée à donner le meilleur de moi-même, particulièrement dans mes études. Vous avez toujours été fiers de mes réussites, sans non plus me mettre de pression. Merci à mes colocos, Claudie et Camille : vous avez su rendre l'ambiance festive à l'appartement, et m'avez permis de garder le moral malgré les nombreuses heures d'études et de travail, ainsi que les quelques confinements. Merci à Samuel : tu as été un partenaire compréhensif, qui m'a soutenu pendant les hauts et les bas qui accompagnent inévitablement un travail de cette ampleur. Tu m'as aidée à décrocher lorsque c'était nécessaire, mais tu as su être patient lors des moments plus chargés. Finalement, merci à Margot et Agathe, qui ont fourni des heures de zoothérapie précieuses.

RÉSUMÉ

Le réseau routier québécois est bien développé, mais plusieurs des structures de ponts le composant sont vieillissantes et nécessitent maintenant des réparations ou un remplacement. Par contre, les particularités propres au Québec, telles que l'hiver, l'achalandage des routes et le risque sismique, rendent la conception et les travaux de construction ou de réfection plus complexes. La construction accélérée des ponts (CAP) se présente alors comme une option prometteuse pour résoudre certaines des problématiques de la construction de ponts au Québec. Il s'agit d'une technique de construction employant des éléments préfabriqués en usine, qui sont ensuite assemblés en chantier. La CAP est utilisée depuis plusieurs décennies pour certains projets d'envergure, mais l'est encore très peu pour les ponts courants. Lorsqu'elle est bien réalisée, elle permet une meilleure qualité, performance et durabilité des éléments structuraux, ainsi que des économies de temps et d'argent.

Des études réalisées au cours des vingt dernières années à Polytechnique Montréal ont permis de montrer le potentiel des bétons fibrés à ultra hautes performances (BFUP) dans la réhabilitation sismique de piles de ponts et la construction de piles préfabriquées. Le BFUP est un matériau présentant des performances exceptionnelles, notamment en traction, par l'ajout de fibres métalliques à la matrice du béton. Le projet vise donc le développement de culées préfabriquées avec un joint en BFUP à la connexion entre le mur de front et la semelle, pouvant être utilisées dans le cadre de la CAP. Deux concepts de mur de front préfabriqué ont été proposés suite aux phases précédentes du projet : une option avec parois de 140 mm, rempli de béton en chantier, et une option avec parois de 225 mm, rempli d'un matériau non participatif. Les objectifs du présent projet sont l'étude numérique du comportement de la culée pour les concepts proposés, et l'étude expérimentale du joint de chevauchement à la connexion entre le mur de front et la semelle.

Dans un premier temps, l'étude numérique de la performance de la culée pour les concepts proposés a été faite à l'aide du logiciel *Abaqus* et du modèle constitutif *EPM3D*. Un total de six modèles a été réalisé, incluant cinq culées préfabriquées et une culée ordinaire coulée en place, pouvant être retrouvée sur le réseau québécois. Les modèles de culées préfabriquées comparent diverses hypothèses de modélisation : le concept de mur de front avec parois de 140 mm ou 225 mm, la conception structurale selon la norme CSA S6:19 ou le Manuel de conception des structures du Québec (MCSQ), la désolidarisation ou non des barres longitudinales sur la longueur de la rotule plastique et l'utilisation d'une loi de comportement des armatures tronquée ou non. Dans

l'ensemble, tous les résultats montrent que les culées préfabriquées présentent un comportement dépassant les attentes, avec une ductilité élevée et l'atteinte de grands déplacements à la rupture, survenant par rupture des barres longitudinales. L'ajout d'étriers dans le mur de front permet cette ductilité et évite la rupture de cisaillement observée dans la culée ordinaire. La présence d'un joint de BFUP à la base du mur de front ne nuit pas au comportement de la culée sous chargement latéral, et le développement d'une rotule plastique efficace demeure possible.

Dans un deuxième temps, l'étude ciblée du joint de connexion en BFUP entre le mur de front et la semelle était souhaitée. Pour ce faire, des essais expérimentaux sur diverses configurations de joints de chevauchement en BFUP comportant plusieurs barres étaient visés. Il a donc fallu développer un montage expérimental permettant d'appliquer une traction simultanée sur des barres d'armature multiples. Un montage utilisant des semelles en BFUP plus résistantes que le joint à l'étude pour ancrer les barres d'armature et uniformiser la traction appliquée par des vérins hydrauliques a finalement été développé. Une longueur de chevauchement égale à 10 diamètres de barres a été choisie alors qu'un BFUP contenant 2.5% de fibres d'acier a été utilisé. Des barres à haute résistance excédant 1200 MPa à l'ultime ont été utilisées afin d'obtenir une rupture de l'ancrage et ainsi établir la capacité maximale pour chacune des configurations de chevauchement dans le BFUP.

Les essais se sont déroulés avec succès et ont permis de comparer la performance de six spécimens, adoptant cinq configurations de chevauchement différentes. Les configurations sans contact ont été plus performantes, atteignant des contraintes plus élevées dans les barres que les configurations avec contact. Toutes les configurations testées ont permis de dépasser la plastification des armatures, mais seules les configurations sans contact ont également permis de dépasser leur contrainte de rupture. La fissuration longitudinale (dans le plan des barres) a contrôlé la rupture de tous les spécimens, notamment en raison du faible espacement des barres. Des modèles numériques à l'échelle de la crénelure réalisés en amont des essais ont aussi permis de prédire la résistance et la fissuration attendues, mais restent à perfectionner.

Dans un troisième temps, des essais sur des spécimens d'ancrage en traction directe (ATD) ont permis d'assurer une continuité avec la phase précédente du projet (Bastide, 2020). Sept spécimens ont été testés afin d'étudier divers mélanges de béton, l'effet d'échelle selon l'utilisation de barres no.10 (32 mm) ou 15M, et deux méthodes de mise en place, avec deux barres bout-à-bout ou une barre continue suivie d'un carottage du spécimen. Les résultats ont permis de confirmer certaines

des conclusions de Bastide, notamment la rupture par fendage perpendiculaire sur $2/3$ de la longueur ancrée, l'entrée du BFUP dans sa phase post-pic avant l'atteinte du pic de l'ancrage et l'impact de la performance en compression sur le pré-pic. Des conclusions supplémentaires ont aussi pu être tirées, comme l'influence de la matrice sur le post-pic et le peu d'impact de la méthode de mise en place des barres d'armature jusqu'au pic de la charge.

ABSTRACT

Quebec's road network is well developed, but many of its bridge structures are aging and now require repairs or replacement. On the other hand, the specific characteristics of Quebec, such as winter, road traffic and seismic risk, make the design, construction or rehabilitation work more complex. Accelerated bridge construction (ABC) presents a promising option to solve some of the problems of bridge construction in Quebec. This construction technique uses factory precast elements which are then assembled on site. ABC has been used for many decades for some large-scale projects but is not yet used for common bridge construction. When appropriately done, it allows for better quality, performance, and durability of structural elements, as well as saving time and money.

Studies carried out over the past twenty years at Polytechnique Montréal have shown the potential of ultra-high-performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) in the seismic rehabilitation of bridge piers and the construction of precast piers. UHPFRC is a material which achieves exceptional performances, especially in tension, by adding steel fibres to the concrete matrix. The project therefore aims to develop precast abutments with a UHPFRC connection between the stem wall and the footing, which can be used in the context of ABC. Two precast stem wall concepts were proposed following the previous phases of the project: an option with 140 mm thick walls, filled with concrete during construction on site, and an option with 225 mm thick walls, filled with a non-participating material. The objectives of this project are the numerical study of the abutment behaviour for the proposed concepts, and the experimental study of lap splice connections between the stem wall and the footing.

As a first step, the numerical study of the abutment performance for the proposed concepts was done using Abaqus software and *EPM3D* constitutive model. A total of six models were assembled, including five precast abutments and an ordinary cast in place abutments, as found on Quebec's road network. The precast abutment models compare various modelling assumptions: modelling the stem wall concept with 140 mm or 225 mm walls, using the structural design according to CSA S6:19 or the Manuel de conception des structures du Québec (MCSQ), debonding the longitudinal bars along the length of the plastic hinge or not, and using a truncated law for the reinforcement behaviour or not. The results show that the precast abutments exhibit a behaviour exceeding expectations, with high ductility and the achievement of large displacements at failure, occurring

by breaking the longitudinal bars. The addition of stirrups in the stem wall allows this ductility and avoids the shear rupture observed in the ordinary abutment. The presence of a UHPFRC connection at the base of the stem wall does not adversely affect the behaviour of the abutment under side loading, and the development of an efficient plastic hinge remains possible.

In a second step, the targeted study of the UHPFRC lap splice connection between the stem wall and the footing was carried out. To reach that goal, experimental tests on various configurations of UHPFRC lap splice connections with several bars were targeted. This required developing a test set up allowing the application of simultaneous tensile forces on multiple rebars. A test set up using UHPFRC footings, more resistant than the specimen under study, was developed. This system allowed applying simultaneous tensile forces using hydraulic cylinders pushing on the two footings. An overlap length of 10 bar diameters was chosen while a UHPFRC containing 2.5% steel fibres was used. High-strength bars exceeding 1200 MPa at ultimate state were used to obtain a failure of the anchorage to determine the maximum capacity provided by each UHPFRC lap splice configurations.

The tests were successful and allowed to compare the performance of six specimens, adopting five different lap splice configurations. Non-contact lap splice configurations performed better, achieving higher stresses in the bars than contact lap splices. All the tested configurations allowed reaching usual rebar yield strength whereas only the non-contact lap splice configurations exceed conventional rebar ultimate strength. Longitudinal splitting cracking in the plane of the bars controlled the rupture of all specimens, particularly due to the small bar spacing. Finite element numerical models at rib scale carried out prior to the tests have also made it possible to predict the expected strength and cracking pattern, but still need to be improved.

Thirdly, direct tensile bond (DTB) tests ensured continuity with the previous phase of the project (Bastide, 2020). Seven specimens were tested to study various concrete mixtures, the scale effect using American no.10 (32 mm) bars or 15M bars, and two methods of rebar placement, with two end-to-end bars or a continuous bar followed by coring of the specimen. The results confirmed some of Bastide's findings, including fracture by perpendicular splitting on 2/3 of the anchored length, the entry of the UHPFRC into its post-peak phase before reaching the peak of the anchor capacity and the impact of compression performance on the pre-peak. Additional conclusions could

also be drawn, such as the influence of the matrix on the post-peak response and the little impact of the method for positioning the rebar up to the peak tensile force.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT	IX
TABLE DES MATIÈRES	XII
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
LISTE DES FIGURES	XIX
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXIX
LISTE DES ANNEXES	XXXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte général.....	1
1.2 Problématique.....	2
1.3 Objectifs et portée du projet de recherche.....	4
1.4 Méthodologie et organisation du mémoire.....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	7
2.1 Construction accélérée des ponts	7
2.1.1 Concept.....	7
2.1.2 Assemblage en chantier.....	9
2.1.3 Piles de ponts.....	12
2.1.4 Culées de ponts.....	19
2.2 Conception parasismique du mur de front des culées.....	25
2.2.1 Conception selon la norme CSA S6:19.....	25
2.2.2 Conception selon le MCSQ.....	32

2.3	BFUP.....	34
2.3.1	Caractéristiques du matériau	34
2.3.2	Mise en place du BFUP.....	35
2.4	EPM3D.....	38
2.5	Liaison armature – béton.....	39
2.5.1	Armature – béton ordinaire	39
2.5.2	Armature – BFUP.....	43
2.5.3	Recherche faite à Polytechnique sur la liaison armature – béton.....	46
2.5.4	Essais sur un joint de chevauchement continu	52
CHAPITRE 3 MODÉLISATION NUMÉRIQUE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE CULÉES....		53
3.1	Hypothèses de modélisation.....	53
3.1.1	Géométrie adoptée.....	53
3.1.2	Matériaux	61
3.1.3	Charges appliquées et conditions frontières.....	64
3.2	Résultats des modèles maillés à 60 mm.....	66
3.2.1	Modèle de référence	68
3.2.2	Comparaison des autres modèles	75
3.3	Résultats des modèles maillés à 30 mm.....	88
3.4	Conclusions des modèles numériques de culées	94
CHAPITRE 4 DÉVELOPPEMENT D’UN MONTAGE EXPÉRIMENTAL		96
4.1	Montage de traction indirecte par flexion avec dalles en béton ordinaire	97
4.1.1	Présentation du concept.....	97
4.1.2	Modélisation numérique par éléments finis	98
4.1.3	Problématiques associées à ce concept	101

4.2	Montage de traction directe avec vérins creux individuels	102
4.3	Montage de traction directe en acier avec clavettes	103
4.3.1	Présentation du concept.....	104
4.3.2	Principe d'engagement des clavettes.....	104
4.3.3	Essais sur les clavettes réalisés en laboratoire	106
4.3.4	Problématiques associées à ce concept	110
4.4	Montage de traction directe avec semelles en BFUP et vérins	111
4.4.1	Présentation du concept.....	111
4.4.2	Avantages et inconvénients	119
4.5	Montage de traction directe dans la presse 12 MN	121
CHAPITRE 5 CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE		124
5.1	Programme expérimental	124
5.1.1	Géométrie des spécimens	124
5.1.2	Fabrication d'un spécimen supplémentaire (NCS-1)	127
5.1.3	Utilisation de barres haute résistance	128
5.1.4	Orientation des fibres	128
5.2	Construction des spécimens	129
5.2.1	Coffrages des joints	129
5.2.2	Coulée des joints	130
5.2.3	Coffrages des semelles	134
5.2.4	Armature des semelles	136
5.2.5	Coulée des semelles	138
5.3	Matériaux	140
5.3.1	Barres d'armature haute-résistance	140

5.3.2	BFUP des joints de chevauchement	143
5.3.3	BFUP des semelles.....	145
5.4	Modèles numériques des joints	147
5.4.1	Hypothèses des modèles.....	147
5.4.2	Résultats obtenus et prédiction du comportement.....	149
5.4.3	Conclusion des modèles numériques des joints	158
5.5	Montage expérimental.....	159
5.5.1	Détail du montage mécanique	159
5.5.2	Protocole de chargement	161
5.5.3	Instrumentation.....	162
5.5.4	Problématique des spécimens avec barres excentrées latéralement.....	163
CHAPITRE 6 ESSAIS D'ANCRAGE ARMATURE – BFUP.....		221
6.1	Campagne réalisée dans le cadre du présent projet.....	221
6.2	Campagne antérieure réalisée par Bastide (2020).....	228
6.3	Résultats des essais.....	230
6.3.1	Comparaison des trois bétons testés.....	231
6.3.2	Comparaison des spécimens Ductal® 2%.....	237
6.3.3	Comparaison des spécimens Ductal® 3%.....	240
6.4	Recommandations en vue d'une prochaine campagne	242
CHAPITRE 7 CONCLUSION		244
7.1	Rappel des objectifs	244
7.2	Conclusions du projet de recherche	244
7.2.1	Modélisation numérique par éléments finis de culées	244
7.2.2	Développement d'un montage expérimental de traction sur barres multiples.....	246

7.2.3	Campagne expérimentale sur les joints de chevauchement en BFUP	246
7.2.4	Essais d'ancrage armature – BFUP	248
7.3	Recommandations	250
7.4	Poursuite des travaux de recherche	251
RÉFÉRENCES		253
ANNEXES		259

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Dimensions de la culée (Tchatat, 2019)	20
Tableau 3.1 Résumé des efforts et des quantités d'armature requises selon les deux conceptions	56
Tableau 3.2 Détails des modèles numériques par éléments finis de culées maillés à 60 mm.....	67
Tableau 3.3 Principaux résultats obtenus des modèles numériques de culées	76
Tableau 3.4 Détails des modèles numériques par éléments finis de culées maillés à 30 mm.....	89
Tableau 4.1 Écart de la contrainte axiale dans les barres internes et externes	118
Tableau 5.1 Géométrie des spécimens	124
Tableau 5.2 Propriétés nominales des barres MMFX ASTM 1035 – Grade 120	141
Tableau 5.3 Propriétés en compression du BFUP UP-F2.5 POLY.....	144
Tableau 5.4 Propriétés en compression du BFUP Ductal® 3%	146
Tableau 5.5 Sommaire des propriétés et résistances des spécimens à l'essai.....	165
Tableau 5.6 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen NCS-1	168
Tableau 5.7 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen NCS-2.....	174
Tableau 5.8 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen NCO.....	181
Tableau 5.9 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen DNCO.....	189
Tableau 5.10 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen CT.....	198
Tableau 5.11 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen CL.....	205
Tableau 5.12 Propriétés en compression des BFUP utilisés	214
Tableau 5.13 Longueurs d'ancrage et enrobages de BFUP	217

Tableau 6.1 Caractéristiques des spécimens ATD de la présente campagne.....	221
Tableau 6.2 Caractéristiques des spécimens ATD de la campagne de Bastide (2020).....	228
Tableau 6.3 Principaux résultats numériques obtenus lors de la campagne de Bastide (2020) ...	229
Tableau 6.4 Principaux résultats numériques obtenus lors de la présente campagne	231
Tableau A.1 Poids linéiques des éléments du tablier	262
Tableau A.2 Charges mortes du tablier	262
Tableau A.3 Aléa sismique pour Montréal, période de retour de 2475 ans (Gouvernement du Canada, 2021).....	264
Tableau A.4 Propriétés des éléments du modèle <i>SAP2000</i>	265
Tableau A.5 Efforts de conception selon la norme CSA S6:19	269
Tableau A.6 Efforts sismiques inverses selon la norme CSA S6:19	274
Tableau A.7 Efforts de conception selon le MCSQ	276
Tableau A.8 Efforts sismiques inverses selon le MCSQ	278
Tableau C.1 Propriétés en compression du BFUP Ductal® 2%	287

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Ponts du réseau routier québécois (Ministère des Transports du Québec, 2022)	1
Figure 1.2 Éléments structuraux d'un pont et d'une culée (Ministère des Transports du Québec, 2021).....	3
Figure 2.1 Connexions entre éléments préfabriqués en béton (adapté de Marsh et al., 2011).....	10
Figure 2.2 Alignements imparfaits.....	11
Figure 2.3 Géométrie des colonnes et de la réparation de Boucher-Proulx (Dagenais et al., 2017)	13
Figure 2.4 Courbes d'hystérésis obtenues par Boucher-Proulx (Dagenais et al., 2017)	13
Figure 2.5 Géométrie des spécimens réparés de Dagenais (Dagenais et al., 2017)	15
Figure 2.6 Courbes d'hystérésis obtenues par Dagenais et al. (2017)	16
Figure 2.7 Géométrie du joint de la colonne préfabriquée à la semelle (Darveau, 2018).....	17
Figure 2.8 Courbes d'hystérésis obtenues par Darveau (2018)	18
Figure 2.9 Courbe d'hystérésis obtenue par (Lewis, 2021)	19
Figure 2.10 Géométries adoptées (Tchatat, 2019)	20
Figure 2.11 De gauche à droite, le modèle numérique, dynamique simplifié et pseudo-statique (Tchatat, 2019)	21
Figure 2.12 Concepts préliminaires des culées préfabriquées – Vue en plan (Massicotte et al., 2020)	22
Figure 2.13 Culée préfabriquée sur pieux en H (Tayarani, 2016).....	23
Figure 2.14 Concept des culées préfabriquées du pont d'Epping (Stamnas & Whittemore, 2005)	24
Figure 2.15 Construction d'une culée préfabriquée - Pont d'Epping (ABC-UTC, 2021; Stamnas & Whittemore, 2005)	25
Figure 2.16 Angles requis pour le calcul de K_a et K_{ae}	31
Figure 2.17 Comportement en traction de différents bétons (Charron & Desmettre, 2015).....	35

Figure 2.18 Chutes pour l'insertion du BFUP dans les joints (Boucher-Proulx, 2008)	36
Figure 2.19 Points d'introduction multiples (Massicotte et al., 2022).....	36
Figure 2.20 Mise en place des joints avec coffrage interne permanent – Vide comblé avec un matériel non gélif (Massicotte et al., 2022).....	37
Figure 2.21 Mise en place des joints avec coffrage interne amovible – Vide comblé avec du béton en chantier (Massicotte et al., 2022)	38
Figure 2.22 Courbe contrainte-déformation typique du béton en compression (Massicotte & Ben Ftima, 2017)	38
Figure 2.23 Courbes contrainte-déformation du béton en traction (Massicotte & Ben Ftima, 2017)	39
Figure 2.24 Mécanismes d'ancrage d'une barre d'armature dans le béton (Wang, 2009)	40
Figure 2.25 Contraintes induites par la butée des crénelures (Radaelli, 2009).....	40
Figure 2.26 Types de ruptures de l'ancrage (Lettow, 2006).....	41
Figure 2.27 Modèle éléments finis de l'ancrage à l'échelle de la crénelure (Lagier et al., 2016a).	47
Figure 2.28 Spécimen ATD (Bastide, 2020).....	49
Figure 2.29 Capacité maximale en fonction de la longueur d'ancrage (Bastide, 2020)	50
Figure 2.30 Bandes faibles introduites dans le modèle numérique du spécimen ATD (Zahedi, 2021)	51
Figure 2.31 Propriétés des BFUP dans les modèle de Zahedi (2021).....	51
Figure 3.1 Géométrie de la culée	54
Figure 3.2 Concepts de mur de front préfabriqué proposés (Massicotte et al., 2022)	54
Figure 3.3 Configuration du joint de BFUP entre le mur de front et la semelle	57
Figure 3.4 Modèle numérique d'une culée préfabriquée	58
Figure 3.5 Problématique associée à l'encastrement en sous-face de la semelle	59
Figure 3.6 Désolidarisation de l'armature de flexion principale dans la semelle	60

Figure 3.7 Courbes de comportement non-linéaire des barres d'armature (contraintes-déformations d'ingénieur).....	62
Figure 3.8 Comportement du béton ordinaire dans les modèles numériques	63
Figure 3.9 Comportement en traction du BFUP dans les modèles numériques de culée	63
Figure 3.10 Charge axiale issue du tablier	64
Figure 3.11 Pression appliquée sur le talon.....	65
Figure 3.12 Déplacement imposé à la plaque latérale.....	66
Figure 3.13 Courbe force - déplacement – Modèle de référence (140_m60_S6-19_C_D)	68
Figure 3.14 Application d'un filtre de Butterworth aux résultats bruts.....	69
Figure 3.15 Fissuration du béton et déformation des armatures au cours du chargement	70
Figure 3.16 Impact de l'allongement du temps de chargement	74
Figure 3.17 Fissuration du joint de BFUP.....	75
Figure 3.18 Courbes force – déplacement des six modèles numériques de culées maillés à 60 mm	76
Figure 3.19 Courbe force – déplacement – Modèle solidaire vs référence.....	77
Figure 3.20 Déformations non uniformes dans les barres solidaires	78
Figure 3.21 Fissuration de la semelle – Modèle solidaire.....	79
Figure 3.22 Courbe force – déplacement – Modèle monotonique vs référence	80
Figure 3.23 Plastification des barres longitudinales arrières – Modèle monotonique	81
Figure 3.24 Fissuration à l'approche de la rupture – Modèle monotonique.....	81
Figure 3.25 Mur de front évidé - Modèle 225 mm.....	82
Figure 3.26 Courbe force – déplacement – Modèle 225 mm vs référence	82
Figure 3.27 Fissuration à l'approche de la rupture – Modèle 225 mm.....	84
Figure 3.28 Courbe force – déplacement – Modèle MCSQ vs référence	84
Figure 3.29 Déformation des barres d'armature - Modèle MCSQ	85

Figure 3.30 Fissuration à l'approche de la rupture – Modèle MCSQ.....	86
Figure 3.31 Armature du modèle de culée ordinaire.....	86
Figure 3.32 Courbe force – déplacement – Modèle ordinaire vs MCSQ.....	87
Figure 3.33 Fissuration à la rupture - Modèle ordinaire	88
Figure 3.34 Courbes force – déplacement des six modèles numériques de culées maillés à 30 mm	89
Figure 3.35 Évolution de la fissuration au cours du chargement – Modèle de référence à 30 mm	92
Figure 3.36 Fissuration des modèles maillés à 30 mm à l'approche de la rupture	93
Figure 3.37 Courbes force – déplacement filtrées pour les six modèles numériques de culées	94
Figure 4.1 Montage de traction indirecte par flexion avec dalles en béton ordinaire	97
Figure 4.2 Problématique de concentration de contraintes au coin des blocs.....	99
Figure 4.3 Fissuration à la rupture du modèle avec dalles et joint en BO 50MPa.....	100
Figure 4.4 Fissuration à la rupture du modèle avec joint en BFUP et dalles en BO.....	101
Figure 4.5 Montage de traction directe avec vérins creux individuels.....	103
Figure 4.6 Montage de traction directe en acier avec clavettes	104
Figure 4.7 Manchons et clavettes testés au laboratoire	105
Figure 4.8 Montage d'engagement passif.....	106
Figure 4.9 Montage d'engagement actif, sans pré-tension	107
Figure 4.10 Montage d'engagement par pré-tension seulement.....	108
Figure 4.11 Montage d'engagement actif avec pré-tension.....	109
Figure 4.12 Montage de traction directe avec semelles en BFUP et vérins.....	111
Figure 4.13 Modèle de bielles et tirant se formant à l'intérieur d'une semelle.....	112
Figure 4.14 Modèle numérique d'une tranche de semelle.....	113
Figure 4.15 Disposition des barres d'armature supplémentaires dans une semelle supérieure	114
Figure 4.16 Positionnement des vérins selon la direction longitudinale du joint	115

Figure 4.17 Modèles numériques pour l'étude du positionnement des vérins	116
Figure 4.18 Déplacement vertical dans les plaques (amplifié 30x)	117
Figure 4.19 Contraintes axiales dans les barres d'armature	118
Figure 4.20 Montage de traction directe dans la presse 12 MN proposé	121
Figure 5.1 Paramètres géométriques des chevauchements	125
Figure 5.2 Configurations de barres d'armature dans les joints de chevauchement.....	125
Figure 5.3 Taille des spécimens expérimentaux comparée aux joints réels (concept 225 mm) ..	127
Figure 5.4 Coffrage du spécimen de joint NCS	129
Figure 5.5 Coffrage du spécimen NCS avec barres d'armature en place	130
Figure 5.6 Réservoir utilisé pour la coulée des joints	131
Figure 5.7 Coulée des spécimens de joints	132
Figure 5.8 Déroulement de la coulée d'un joint	132
Figure 5.9 Résultat de l'utilisation de la plaque en acier	133
Figure 5.10 Dimensions des semelles en BFUP	135
Figure 5.11 Coffrages des semelles avec joint en BFUP intercalé	136
Figure 5.12 Plan des barres d'armature supplémentaires dans une semelle	137
Figure 5.13 Armature supplémentaire mise en place	138
Figure 5.14 Coulée des semelles	139
Figure 5.15 Chaleur d'hydratation du BFUP	140
Figure 5.16 Essais de traction sur les barres d'armature	141
Figure 5.17 Essai de traction directe sur os en BFUP	144
Figure 5.18 Courbes de comportement en traction des os de BFUP UP-F2.5 POLY	145
Figure 5.19 Évolution de la résistance en compression du BFUP Ductal® 3% dans le temps ...	146
Figure 5.20 Courbes de comportement en traction des os de BFUP Ductal® 3%	147

Figure 5.21 Composantes modélisées dans Abaqus.....	148
Figure 5.22 Loi de comportement en traction préliminaire du BFUP des joints dans EPM3D...	148
Figure 5.23 Comparaison des modèles numériques des joints.....	150
Figure 5.24 Types de fissuration présents dans les joints de chevauchement (Zahedi, 2021).....	151
Figure 5.25 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen NCS	151
Figure 5.26 Fissuration à la rupture - Spécimen NCS.....	152
Figure 5.27 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen NCO.....	153
Figure 5.28 Fissuration à la rupture - Spécimen NCO.....	153
Figure 5.29 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen DNCO.....	154
Figure 5.30 Fissuration à la rupture - Spécimen DNCO.....	155
Figure 5.31 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen CT	156
Figure 5.32 Fissuration à la rupture - Spécimen CT	156
Figure 5.33 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen CL	157
Figure 5.34 Fissuration à la rupture - Spécimen CL	158
Figure 5.35 Montage mécanique des vérins de chargement	159
Figure 5.36 Système de vérins pour le chargement	161
Figure 5.37 Moment de flexion dans les spécimens avec barres excentrées latéralement.....	163
Figure 5.38 Montage d'essai pour les spécimens excentrés latéralement	164
Figure 5.39 Comparaison des résistances obtenues en laboratoire	165
Figure 5.40 Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen NCS-1	167
Figure 5.41 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen NCS-1	169
Figure 5.42 Fissuration prédite par le modèle numérique - Spécimen NCS.....	170
Figure 5.43 Fissures transversales s'étant refermées après la rupture – Spécimen NCS-1	171
Figure 5.44 LVDT - Spécimen NCS-1.....	172

Figure 5.45	Jauges de déformation pour le béton - Spécimen NCS-1	173
Figure 5.46	Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen NCS-2.....	174
Figure 5.47	Fissuration observée en laboratoire - Spécimen NCS-2	175
Figure 5.48	Fissuration prédite par le modèle numérique – Spécimen NCS	176
Figure 5.49	LVDT - Spécimen NCS-2.....	178
Figure 5.50	Jauges de déformation pour le béton - Spécimen NCS-2	179
Figure 5.51	Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen NCO	180
Figure 5.52	Fissuration observée en laboratoire - Spécimen NCO.....	182
Figure 5.53	Fissuration prédite par le modèle numérique - Spécimen NCO	183
Figure 5.54	Coulée du spécimen NCO.....	185
Figure 5.55	LVDT - Spécimen NCO	186
Figure 5.56	Jauges de déformation pour le béton - Spécimen NCO.....	187
Figure 5.57	Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen DNCO.....	188
Figure 5.58	Fissuration observée en laboratoire - Spécimen DNCO	190
Figure 5.59	Fissuration prédite par le modèle numérique – Spécimen DNCO.....	191
Figure 5.60	Fissuration longitudinale en cours d'essai - Spécimen DNCO	192
Figure 5.61	Fin du remplissage du coffrage du spécimen DNCO par passes à l'aide d'un seau.	193
Figure 5.62	LVDT - Spécimen DNCO	194
Figure 5.63	Jauges de déformation pour le béton - Spécimen DNCO	195
Figure 5.64	Contrainte mesurée dans les barres - Spécimen CT	196
Figure 5.65	Effet de la flexion dans le spécimen CT	197
Figure 5.66	Cause de l'écart des déformations dans les jauges du spécimen CT.....	198
Figure 5.67	Fissuration observée en laboratoire - Spécimen CT	199
Figure 5.68	Fissuration prédite par le modèle numérique – Spécimen CT.....	200

Figure 5.69 Coulée du spécimen CT.....	201
Figure 5.70 LVDT - Spécimen CT.....	202
Figure 5.71 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen CT	203
Figure 5.72 Contrainte mesurée dans les barres - Spécimen CL	204
Figure 5.73 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen CL	206
Figure 5.74 Fissuration prédite par le modèle numérique - Spécimen CL	207
Figure 5.75 LVDT - Spécimen CL.....	209
Figure 5.76 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen CL	210
Figure 5.77 Cause de la faiblesse pour le fendage transversal.....	212
Figure 5.78 Courbes de comportement en traction des os de BFUP.....	214
Figure 5.79 Comparaison des courbes de comportement des barres d'armature	215
Figure 5.80 Comparaison des résistances maximales - Joints vs ATD.....	216
Figure 5.81 Rappel des paramètres géométriques des spécimens ATD (Bastide, 2020).....	217
Figure 6.1 Paramètres géométriques des spécimens ATD (Bastide, 2020)	222
Figure 6.2 Géométries des spécimens ATD (barres 15M à gauche et no.10 à droite).....	223
Figure 6.3 Comportement en traction des BFUP utilisés dans les spécimens ATD	224
Figure 6.4 Méthodes de mise en place des barres d'armature	226
Figure 6.5 Méthodes de coulée des spécimens ATD	227
Figure 6.6 Instrumentation des spécimens ATD.....	228
Figure 6.7 Courbes contrainte – glissement – Spécimens ATD_no10	232
Figure 6.8 Soulèvement du béton avec l'arrachement de la barre.....	233
Figure 6.9 Jauges de déformation - Spécimens ATD_no10.....	234
Figure 6.10 LVDT - Spécimens ATD_no10.....	236
Figure 6.11 Première apparition de la fissure de fendage – Spécimen ATD_no10_D2_D	237

Figure 6.12 Jauges de déformation – Spécimens Ductal® 2%	238
Figure 6.13 LVDT - Spécimens Ductal® 2%	239
Figure 6.14 Comparaison de plusieurs spécimens ATD	240
Figure 6.15 Jauges de déformation – Spécimens Ductal® 3%	241
Figure 6.16 LVDT - Spécimens Ductal® 3%	241
Figure A.1 Charges agissant sur une culée	260
Figure A.2 Géométrie de la culée.....	261
Figure A.3 Géométrie du tablier	262
Figure A.4 Détail de l'appui des poutres.....	263
Figure A.5 Modèle <i>SAP2000</i> du pont – Calcul de la période fondamentale	265
Figure A.6 Efforts calculés pour le dimensionnement du mur de front.....	267
Figure A.7 Disposition de l'armature dans les parois du caisson de 140 mm.....	270
Figure A.8 Disposition de l'armature de cisaillement	273
Figure C.1 Évolution de la résistance en compression du BFUP Ductal® 2% dans le temps.....	286
Figure C.2 Courbes de comportement en traction des os de BFUP Ductal® 2%	287
Figure C.3 Essai de traction directe sur tirant 50×50 en BFUP	288
Figure C.4 Courbes de comportement en traction des tirants de BFUP UP-F2.5 POLY	289
Figure C.5 Courbes de comportement en traction des tirants de BFUP Ductal® 3%	289
Figure C.6 Courbes de comportement en traction des tirants de BFUP Ductal® 2%	290
Figure C.7 Comparaison des essais de traction sur os et sur tirants.....	291
Figure C.8 Essai de flexion 4 points sur dalle 50×100 en BFUP.....	292
Figure C.9 Courbes de comportement en flexion des dalles de BFUP UP-F2.5 POLY	293
Figure C.10 Courbes de comportement en flexion des dalles de BFUP Ductal® 3%	293
Figure C.11 Courbes de comportement en flexion des dalles de BFUP Ductal® 3%	294

Figure D.1 Problématique de rotation du spécimen et de la semelle supérieure	295
Figure D.2 Ajout de butées pour contrer la rotation du joint	296
Figure D.3 Système de colonnettes en butée sur le joint	297
Figure D.4 Appuis roulants de part et d'autre de la semelle supérieure	298
Figure D.5 Soulèvement de la semelle inférieure	299

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Sigles et abréviations

ATD	Ancrage en traction directe
ABC	<i>Accelerated bridge construction</i>
BÀB	Mise en place bout-à-bout (spécimens ATD)
BFHP	Béton fibré hautes performances
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton à haute performance
BO	Béton ordinaire
CAP	Construction accélérée des ponts
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
CC	Mise en place avec une barre continue, puis carottage (spécimens ATD)
CL	Configuration en contact longitudinal (<i>contact, longitudinal</i>)
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
CRL	Camille Renaud-Laprise
CT	Configuration en contact transversal (<i>contact, transverse</i>)
DIC	<i>Digital image correlation</i> (système de suivi des déplacements par corrélation d'image)
DNCO	Configuration sans contact, double décalé (<i>double non-contact, offset</i>)
DOT	<i>Department of Transportation</i> (aux États-Unis)
DTB	<i>Direct tension bond</i> (nom anglais de l'essai ATD)
DTP	<i>Direct tension pull-out</i> (ancien nom donné à l'essai ATD)
EPM3D	Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i> (aux États-Unis)
MCSQ	Manuel de conception des structures du Québec
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NCO	Configuration sans contact, décalé (<i>non-contact, offset</i>)
NCS	Configuration sans contact, symétrique (<i>non-contact, symmetric</i>)
RB	Rémy Bastide

TS Raidissement en traction (*tension stiffening*)

Variables

AHM	Accélération horizontale maximale
AHM_{ref}	Accélération horizontale maximale de référence (pour déterminer $F(T)$)
c_r	Enrobage de béton à l'extrémité (en direction longitudinale)
c_{si}	Espacement longitudinal net des barres
c_{so}	Enrobage de béton latéral
d_b	Diamètre de la barre d'armature
E_c	Module élastique du béton
E_s	Module élastique de l'acier
F_{Heff}	Force appliquée à la hauteur effective (modèle numérique de culée)
$F_{I culée}$	Force d'inertie de la masse de la culée
$F_{I sol}$	Force d'inertie de la masse de sol au-dessus du talon se déplaçant avec la culée
$F_{I tablier}$	Force d'inertie de la masse du tablier dans la direction longitudinale du pont
$F(T)$	Coefficients du site pour l'accélération spectrale
f'_c	Résistance à la compression prescrite du béton
$f'_{c,e}$	Résistance à la compression escomptée du béton
f_s	Contrainte mesurée dans une barre d'armature testée
$f_{s cr}$	Contrainte dans la barre d'armature testée à l'apparition de la microfissuration au droit du LVDT (ATD)
$f_{s max}$	Contrainte maximale atteinte dans une barre d'armature testée avant sa perte d'ancrage
$f_{s moy}$	Contrainte moyenne mesurée dans les barres d'armature testées
$f_{s moy max}$	Contrainte moyenne maximale atteinte dans les barres d'armature testées avant la rupture du joint
f_y	Limite élastique minimale prescrite de l'acier d'armature
$f_{y,e}$	Limite élastique escomptée de l'acier d'armature
f_u	Contrainte ultime pouvant être atteinte dans l'acier d'armature
$G_{tablier}$	Force de freinage des véhicules sur le tablier transmise à la culée à l'appui

H_{eff}	Hauteur effective d'application de l'effort horizontal concentré pour produire le même moment à la base de la culée
I_E	Coefficient d'importance
K_a	Coefficient de poussée active des terres
K_{ae}	Coefficient sismique de poussée active des terres
k_h	Coefficient horizontal d'accélération sismique pour la culée à l'étude
k_{h0}	Coefficient horizontal d'accélération sismique pour une culée n'étant pas en mesure de se déplacer
k_v	Coefficient vertical d'accélération sismique
$L_{p\ mur}$	Longueur de la rotule plastique dans le mur
$L_{p\ sem}$	Longueur de la rotule plastique dans la semelle
$L_{tablier}$	Réaction d'appui maximale due à la surcharge routière sur le tablier et transmise à la culée
ℓ_d	Longueur de développement
ℓ_e	Longueur ancrée non chevauchée
ℓ_s	Longueur de chevauchement (<i>splice</i>)
M_e	Moment résistant escompté
M_p	Moment résistant probable
P_a	Pression active du remblai
P_{ae}	Pression active sismique des terres, calculée avec la méthode de Mononobe-Okabe
$P_{ae\ add}$	Pression active additionnelle due à l'effet dynamique de la poussée des terres derrière le mur
P_{aL}	Pression active due à la surcharge routière sur le remblai
P_{comp}	Pression due à la compaction du remblai
P_{ir}	Force d'inertie de l'élément de fondation et du remblai (dénomination du MCSQ)
$P_{tot\ max}$	Force totale maximale atteinte dans les quatre vérins de chargement avant la rupture du joint
R	Coefficient de modification de réponse
$S(T)$	Accélération de la réponse spectrale <u>de calcul</u> , exprimée par rapport à l'accélération gravitationnelle, pour une période de T
$S_a(T)$	Accélération de la réponse spectrale amortie de 5 %, exprimée par rapport à l'accélération gravitationnelle, pour une période de T

s	Glissement de la barre d'armature testée en dehors du BFUP (ATD)
$s_{fs\ max}$	Glissement à la capacité maximale développée dans la barre d'armature testée (ATD)
T	Période naturelle de la structure
Tab	Force d'inertie du tablier (dénomination du MCSQ)
V	Force sismique élastique latérale minimale à la base de l'ouvrage
V_{fibres}	Volume de fibres dans le BFUP
V_p	Effort tranchant probable
W	Poids effectif du pont
$W_{culée}$	Poids propre de la culée
$W_{tablier}$	Poids propre du tablier

Variables grecques

α_D	Coefficient de pondération pour les charges mortes
α_E	Coefficient de pondération pour les poussées des terres
$\Delta_{sommets}$	Déplacement au sommet du mur de front, à l'assise des poutres (modèle numérique de culée)
Δ_y	Déplacement à la plastification des armatures (modèle numérique de culée)
ε_{eng}	Déformation d'ingénieur (calculée à partir de la longueur initiale)
ε_{true}	Déformation réelle (<i>true</i>) (calculée en considérant l'allongement)
μ_Δ	Ductilité en déplacement
ν	Coefficient de Poisson
ρ	Densité
σ_{eng}	Contrainte d'ingénieur (calculée à partir de l'aire initiale)
σ_{true}	Contrainte réelle (<i>true</i>) (calculée en considérant la réduction de section)
$\tau_{s\ max}$	Contrainte tangentielle maximale de la liaison armature – béton
φ_c	Coefficient de tenue du béton
φ_s	Coefficient de tenue de l'acier d'armature
ω	Ouverture de fissure
$\omega_{fs\ max}$	Ouverture de fissure à la capacité maximale développée dans la barre d'armature testée (ATD)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Conception du mur de front de la culée préfabriquée.....	259
Annexe B Hypothèses de modélisation détaillées.....	280
Annexe C Essais de caractérisation complémentaires	286
Annexe D Développement d'un montage de retenue latérale pour les spécimens excentrés.....	295

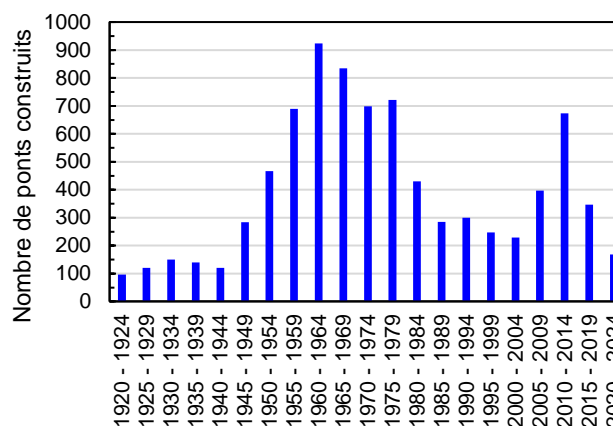
CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Le réseau routier québécois est bien développé, particulièrement au sud de la province, avec un total de 8685 ponts et portiques en opération (Ministère des Transports du Québec, 2022) . Parmi ceux-ci, une grande portion a été construite de 1955 à 1980, tel qu'illustré par la Figure 1.1 b). Ces structures sont maintenant en fin de vie et doivent être réparées ou remplacées. Ainsi, à l'heure actuelle, parmi les ponts et portiques du réseau mentionnés plus haut, 258 nécessitent un remplacement, 356 requièrent des travaux majeurs, et 1471 demandent des réparations. (Gouvernement du Québec, 2021a)



a) Localisation



b) Dates de construction

Figure 1.1 Ponts du réseau routier québécois (Ministère des Transports du Québec, 2022)

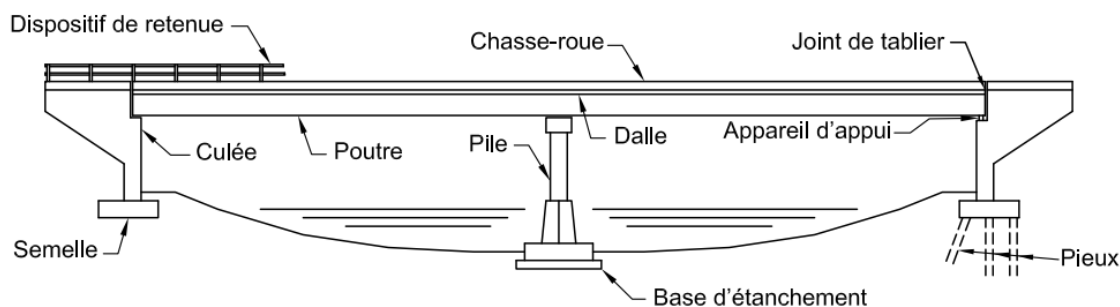
Le territoire québécois présente certaines spécificités qui complexifient la conception et la construction des ponts. D'abord, l'hiver assez rude réduit la période pendant laquelle il est possible d'opérer les chantiers, particulièrement pour les ouvrages en béton qui peuvent difficilement être coulés sous des températures hivernales. L'utilisation des sels de déglçage en période hivernale est aussi préjudiciable pour la durabilité des structures. Ensuite, les ponts étant surtout situés dans les grands centres urbains, l'achalandage sur les routes est croissant et leur fermeture pour les travaux de réparation et de remplacement cause beaucoup de désagréments aux usagers de la route. Finalement, le sud du Québec, où se trouve la majorité des ponts, est une région à risque sismique élevé. En effet, l'aléa est important dans les régions en aval du fleuve Saint-Laurent comme

Charlevoix et le Bas-Saint-Laurent bien que la densité de population soit faible, tandis que l'aléa est plus faible en amont du fleuve, mais la densité de population y est beaucoup plus élevée.

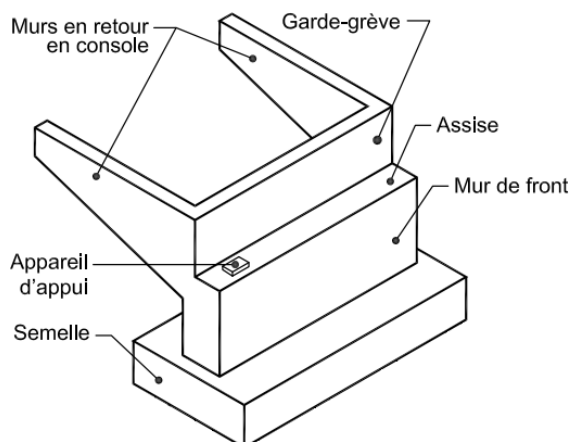
Toutes ces particularités font des structures québécoises de bonnes candidates à l'application de la Construction Accélérée des Ponts (CAP). Cette technique consiste à construire ou réparer les ponts à l'aide d'éléments structuraux fabriqués en usine, puis transportés et assemblés au chantier. Cette technique est utilisée depuis plusieurs décennies pour des projets d'envergure ou spéciaux comme le pont de la Confédération. Toutefois, elle gagne en popularité pour les ouvrages courants. Ainsi, la CAP est largement utilisée aux États-Unis et en Ontario, et a aussi été appliquée sur quelques projets d'envergure récents au Québec, mais n'est pas encore en application pour les ponts courants. La fabrication en usine peut être faite l'hiver, et permet une meilleure qualité des éléments structuraux, donc une meilleure performance et durabilité. L'utilisation de matériaux innovants, comme le béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) garantit lui aussi une performance et une durabilité accrues. L'assemblage en chantier requiert quant à lui beaucoup moins de temps que la construction traditionnelle.

1.2 Problématique

Les éléments de la superstructure comme les dalles de tablier ou les poutres sont déjà souvent préfabriqués en usine. Par contre, les éléments de la sous-structure, soit les semelles, piles et culées (illustrés à la Figure 1.2), sont majoritairement en béton, et souvent coulés en place. Il s'agit alors d'une des étapes les plus longues de la construction, étant donné les délais importants requis pour la mise en place des coffrages et de l'acier d'armature. L'utilisation de la CAP s'avère donc une technique avantageuse pour de tels éléments. Cependant, afin d'être en mesure de transporter les pièces de l'usine au chantier, il faut diviser les éléments en sections plus petites. Il faut alors être en mesure d'assembler les pièces à l'aide de connexions suffisamment performantes pour au moins égaler la performance d'un élément coulé en place.



a) Éléments structurels composant un pont



b) Composantes d'une culée

Figure 1.2 Éléments structurels d'un pont et d'une culée
(Ministère des Transports du Québec, 2021)

C'est à cette étape qu'apparaît la problématique à l'origine du présent projet de recherche. En effet, le plus simple est de diviser les piles ou les culées à la jonction entre l'élément vertical (respectivement la colonne ou le mur de front) et la semelle. Par contre, selon l'esprit des normes de conception actuellement en vigueur, la performance parasismique des structures est atteinte en formant une rotule plastique exactement à cet endroit. Il s'agit donc d'une zone où la performance structurale est primordiale. En venant y faire une connexion, un point de faiblesse est théoriquement créé. En outre, un projet a été initié au cours des années 2000 à Polytechnique Montréal (Dagenais et al., 2017) sur la réhabilitation sismique de piles de pont ayant des détails constructifs inadéquats. Celui-ci a démontré que l'utilisation d'un enrobage en BFUP pour des chevauchements de barres longitudinales dans la zone de rotule plastique permettait un comportement adéquat sous charges sismiques. Ces résultats laissent donc présager qu'un joint de chevauchement en BFUP à la jonction entre la colonne et la semelle d'une pile préfabriquée, ou encore entre le mur de front et la semelle d'une culée préfabriquée, pourrait fournir un

comportement aussi performant, voire davantage selon des études récentes (Darveau, 2018; Lewis, 2021), qu'une construction coulée en place.

Le projet actuel, mandaté par le MTQ, vise à développer un concept de culées préfabriquées avec un joint en BFUP à la connexion entre le mur de front et la semelle. Pour ce faire, des éléments verticaux évidés doivent être proposés et optimisés. En parallèle, le comportement des joints en BFUP doit aussi être étudié et la compréhension de son comportement doit être approfondie. Ensuite, le comportement d'une culée préfabriquée selon la méthode proposée doit être comparé à celui d'une culée coulée en place pour valider sa performance. Finalement, des critères de conception clairs doivent être définis pour éventuellement implanter l'utilisation de ces éléments dans la construction des ponts courants sur le réseau québécois.

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

L'objectif final du projet est le développement de culées préfabriquées standardisées pour la construction accélérée des ponts. Il s'agit d'un projet de grande envergure, et donc divisé en plusieurs étapes plus petites réalisées dans le cadre de plusieurs mémoires de maîtrise. Le présent projet est réalisé à la suite de trois principaux projets réalisés à Polytechnique, et traitant des culées spécifiquement, par Tchatat (2019) sur l'interaction sol-structure dans une culée, par Bastide (2020) sur la conception préliminaire des éléments préfabriqués et sur le développement d'un essai local d'ancrage armature – BFUP, et par Zahedi (2021) sur la calibration des modèles numériques d'ancrage armature – BFUP.

Les trois étapes principales du projet global sont la conception préliminaire des éléments préfabriqués, l'optimisation des joints en BFUP et la conception finale de la culée préfabriquée. La première et une partie de la seconde étape ont déjà été traitées par Bastide (2020). Le présent projet vise à approfondir la seconde étape et amorcer la troisième. Ainsi, les objectifs détaillés du projet sont :

1. de développer un modèle numérique permettant de valider les concepts finaux de mur de front préfabriqué;
2. de confirmer expérimentalement la performance des joints en BFUP pour le chevauchement des barres d'armature à la base du mur de front et ce, pour différentes configurations pouvant être rencontrées en chantier;

3. d'assurer la continuité avec les phases précédentes du projet réalisées par Bastide (2020) et Zahedi (2021).

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire

Les étapes à réaliser pour atteindre les objectifs définis à la section précédente sont les suivantes :

1. sélectionner les concepts de mur de front préfabriqué et vérifier leur conception à l'aide des normes en vigueur, soit la norme CSA S6:19 et le Manuel de conception des structures (MCSQ);
2. développer un modèle numérique permettant de prédire le comportement pouvant être attendu des éléments préfabriqués sous sollicitations sismiques et comparer la performance des différents concepts envisagés;
3. développer un essai expérimental de traction simultanée sur barres multiples chevauchées dans un joint en BFUP, afin de vérifier le comportement d'un tel joint prévu dans le concept des culées préfabriquées;
4. réaliser une campagne expérimentale sur différentes dispositions de joints de chevauchement en BFUP, et comparer le comportement obtenu en laboratoire à celui prédit par des modèles numériques d'ancrage armature – BFUP;
5. poursuivre les essais expérimentaux sur spécimens d'ancrage en traction directe (ATD) initiés par Bastide (2020), en vue d'une éventuelle standardisation de cet essai pour la caractérisation de la liaison armature – BFUP.

Ces étapes sont abordées dans ce mémoire au travers un total de sept chapitres. Le premier chapitre explique le contexte et la problématique ayant mené au développement du présent projet, ainsi que la méthodologie adoptée pour le travailler. Le deuxième chapitre présente une revue de la littérature et de l'état des connaissances dans les domaines pertinents à la compréhension du travail réalisé. Le troisième chapitre porte sur les modèles numériques par éléments finis de culées développés dans le but de démontrer la performance du concept préfabriqué proposé. Le quatrième chapitre aborde la démarche de développement du montage expérimental de traction sur barres multiples. Le cinquième chapitre présente la campagne expérimentale réalisée sur les joints de chevauchement en BFUP. Le sixième chapitre traite de la campagne expérimentale réalisée sur les

spécimens ATD. Finalement, le septième chapitre tire des conclusions sur le projet et suggère des recommandations pour la suite de la recherche dans les domaines abordés.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Le chapitre qui suit présente une revue de littérature dans les domaines pertinents au présent projet de recherche. Les sujets de la construction accélérée des ponts, de la conception des culées selon les normes, du béton fibré à ultra-hautes performance (BFUP), du modèle constitutif EPM3D et de la liaison armature – béton sont donc traités.

2.1 Construction accélérée des ponts

2.1.1 Concept

La construction accélérée des ponts (CAP ou « *Accelerated Bridge Construction* », ABC, en anglais) est un concept qui est beaucoup exploité par les organismes responsables des réseaux routiers aux États-Unis, en Europe et au Japon. (Khan, 2014) Le *Federal Highway Administration* (FHWA) décrit la CAP comme suit :

ABC is bridge construction that uses innovative planning, design, materials, and construction methods in a safe and cost-effective manner to reduce the onsite construction time that occurs when building new bridges or replacing and rehabilitating existing bridges. (FHWA, 2021)

La construction accélérée des ponts emploie donc une planification, une conception, des matériaux et des méthodes de construction innovants de manière sécuritaire, et efficiente au niveau des coûts. Cela permet de réduire le temps en chantier pour la construction de nouveaux ponts ou pour le remplacement et la réhabilitation de ponts existants. Les divers éléments structuraux de la structure qui seraient généralement coulés en place pour une construction standard sont donc conçus en plusieurs morceaux séparés qui peuvent être préfabriqués en usine, puis transportés jusqu'au chantier. Ces différents morceaux sont ensuite assemblés, notamment grâce à divers concepts de connexions performantes, et de nouveaux matériaux tels que les bétons hautes performances. Une partie de l'assemblage peut même être faite à proximité du pont existant, sur un site libre en dehors de la route, puis installée à sa position, à l'aide de remorques modulaires autopropulsées (SPMT) par exemple, une fois la fermeture du pont existant réalisée, réduisant ainsi le temps de fermeture. Plusieurs exemples de ponts reconstruits à l'aide de la CAP n'ont nécessité que quelques jours pour être mis en place.

Plusieurs *Department of Transportation* (DOT) aux États-Unis ont des programmes d'implantation de la CAP dans un grand nombre de leurs projets. Parfois ce sont seulement quelques éléments de la structure qui sont coulés en usine, alors que d'autres ponts sont entièrement constitués de pièces préfabriquées. L'Université internationale de Floride (FIU) possède également un centre sur la CAP (ABC Center) qui permet de centraliser l'information dans le domaine issue de la recherche et des projets réalisés aux États-Unis, notamment dans une base de données accessible au public. Celle-ci contient 124 projets ayant utilisé la CAP.

Au Québec, la CAP est encore très peu utilisée dans les projets d'ouvrages d'art. De plus, l'information concernant ces projets est difficile à trouver puisqu'aucune base de données ne permet de centraliser l'information. La CAP pourrait pourtant s'avérer un avantage important pour les projets de ponts, particulièrement au cours des années à venir. De nombreuses structures étant en fin de vie utile, elles nécessitent maintenant des réparations, souvent majeures, ou même un remplacement. Les charges de camions auxquelles sont soumis les ouvrages ont aussi augmenté depuis l'époque de la construction de ces structures.

Quelques projets récents ont incorporé des éléments de la CAP dans leur réalisation, mais il s'agit le plus souvent d'ouvrages d'art majeurs, alors que le présent mémoire concerne plutôt les ponts courants. D'abord, plusieurs projets tels que la construction du pont Olivier-Charbonneau (A-25 au-dessus de la rivière des Prairies) (Gouvernement du Québec, 2021b), la reconstruction de l'échangeur Turcot, le remplacement du tablier du pont Honoré-Mercier (CPCI, 2013) ou le remplacement du pont Godbout (Gill-Lachance, 2018) ont utilisé des sections de dalles préfabriquées, assemblées à l'aide de joints de chevauchement des armatures coulés en chantier. La construction des sections aériennes du Réseau express métropolitain (REM) a quant à elle introduit pour la première fois au Québec l'utilisation de poutres de lancement pour la mise en place de voussoirs préfabriqués solidarités par post-tension (Réseau express métropolitain, 2019). Le nouveau pont Samuel-de-Champlain, de son côté, a impliqué des piles préfabriquées, composées de semelles et de sections de colonnes évidées, solidarités par post-tension et surmontées d'un chevêtre en acier. Le tablier est composé de poutres-caissons en acier et de sections de dalles préfabriquées. Le mât central de la section haubanée a quant à lui été coulé en place (Mailhot & Nader, 2020). Parmi ces projets, tous incluent des éléments coulés en place, particulièrement pour les éléments de la sous-structure (piles, culées et fondation). De plus, aucun de ces projets ne concerne le remplacement ou la construction d'un viaduc d'autoroute, ou encore

de ponts au-dessus de petits cours d'eau qui sont, somme toute, les structures les plus présentes sur le réseau routier du Québec.

La CAP présente deux avantages principaux, desquels découlent de nombreux autres avantages. Le premier avantage majeur est la réduction du temps requis pour la construction en chantier. En effet, l'utilisation de pièces préfabriquées fait en sorte que la construction des coffrages, la mise en place de l'armature et la cure du béton ont déjà été faites en amont, à l'usine, lorsque les pièces sont amenées au chantier. Il s'agit des étapes nécessitant le plus de temps lors de la construction d'éléments structuraux en béton. La durée des fermetures de route est donc réduite, causant moins de désagréments aux usagers de la route et réduisant ainsi les coûts indirects associés à ceux-ci. Il s'agit d'un avantage particulièrement important pour les remplacements de ponts à haut débit, ou encore en région rurale où les détours peuvent être longs. La réduction du temps d'exécution en chantier permet également le remplacement plus rapide d'ouvrages en cas de catastrophe naturelle ou d'accident.

Le second avantage majeur est la qualité améliorée de la construction. Effectivement, contrairement à un béton qui est coulé en place et est à la merci de la température et des intempéries durant sa cure, le béton préfabriqué est coulé en usine, dans des conditions idéales. La température, le degré d'humidité et la cure du béton peuvent donc être ajustés afin d'avoir un béton de meilleure qualité. Une performance accrue et une durabilité améliorée peuvent donc être attendues, ce qui diminue les coûts d'entretien de l'ouvrage au cours de sa vie utile.

Un troisième avantage qui est aussi intéressant est la possibilité d'allonger la saison de la construction. En effet, la construction en béton au Québec est souvent arrêtée l'hiver, le froid exigeant des précautions d'isolation et de chauffage afin d'assurer la qualité visée du béton qui est coulé en place. Par contre, comme la préfabrication se fait en usine, donc à l'intérieur, l'usinage des pièces peut ainsi se faire en hiver permettant l'assemblage au chantier dès que la météo le permet. (Khan, 2014)

2.1.2 Assemblage en chantier

Différentes méthodes peuvent être adoptées lors de la conception pour l'assemblage des pièces préfabriquées en chantier. Évidemment, des hypothèses adéquates doivent être prises dans les calculs au niveau de ces connexions, notamment concernant le transfert des efforts,

particulièrement les moments. La Figure 2.1 résume les connexions fréquemment utilisées dans les projets de CAP.

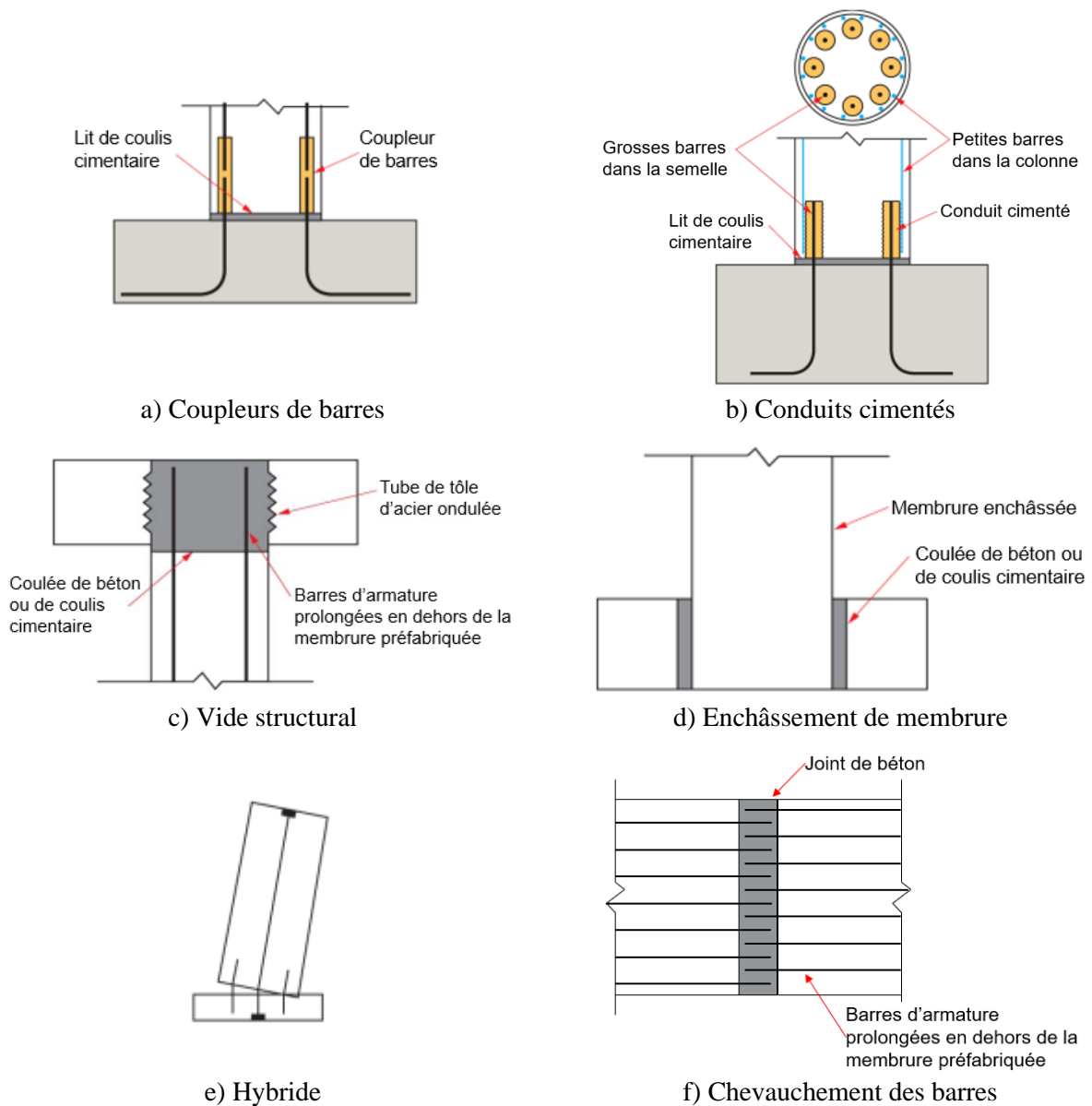
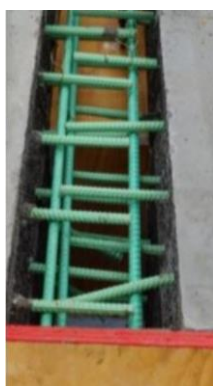


Figure 2.1 Connexions entre éléments préfabriqués en béton (adapté de Marsh et al., 2011)

Au niveau de la sous-structure, ce sont les piles de ponts qui sont les plus fréquemment préfabriquées. Les coupleurs de barres, particulièrement les manchons mécaniques injectés de coulis cimentaire, sont souvent utilisés. Les joints de chevauchement sont quant à eux préférés pour les connexions entre les panneaux de dalles préfabriquées.

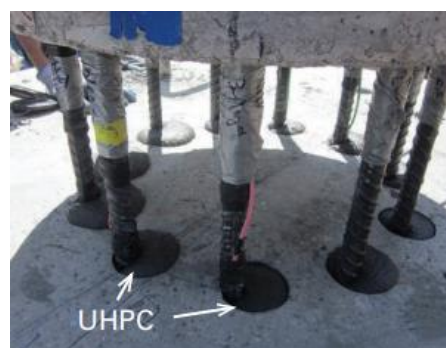
Évidemment, chacun de ces types de connexion possède des avantages et des inconvénients. L'alignement adéquat des pièces en chantier est un enjeu récurrent pour la plupart des connexions, particulièrement quand l'encombrement de l'armature est important. Certaines connexions allouent moins de tolérance que d'autres, notamment les coupleurs et les conduits cimentés pour lesquels toutes les barres doivent s'aligner individuellement dans leur orifice désigné de la membrure adjacente. Bien que les pièces soient préfabriquées en usine et que la qualité de la mise en place soit généralement meilleure, des erreurs peuvent survenir, faisant en sorte que l'alignement des pièces devient impossible tel quel en chantier. La Figure 2.2 présente des alignements de barres mal réalisés.



(Perry, 2020)



(Peruchini et al., 2019)



(Graybeal, 2019)

Figure 2.2 Alignements imparfaits

Les deux premières photos ci-dessus montrent des joints de chevauchement entre des panneaux de dalles, et la troisième, des conduits cimentés à la base d'une colonne. La problématique récurrente dans les joints de chevauchement est la disposition inadéquate des barres, que ce soit longitudinalement, transversalement, ou en longueur. Dans les photos ci-dessus, les barres étaient trop longues pour la largeur de joint spécifiée, donc elles ont été crochies en chantier pour permettre le positionnement adéquat des sections de dalles. Une telle manœuvre affecte la performance de la connexion. Pour les conduits cimentés, il est possible d'observer que les barres ne sont pas toutes positionnées au centre des trous. Le coulis n'enrobe donc pas bien toutes les barres, nuisant à la qualité de l'ancrage.

Pour les connexions impliquant une coulée de béton ou de coulis cimentaire, des infiltrations d'eau peuvent survenir si la coulée n'est pas parfaite et qu'une face est exposée aux intempéries, surtout si celle-ci est horizontale. Une entrée d'eau, particulièrement si elle contient des sels de déverglaçage, peut nuire à la qualité du béton et à la performance de la connexion.

2.1.3 Piles de ponts

Le développement du concept des piles de ponts préfabriquées est assez avancé, ayant été investigué par plusieurs chercheurs et employé dans de nombreux projets de CAP. La section qui suit présente les projets réalisés sur le sujet à Polytechnique, qui sont à l'origine du projet actuel sur les culées préfabriquées.

2.1.3.1 Réhabilitation de piles par chemisage en BFUP

Les piles conçues selon les éditions du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6) antérieures à 1988 comportent des détails d'armature inadéquats, notamment par des chevauchements de goudjons provenant de la semelle et des barres d'armature longitudinales de la colonne à la base de cette dernière, sur une longueur insuffisante (Dagenais et al., 2017). Sous des sollicitations sismiques, c'est exactement à cet endroit que se forme la rotule plastique, permettant, lors d'une conception adéquate, de dissiper l'énergie et de préserver l'intégrité des autres éléments de la structure. Une première campagne exploratoire menée par Boucher-Proulx (2008) visait à valider le comportement inadéquat d'une colonne de contrôle, conçue selon les normes antérieures à 1988, et à le comparer à celui d'une colonne identique, réparée avec un enrobage en BFUP venant substituer l'enrobage en béton ordinaire qui doit être préalablement démoli. L'objectif de cet enrobage était d'améliorer l'ancrage et le confinement des barres chevauchées, en éliminant le mode de rupture par fendage de l'enrobage de béton. Les dimensions des colonnes et de la réparation faite sur l'une d'elles sont illustrées à la Figure 2.3.

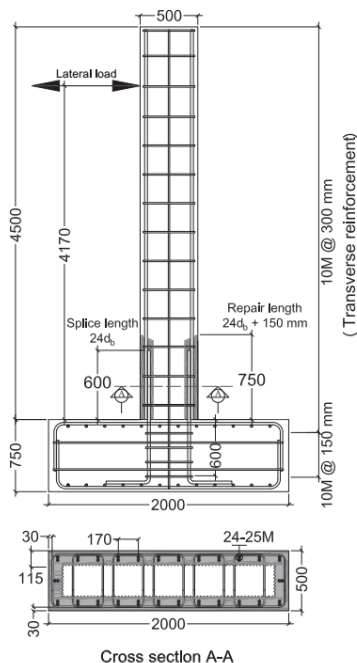


Figure 2.3 Géométrie des colonnes et de la réparation de Boucher-Proulx (Dagenais et al., 2017)

Cette méthode de réparation permet de conserver les dimensions originales de la colonne, contrairement aux autres méthodes de réhabilitation offertes à l'époque. Un BFUP contenant 3% par volume de fibres d'acier a été choisi. Les deux colonnes ont été testées dans leur axe faible selon le même protocole statique-cyclique, afin de reproduire l'effet d'une sollicitation sismique. Les courbes d'hystérésis obtenues pour la colonne de contrôle (C) et la colonne réparée (R) sont présentées à la Figure 2.4.

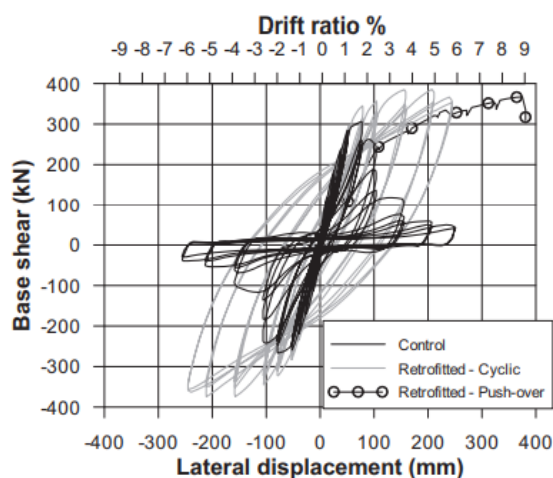


Figure 2.4 Courbes d'hystérésis obtenues par Boucher-Proulx (Dagenais et al., 2017)

La colonne de contrôle, illustrée par la courbe en noir, présente donc un comportement inadéquat, sa capacité chutant drastiquement au-delà d'un ratio de déplacement de 2%. L'aire sous la courbe est donc faible, montrant une faible dissipation de l'énergie attendue lors d'un séisme. La colonne réparée, illustrée par la courbe en gris, présente quant à elle un comportement beaucoup plus satisfaisant. En effet, sa capacité continue d'augmenter jusqu'à un ratio de déplacement de 5%, avec une très légèrement diminution pour un ratio de 6%. L'énergie dissipée par cette colonne est donc largement supérieure à celle de la colonne de contrôle. Le montage d'essai cyclique ne permettant pas d'atteindre la rupture de la colonne réparée, celle-ci a dû être testée une deuxième fois, de manière monotonique pour atteindre la résistance ultime de la colonne, à un ratio de déplacement de presque 9%, cassant deux barres longitudinales. (Boucher-Proulx, 2008)

Suite au succès de cette campagne exploratoire, une campagne d'essais plus extensive a été entreprise par Dagenais (2014). Celle-ci a entre autres inclus des essais statiques-cycliques sur quatre colonnes similaires à celle décrites précédemment. Le paramètre principal étudié était l'influence du diamètre des barres chevauchées sur la performance de la réparation. Les colonnes testées sont présentées à la Figure 2.5. Toutes les dimensions de la réparation étaient proportionnelles au diamètre des barres chevauchées, afin de minimiser leur influence. Tout comme pour Boucher-Proulx, un BFUP contenant 3% par volume de fibres d'acier a été utilisé.

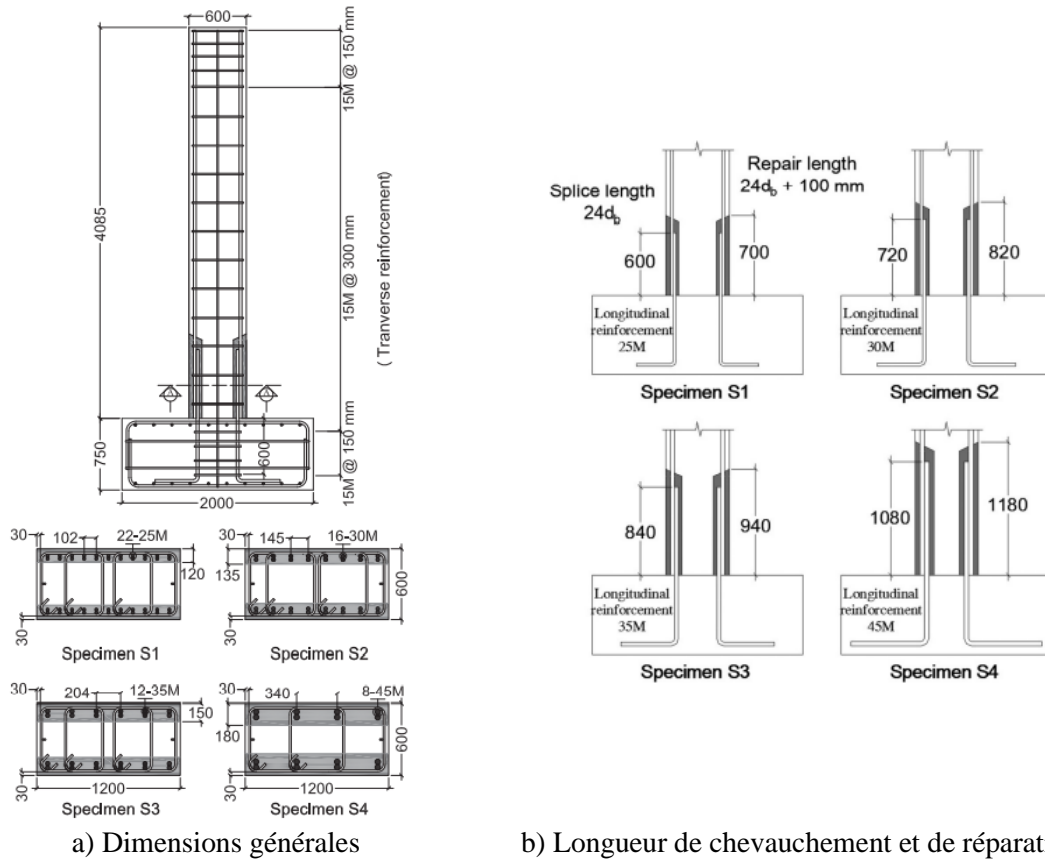


Figure 2.5 Géométrie des spécimens réparés de Dagenais (Dagenais et al., 2017)

Ici aussi, les colonnes ont été testées dans leur axe faible, selon un protocole de chargement statique-cyclique. De plus, des vérins verticaux permettant de reproduire l'effet de la charge axiale supportée par une pile ont été ajoutés. Les courbes d'hystérésis obtenues pour les quatre spécimens sont présentées à la Figure 2.6.

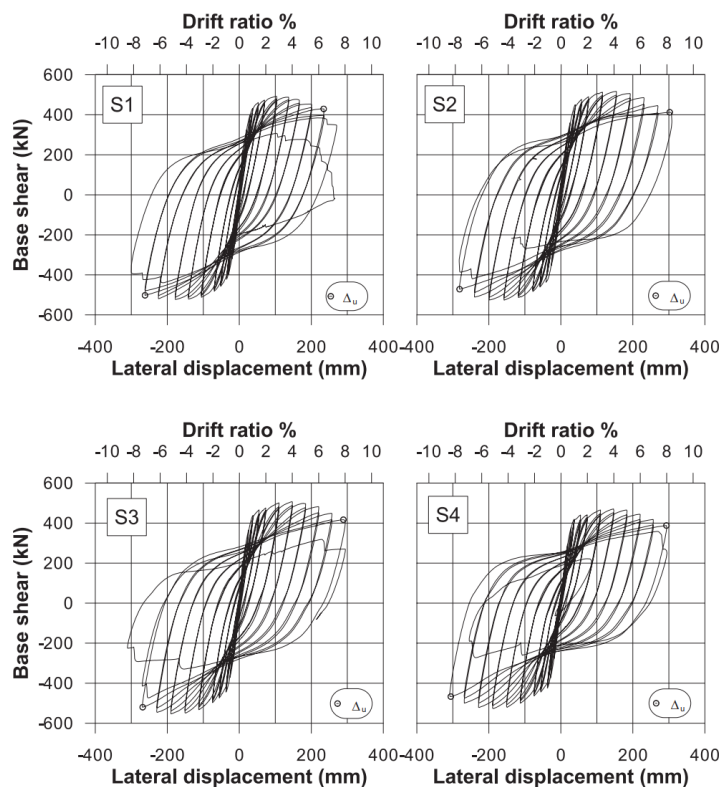


Figure 2.6 Courbes d'hystérésis obtenues par Dagenais et al. (2017)

Les quatre spécimens ont eu des comportements satisfaisants. Les courbes d'hystérésis sont toutes similaires, confirmant l'hypothèse que le diamètre des barres n'a pas d'influence sur le comportement de la réparation, en autant que toutes les autres dimensions y soient proportionnelles. Aucune barre n'a flambé et l'enrobage de béton ne s'est pas écaillé, malgré une quantité insuffisante et une conception inadéquate des armatures de confinement conçue selon les exigences des normes antérieures à 1988.

Étant donné la performance impressionnante de cette technique de réhabilitation des piles de ponts avec longueur de chevauchement insuffisante au niveau de la rotule plastique par un enrobage en BFUP, l'application de cette technique à des ouvrages neufs et à la CAP a pu être envisagée.

2.1.3.2 Piles préfabriquées testées en laboratoire

La phase suivante de l'étude des piles a été le développement de piles préfabriquées comportant un joint de chevauchement en BFUP pour faire la liaison entre la colonne et la semelle. Le premier projet explorant cette avenue a été réalisé par Darveau (2018). Celui-ci considérait d'abord une pile de référence ronde, conçue pour résister à un séisme à Vancouver selon le code CSA S6-14

(Association canadienne de normalisation, 2014a). Afin de respecter les dimensions envisageables au Laboratoire de structures de Polytechnique Montréal, une échelle de 1:2 a dû être choisie. Une seconde pile a également été conçue, celle-ci coulée en deux parties préfabriquées, soit la colonne et la semelle, et assemblées par un joint de chevauchement en BFUP à la base de la colonne, tel qu'illustré à la Figure 2.7.

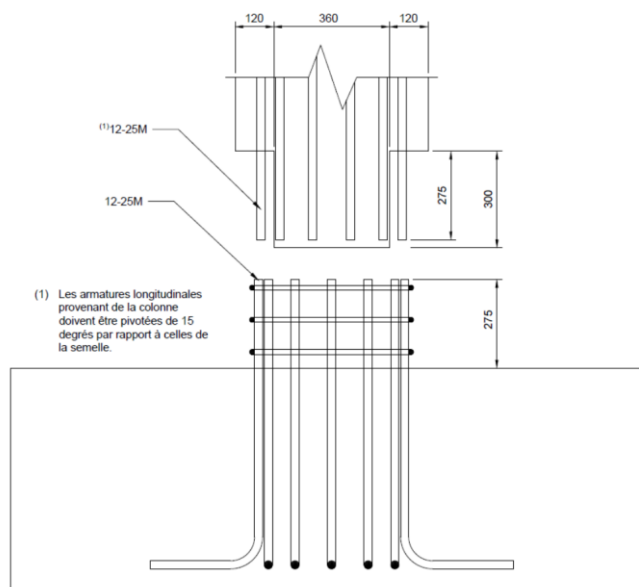


Figure 2.7 Géométrie du joint de la colonne préfabriquée à la semelle (Darveau, 2018)

Les barres de la colonne et de la semelle ont été pivotées de 15° les unes par rapport aux autres, formant un joint de chevauchement sans contact sur 250 mm, avec 25 mm libre en haut et en bas. Le joint a ensuite été complété par un BFUP contenant 3% de fibres d'acier afin d'enrober les barres et assurer le transfert d'efforts entre la colonne et la semelle. Le diamètre du joint est le même que celui de la colonne.

Les deux piles ont été testées dans le système de chargement multiaxial à 6 degrés de liberté (6DDL) du Laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Un chargement statique-cyclique a été adopté encore une fois, avec une amplitude de déplacement croissante au fil des cycles. La courbe d'hystérésis obtenue est présentée à la Figure 2.8.

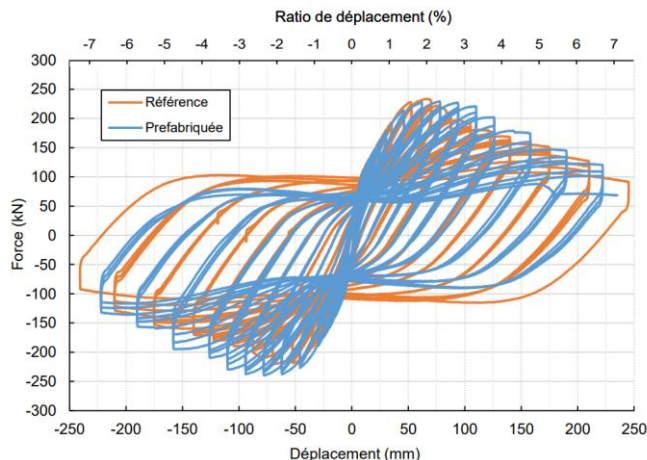


Figure 2.8 Courbes d'hystérésis obtenues par Darveau (2018)

Les deux piles, de référence et préfabriquée, présentent des comportements assez similaires. La pile préfabriquée a une résistance légèrement meilleure, maintenant sa charge maximale sur un plateau plus long. La pile de référence, quant à elle, atteint un ratio de déplacement légèrement supérieur. Les deux piles dissipent une quantité d'énergie similaire jusqu'à une ductilité d'environ 4 (correspondant à un ratio de déplacement de 4.2%), puis la pile de référence prend le dessus, en dissipant légèrement plus d'énergie. Somme toute, il est possible de conclure qu'une pile préfabriquée assemblée à l'aide d'un joint de chevauchement en BFUP à la base de la colonne peut reproduire assez fidèlement le comportement d'une pile coulée en place conçue selon le code CSA S6-14 (Association canadienne de normalisation, 2014a).

Le traitement des résultats et l'observation des photos prises en cours d'essai, ainsi que le montage de modèles numériques détaillés, ont permis d'observer la formation de deux rotules plastiques dans la pile préfabriquée; l'une dans la colonne au-dessus du joint de BFUP, et l'autre dans la semelle sous le joint. La colonne de référence, quant à elle, forme une seule rotule plastique s'étendant au-dessus et au-dessous de l'interface colonne-semelle. Cette duplication de la rotule plastique n'avait pas été observée dans la campagne de réhabilitation des piles car les joints étaient plus longs (chevauchement de $24d_b$) en comparaison avec un chevauchement de $10d_b$ pour le joint entre les éléments préfabriqués. Le béton ordinaire situé directement au-dessus du joint se désagrège, exposant les barres d'armature qui plastifient ensuite en traction, et flambent en compression. C'est ce phénomène qui explique le pincement de la courbe d'hystérésis, et la dissipation d'énergie inférieure dans la colonne préfabriquée. Il nuit également à la ductilité de la colonne. Il convient toutefois de souligner que pour les déplacements de conception autour d'un

ratio de déplacement de 3 à 4%, la pile préfabriquée a présenté moins de dommages que la pile coulée en place.

Un autre projet plus récent, réalisé par Lewis (2021), a visé à améliorer encore plus la performance des piles préfabriquées, et d'éliminer la deuxième rotule plastique se formant au-dessus du joint de BFUP en allongeant celui-ci. Un problème de congestion des barres d'armature observé lors de la construction des piles de Darveau (2018) a aussi été résolu en disposant les armatures de la colonne et de la semelle sur deux diamètres différents. La courbe d'hystérésis obtenue pour cette pile est présentée à la Figure 2.9.

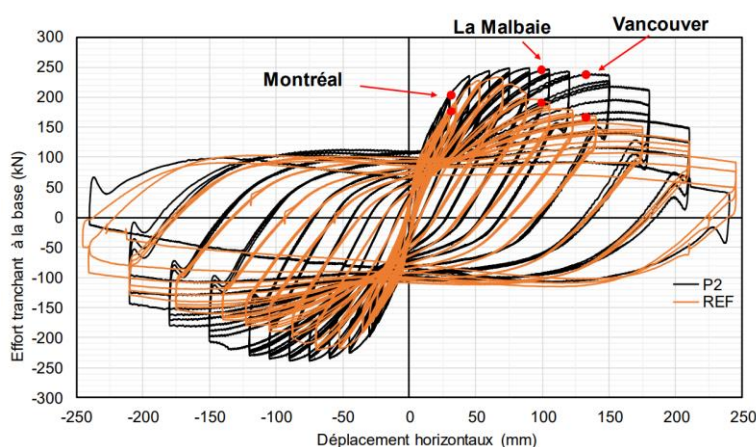


Figure 2.9 Courbe d'hystérésis obtenue par (Lewis, 2021)

La pile préfabriquée présente une meilleure résistance que celle coulée en place pour les déplacements de conception de différentes villes au Canada. Elle présente également une meilleure performance selon les critères de la norme CSA S6:19 (Association canadienne de normalisation, 2019) pour ce type de conception.

2.1.4 Culées de ponts

Le succès des projets de réparation et de préfabrication des piles de ponts a mené à l'initiation d'un projet de préfabrication des culées de ponts à Polytechnique Montréal. Les phases antérieures de ce projet, ainsi que des exemples de projets réels sont présentés ici.

2.1.4.1 Phases antérieures du projet sur les culées préfabriquées

La première étape du projet visant le développement de culées préfabriquées a été menée par Tchatat (2019). Celui-ci a d'abord visé à bien comprendre les charges agissant sur une culée,

notamment lors d'un séisme. En effet, l'étude du comportement d'une culée, en raison du remblai se trouvant derrière celle-ci, se trouve à la limite entre deux champs d'expertise du génie civil, soit la structure et la géotechnique. C'est donc un domaine qui a été peu étudié et qui est mal connu.

Trois différents types d'analyses ont été traités : la modélisation numérique non linéaire de l'interaction sol-structure, la méthode dynamique simplifiée et la méthode pseudo-statique. La modélisation a été faite en 2D en supposant des déformations planes, puisque les culées sont généralement beaucoup plus longues que larges ou hautes. Les géométries de la culée et du tablier, choisies en accord avec les ingénieurs du MTQ, sont les mêmes que celles utilisées dans le présent mémoire. Elles sont présentées à la Figure 2.10 et au Tableau 2.1.

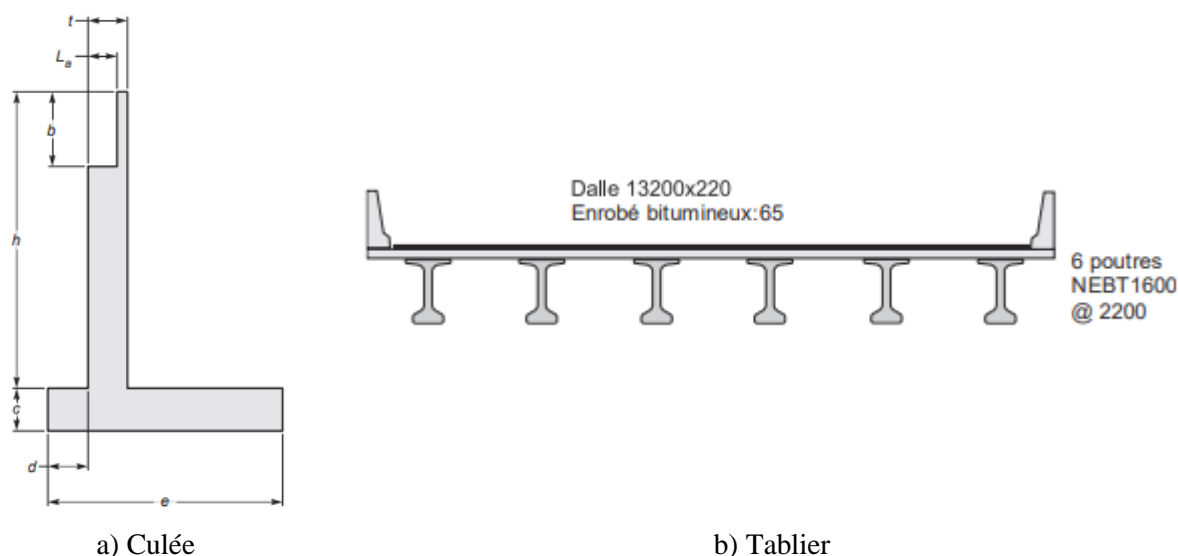


Figure 2.10 Géométries adoptées (Tchatat, 2019)

Tableau 2.1 Dimensions de la culée (Tchatat, 2019)

Largeur du mur garde-grève a (mm)	Profondeur de l'assise b	Épaisseur de la culée t (mm)	Épaisseur de la semelle c	Largeur de la semelle e	Pince d	Largeur de l'assise L_a (mm)
300	$L/20$	1200	t	$0.8H$	t	900

Dans le tableau ci-dessus, la dimension H correspond à la hauteur totale de la culée, incluant l'épaisseur de la semelle, la hauteur du mur de front et la hauteur du mur garde-grève. La Figure 2.11 présente les trois types d'analyses réalisées par Tchatat.

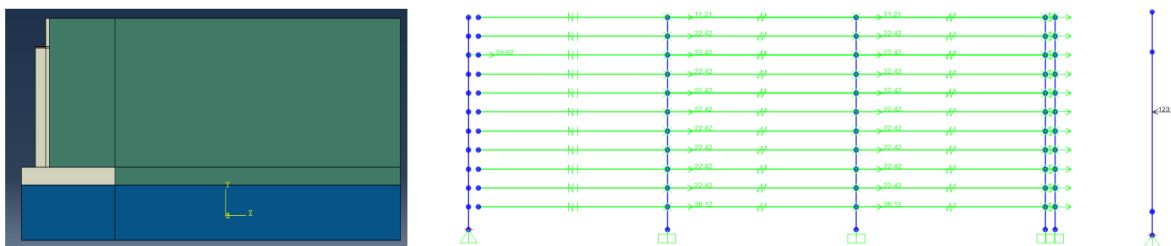


Figure 2.11 De gauche à droite, le modèle numérique, dynamique simplifié et pseudo-statique (Tchatat, 2019)

Le modèle numérique non linéaire a été réalisé sur *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014). Il a été calibré sur des essais sur des murs de soutènement en centrifugeuse. Par contre, les hypothèses sont nombreuses, les lois de matériaux disponibles sont imparfaites et les essais en centrifugeuse ne sont pas parfaitement représentatifs de la réalité. Le modèle numérique demeure tout de même le type d'analyse le plus raffiné disponible, donc il sert de référence pour la modélisation d'une culée.

Le modèle dynamique simplifié est un modèle de culée simplifié monté dans *SAP2000* (Computers and Structures, 2019), avec des ressorts et des masses concentrées représentant l'action du remblai. Les efforts prédits par ce modèle sont supérieurs à ceux du modèles non linéaire calibré.

Le modèle pseudo-statique est un modèle simplifié de la culée, analysé selon les règles de calcul prédites par le Code des ponts CSA S6-14 (Association canadienne de normalisation, 2014a) et par le Manuel de conception des structures (MCSQ) (Ministère des Transports du Québec, 2018). Les résultats de ce modèle montrent que les combinaisons sismiques imposées par le MCSQ sont conservatrices et que la méthode de Mononobe-Okabe est probablement incapable de représenter adéquatement les pressions associées à des accélérations élevées. (Tchatat, 2019)

Le phase suivante du projet sur les culées préfabriquées a été réalisée par Bastide (2020). Celui-ci s'est principalement concentré sur le développement d'un essai d'ancrage d'une barre d'armature dans le BFUP, et ces résultats sont présentés à la section 2.5.3 du présent mémoire. Il a également fait, à partir des efforts estimés par Tchatat, une conception préliminaire des culées préfabriquées qui a mené à la proposition des trois concepts de la Figure 2.12.

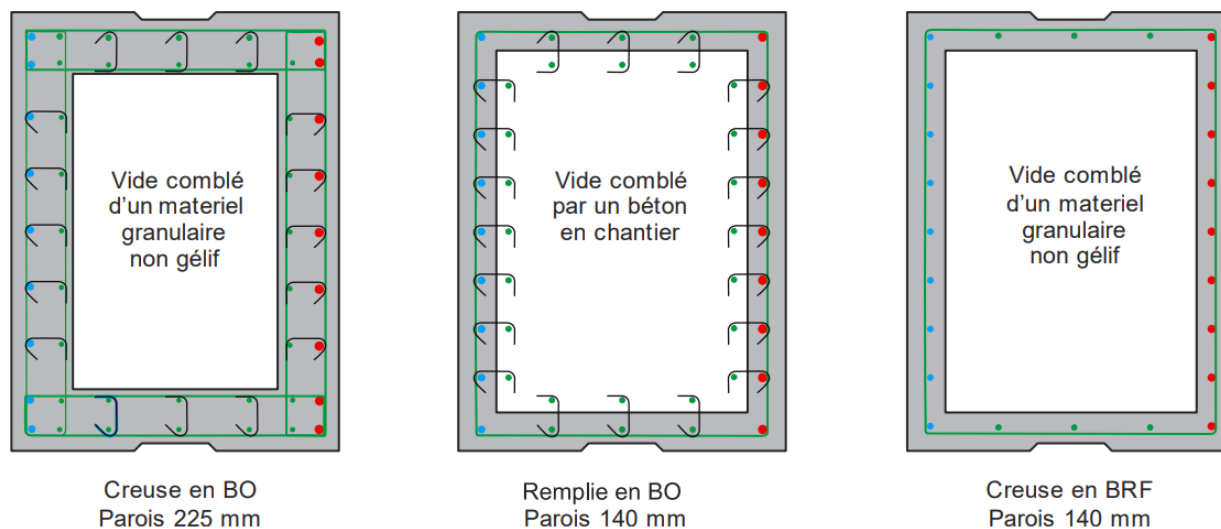


Figure 2.12 Concepts préliminaires des culées préfabriquées – Vue en plan
(Massicotte et al., 2020)

Ces trois concepts impliquaient donc des sections étroites de mur de front, remplies d'un matériau participatif ou non. Finalement, seuls les deux premières options ont été retenues pour la suite du projet. De plus, les clés de cisaillement liant les éléments entre eux ont été abandonnées, la liaison entre les éléments étant assurés en partie supérieure par l'assise des poutres.

2.1.4.2 Culées préfabriquées en pratique

Les exigences de conception de la sous-structure sont souvent plus sévères que celles de la superstructure, notamment puisque le comportement de cette dernière a plus été étudié et est donc mieux connu. Tel que discuté précédemment, l'interaction sol-structure reste un phénomène à investiguer plus en profondeur. En raison de ces tolérances plus serrées, la conception des culées est souvent conservatrice, en faisant des éléments de béton massifs. Il est ainsi plus complexe d'utiliser la CAP pour ces éléments. (Khan, 2014) Quelques exemples de projets peuvent être trouvés aux États-Unis et au Canada, mais les culées préfabriquées sont rarement intégrées aux ponts construits en méthode accélérée (11 projets sur les 124 de la base de données du ABC-UTC (2021)).

La plupart des culées préfabriquées ayant été utilisées dans des projets sont constituées d'un mur de front, mis en place directement sur des pieux en H en acier, sans semelle, tel que montré à la Figure 2.13.

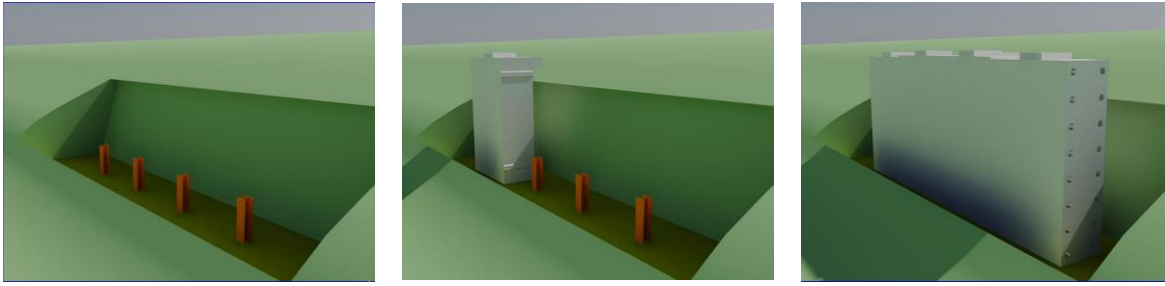


Figure 2.13 Culée préfabriquée sur pieux en H (Tayarani, 2016)

Plusieurs projets de CAP trouvés dans la base de données du ABC-UTC (2021) utilisent cette technique (6 sur 11). Les pieux sont d’abord enfoncés dans le sol sur une longueur suffisante. Les éléments préfabriqués sont quant à eux conçus avec un vide structural là où doit (doivent) s’insérer le(s) pieu(x). Un ou plusieurs pieux peuvent être prévus dans chaque élément préfabriqué. Une fois les sections de murs positionnées au-dessus des pieux, la cavité est remplie de béton en chantier, puis les éléments sont post-tensionnés dans le but de les stabiliser et de les rendre étanches. Le même principe peut aussi être appliqué avec des pieux en béton circulaires ou carrés, dont les armatures dépassent pour l’ancrage dans la cavité des sections de mur de front de la culée.

Bien que plus rares, quelques exemples de culées préfabriquées sur semelles superficielles peuvent être trouvés. Le pont d’Epping est un bon exemple de projet bien réussi ayant utilisé des culées similaires à celles développées dans le cadre du présent projet. Pour ce remplacement de pont, l’entrepreneur s’est orienté vers une construction accélérée, en choisissant une structure entièrement préfabriquée, composée d’un tablier fait de poutres-caissons en béton et de culées pleine hauteur en porte-à-faux avec des semelles de fondation superficielles, tel qu’illustré à la Figure 2.14.

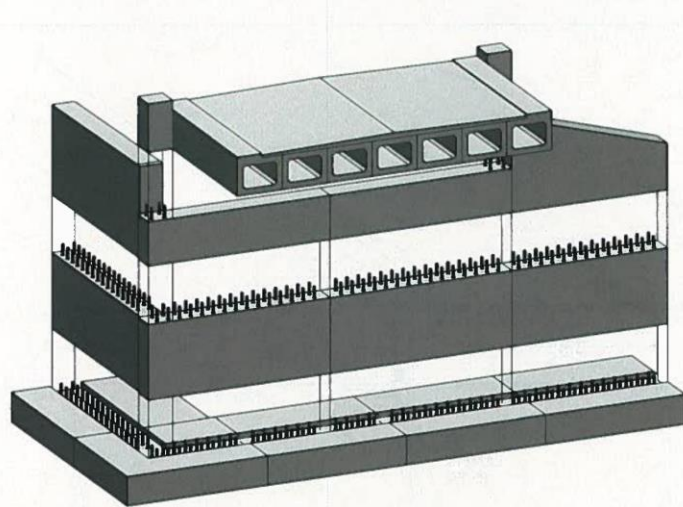


Figure 2.14 Concept des culées préfabriquées du pont d'Epping (Stamnas & Whittemore, 2005)

L'objectif de cette méthode de construction était de reproduire les aspects positifs d'une structure coulée en place, sans ses désagréments, particulièrement le temps de construction. Tel que souhaité, le remplacement du pont a pu être réalisé en seulement huit jours.

La connexion entre le mur de front et la semelle a été réalisée à l'aide de manchons mécaniques injectés de coulis cimentaire. Par contre, comme mentionné précédemment, l'utilisation de ces coupleurs implique des tolérances de construction serrées. L'entrepreneur a donc préféré éliminer les joints horizontaux facultatifs à mi-hauteur du mur de front (voir Figure 2.14), et utiliser des éléments pleine hauteur plus étroits, afin de minimiser le nombre de coupleurs utilisés. Des clés de cisaillement verticales remplies de coulis cimentaire en chantier ont été réalisées pour lier les éléments adjacents. Cependant, celles-ci se sont avérées difficiles à couler et peu nécessaires au bon comportement de la structure. Le projet a également révélé l'importance de la bonne réalisation des joints en chantier, bien qu'ils paraissent une étape simple à l'entrepreneur, pour assurer la bonne performance des connexions. (Stamnas & Whittemore, 2005) La Figure 2.15 présente quelques étapes de la construction de l'une des culées.

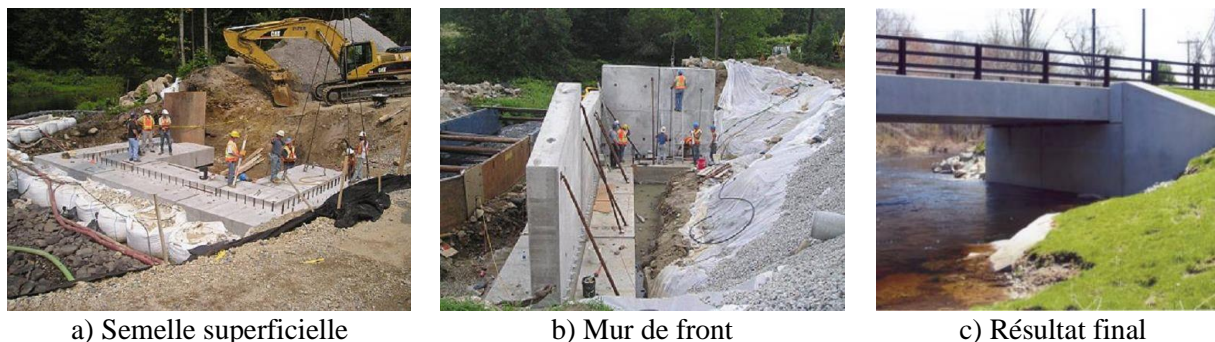


Figure 2.15 Construction d'une culée préfabriquée - Pont d'Epping (ABC-UTC, 2021; Stamnas & Whittemore, 2005)

Un projet similaire à celui d'Epping a été réalisé au Québec en 2016, à Sainte-Christine d'Auvergne (rang St-Georges au-dessus de la rivière Jacquot), et a été fait entièrement d'éléments préfabriqués. Le tablier du pont était composé de poutres en béton précontraint et d'une dalle en trois sections. Les culées étaient composées d'un mur de front en trois parties et d'un mur garde-grève en deux parties. Ici aussi, des manchons mécaniques injectés de coulis cimentaire ont été choisis pour assurer la connexion entre le mur de front et la semelle, et du BFUP 2% a été utilisé pour les joints verticaux entre les éléments préfabriqués. (Massicotte et al., 2020) Le projet a finalement nécessité 7 mois, et le budget initialement prévu a été dépassé, ce qui montre le peu d'expérience des concepteurs et entrepreneurs québécois avec ce type de construction (éléments préfabriqués volumineux, utilisation du BFUP).

2.2 Conception parasismique du mur de front des culées

2.2.1 Conception selon la norme CSA S6:19

Des études géotechniques doivent d'abord être réalisées au site du pont afin de connaître l'angle de frottement interne, la masse volumique du sol et sa capacité portante en service et à l'ultime, qui servent au dimensionnement géotechnique de la semelle de la culée. Ces études permettent également d'évaluer la classe du site, présentée à l'article 4.4.3.2 et au tableau 4.1 de la norme. Les classes de site vont de A à F, A étant un roc dur et E étant un sol meuble, F nécessitant des études spécifiques de site.

En amont du projet, la catégorie d'importance du pont est déterminée par le propriétaire de l'ouvrage selon la route sur laquelle il se trouve et la région qu'il dessert, en fonction des catégories

données à l'article 4.4.2, soit pont essentiel, principal ou autre. Selon l'emplacement géographique du site, les valeurs d'aléa sismique établies pour le Code national du bâtiment du Canada par la Commission géologique du Canada peuvent être obtenues (Gouvernement du Canada, 2021). Ainsi, l'accélération horizontale maximale (AHM) et le spectre de réponse ($S_a(T)$) sont déterminés pour les périodes de retour de 475, 975 et 2475 ans [art. 4.4.3.1]. La valeur d'accélération de référence, AHM_{ref} , doit être calculée comme suit [art. 4.4.3.3] :

$$AHM_{ref} = \begin{cases} 0.8 \cdot AHM & \text{si } S_a(0.2)/AHM < 2.0 \\ AHM & \text{si } S_a(0.2)/AHM \geq 2.0 \end{cases} \quad (2.1)$$

La valeur de AHM_{ref} ainsi que la classe de site doivent ensuite être utilisées avec les tableaux 4.2 à 4.9 de la norme pour déterminer les coefficients du site pour l'accélération spectrale $F(T)$ afin d'obtenir le spectre de calcul pour le site du pont [art. 4.4.3.4].

Selon les valeurs définissant le spectre de calcul et selon la période T du pont, la catégorie de performance sismique peut être déterminée, allant de 1 à 3, cette dernière étant la plus sévère au niveau des critères de dimensionnement [art. 4.4.4]. En fonction de cette catégorie de performance sismique et de la catégorie d'importance du pont, le type de conception et les types d'analyses à réaliser sont spécifiés [art. 4.4.5.3.1]. Les deux types de conception imposés sont celle basée sur la performance, et celle basée sur la force, qui seront décrites plus loin. Il est intéressant de noter qu'aucun des ponts de catégorie 1 ne nécessite d'analyse sismique et que les ponts essentiels doivent toujours faire l'objet d'une conception basée sur la performance, pour les catégories 2 et 3. Selon l'article 4.4.5.2.1, aucune analyse de la demande sismique n'est requise pour les ponts à portée simple réguliers. Par contre, le chapitre 6 précise que les culées, et en particulier celles où l'appui du tablier est fixe, doivent être conçues pour résister aux efforts sismiques produits par la poussée des terres et par l'inertie de la structure (sous-structure et superstructure). Il a donc été décidé d'utiliser les règles de calcul pour les ponts à portées multiples présentées dans ce qui suit.

La conception basée sur la performance (CBP) est traitée à l'article 4.4.6. Des critères d'endommagement sont spécifiés pour chacun des niveaux de performance attendus suite à un séisme de donné. Selon la catégorie d'importance du pont, un niveau de performance est spécifié permettant un service immédiat, limité, interrompu ou aucun service. Les critères d'endommagement concernent l'état général du pont, les déformation dans le béton, dans les aciers d'armature et ou dans l'acier structural, les déplacements résiduels, l'endommagement des

assemblages, des appareils d'appui, des joints et des dispositifs de retenue ainsi que les mouvements de la fondation. Pour les concepteurs inexpérimentés, une conception basée sur la force pourrait d'abord être faite pour donner un premier ordre de grandeur du dimensionnement requis, puis elle un ajustement pourrait être fait selon la performance obtenue par rapport à celle souhaitée.

La conception basée sur la force (CBF) est présentée à l'article 4.4.7. La philosophie de la norme CSA S6:19 est de concevoir des éléments de la sous-structure ductiles, donc capables de dissiper l'énergie lors des séismes en générant de grands déplacements, ce qui protège les autres éléments de la structure qui ont des ruptures plus fragiles ou qui sont plus difficiles à remplacer. Le facteur d'importance I_e doit d'abord être déterminé; il est de 1.5 pour les ponts principaux et de 1.0 pour les ponts autres (les ponts essentiels faisant l'objet de la CBP uniquement) [art. 4.4.7.3].

Un coefficient de modification de réponse R doit ensuite être choisi, basé sur la ductilité attendue de l'élément structural dimensionné. Il est spécifié que les éléments de la sous-structure qui résistent aux charges latérales doivent être conçus et détaillés pour avoir un comportement ductile, c'est-à-dire un R minimal de 2.0 [art. 4.4.7.2]. Cet article s'applique donc aux culées qui constituent un appui fixe pour le tablier dans les ponts à portée simple, bien qu'aucun coefficient ne soit explicitement spécifié pour les culées, contrairement aux divers types de piles présentés au tableau 4.17. La force sismique latérale minimale pour une masse accélérée lors d'un séisme est donnée à l'article 4.4.7.4 :

$$V = S(T) \cdot I_E \cdot W \quad (2.2)$$

Cette force sismique élastique doit ensuite être divisée par le coefficient R pour le calcul des efforts servant au dimensionnement de l'armature de flexion. À partir de la quantité d'armature requise en flexion, les moments escompté (« *expected* ») et probable doivent être calculés. Le moment escompté M_e représente la résistance qui est la plus réaliste d'être attendue de la structure, en considérant les résistances réelles et en éliminant les coefficients de tenue dans les calculs [art. 4.7.2] :

$$\phi_s = \phi_c = 1.0 \quad (2.3)$$

$$f_{y,e} = R_y \cdot f_y \quad \text{où} \quad R_y = \begin{cases} 1.1 & \text{si } R < 3 \\ 1.2 & \text{si } R \geq 3 \end{cases} \quad (2.4)$$

$$f'_{c,e} = 1.25 \cdot f'_c \quad (2.5)$$

Le moment probable M_p est la résistance maximale qui pourrait être atteinte par la structure à sa rupture en flexion [art. 4.4.10.3.2 & 4.4.10.4.3] :

$$M_p = \begin{cases} 1.2 \cdot M_e & \text{Catégorie de performance sismique 2} \\ 1.3 \cdot M_e & \text{Catégorie de performance sismique 3} \end{cases} \quad (2.6)$$

À partir de ce moment probable, et selon la hauteur effective à laquelle une force horizontale concentrée pourrait être appliquée pour produire le même moment que les forces sismiques élastiques, l'effort tranchant probable V_p est déterminé et sert à la conception en cisaillement [art. 4.4.10.4.3]. Comme il s'agit d'un mode de rupture fragile, celui-ci doit être absolument évité; c'est pourquoi l'effort probable est utilisé. Cependant, il n'est pas nécessaire que cet effort de conception, calculé à partir de la résistance probable, soit supérieur aux forces sismiques élastiques majorées de 1.25 [art. 4.4.10.4.2.2].

Les articles du chapitre 4 décrits ci-dessus concernent plus généralement le calcul parasismique des structures. La section 6.14 vient ajouter des provisions spécifiques au calcul des culées et des murs de soutènement. Le commentaire du code spécifie d'abord que les forces sismiques à considérer pour l'évaluation de la stabilité du mur de front incluent les forces d'inerties du mur lui-même ($F_{I\text{culée}}$), la pression latérale sismique des terres provenant du remblai (P_{ae}) et les forces sismiques transmises du tablier par les appuis qui ne glissent pas librement ($F_{I\text{tablier}}$) [art. C6.14.7.2 section *Seismic loads on abutment walls*]. Il mentionne également qu'il existe des preuves dans la littérature de la non-concomitance des différentes charges sismiques. (Atik & Sitar, 2010; Taiebat et al., 2014) Cette affirmation avait également été vérifiée par Tchatat (2019) à l'aide de modèles numériques. Ainsi, il est très peu probable que les trois types de charges sismiques ($F_{I\text{culée}}$, $F_{I\text{tablier}}$ et P_{ae}) agissent simultanément à leur pleine amplitude. Par contre, le commentaire mentionne également que trop peu de recherche existe dans ce domaine pour différentes configurations de mur et de remblai, donc aucune pondération réduite des charges sismiques n'est proposée. Un seul cas de charge sismique est donc à considérer selon la norme CSA S6:19 :

- $P_{ae} + (F_{I\text{culée}} + F_{I\text{tablier}})/R + \alpha_D \cdot W_{\text{culée}} + \alpha_D \cdot W_{\text{tablier}}$

La norme CSA S6:19 spécifie d'appliquer le coefficient R aux charges sismiques pour tenir compte de la ductilité de l'élément structural dimensionné. Par contre, comme un coefficient tient déjà compte de la ductilité du mur dans le calcul de k_h , qui sert ensuite au calcul de P_{ae} , il a été choisi

de n'appliquer le coefficient R qu'aux forces $F_{I\text{culée}}$ et $F_{I\text{tablier}}$. La pondération des charges mortes α_D est de 1.25 au maximum ou 0.8 au minimum, selon leur direction et leur effet sur l'effort calculé.

La force d'inertie de la culée se calcule avec l'équation (2.2) présentée précédemment :

$$F_{I\text{culée}} = S(T) \cdot I_E \cdot W_{\text{culée}} \quad (2.7)$$

La même équation s'applique au calcul de la force d'inertie du tablier, mais des spécifications supplémentaires sont ajoutées à l'article 4.4.10.1, qui spécifie :

Dans le cas des ponts à travée simple, indépendamment de la catégorie de performance sismique, la force minimale de liaison de calcul dans les directions entravées entre la superstructure et la sous-structure doit être égale à la charge permanente tributaire à la culée multipliée par la plus grande des valeurs suivantes : $0,8S(0,2)$ et $0,05$. On doit supposer que cette force agit séparément dans chaque direction horizontale entravée.

Pour Montréal par exemple, $0,8 \cdot S(0,2) = 0,476$, ce qui est largement supérieur à l'autre limite de $0,05$. En combinant les articles 4.4.7.4 et 4.4.10.1, la force d'inertie du tablier se calculerait comme suit :

$$F_{I\text{tablier}} = S(T) \cdot I_E \cdot W_{\text{tablier}} \quad \begin{array}{l} \geq 0,05 \cdot W_{\text{tablier}} \\ \geq 0,8 \cdot S(0,2) \cdot W_{\text{tablier}} \end{array} \quad (2.8)$$

Cependant, en lisant le commentaire de la norme CSA S6:19 [art. C4.4.10.1], l'esprit de cet article peut être mieux compris :

Since rigorous analysis is not required for single-span bridges in any seismic performance zone, minimum connection forces are specified in Clause 4.4.10.1 for design purposes. These minimum values are based on the assumption that these bridges have very short periods. This follows from the observation that single-span bridges on steel bearings or thin elastomeric pads are almost rigid and respond to ground motion without period-dependent amplification. Soil effects might be important here and are included in a somewhat conservative manner through the site coefficient in determining, $S(T)$.

L'esprit de l'article 4.4.10.1 est donc basé sur le fait qu'il est attendu que les ponts à portée simple aient de très courtes périodes de vibration, étant donné la rigidité des culées aux appuis et le tablier relativement court (par rapport à des portées multiples). Leur comportement sismique ne serait donc pas nécessairement dépendant de leur période de vibration ($T < 0,2$ s). Par contre, comme plusieurs hypothèses conservatrices sont déjà prises pour le dimensionnement des culées, il serait trop conservateur d'utiliser $S(0,2)$ dans le calcul de la force d'inertie, donc une limite de $0,8 \cdot S(0,2)$ est spécifiée.

Selon l'esprit du commentaire, la valeur de $0.8 \cdot S(0.2)$ est prescrite comme accélération dans le calcul de la force d'inertie du tablier, dans le cas où aucune analyse n'aurait été faite pour évaluer la période de la structure. Dans le même esprit, si la période de la structure est évaluée, et qu'elle est effectivement inférieure à 0.2 s, cette valeur devrait plutôt être utilisée comme borne supérieure de l'accélération à appliquer au poids du tablier. Dans le cas des structures plus ductiles, par exemple avec des culées plus hautes, la période de la structure augmente, faisant en sorte que l'accélération donnée par $S(T)$ devient inférieure à celle donnée à $0.8 \cdot S(0.2)$. Il serait ainsi inutilement conservateur d'utiliser cette dernière valeur pour l'accélération de la masse du tablier; celle-ci devrait encore une fois plutôt constituer une borne supérieure de la valeur calculée.

Cette hypothèse s'accorde avec le Code national du bâtiment du Canada (Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies, 2015). En effet, la philosophie de calcul des charges sismiques élastiques est similaire pour les deux normes de conception des structures. L'article 4.1.8.11, paragraphe 2, alinéa C du CNBC 2015 spécifie ceci :

[D]ans le cas des bâtiments situés sur un emplacement qui n'est pas de catégorie F et ayant un SFRS où la valeur de R_d est égale ou supérieure à 1,5, il n'est pas nécessaire que le valeur de V soit supérieure à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\frac{2}{3} S(0,2) \cdot I_E \cdot W / (R_d \cdot R_o)$$

$$S(0,5) \cdot I_E \cdot W / (R_d \cdot R_o)$$

Le CNBC 2015 impose donc lui aussi une limite supérieure à l'accélération dans le calcul de la force sismique élastique, basée sur $S(0.2)$ pour les structures ayant un certain degré de ductilité ($R_d \geq 1.5$). Selon les valeurs des différents facteurs multiplicatifs, la limite supérieure sur la valeur de V peut aller de $0.08 \cdot S(0.2) \cdot W$ à $0.67 \cdot S(0.2) \cdot W$. L'utilisation d'une borne supérieure de $0.8 \cdot S(0.2) \cdot W$ pour le calcul selon la norme CSA S6:19 semble donc raisonnable, et c'est l'hypothèse adoptée dans le présent mémoire :

$$F_{I \text{ tablier}} = S(T) \cdot I_E \cdot W_{\text{tablier}} \begin{cases} \geq 0.05 \cdot W_{\text{tablier}} \\ \leq 0.8 \cdot S(0.2) \cdot W_{\text{tablier}} \end{cases} \quad (2.9)$$

La pression latérale sismique des terres provenant du remblai P_{ae} se divise en deux composantes : une composante statique P_a et une composante dynamique $P_{ae \text{ add}}$. La force concentrée issue de la poussée statique est appliquée à $H/3$, alors que celle issue de la poussée dynamique est appliquée

à $0.6H$ [art. C6.14.7.2 section *Point of application of lateral seismic force*]. Ces deux forces se calculent à l'aide des angles présentés sur la Figure 2.16 et des équations (2.10) à (2.15).

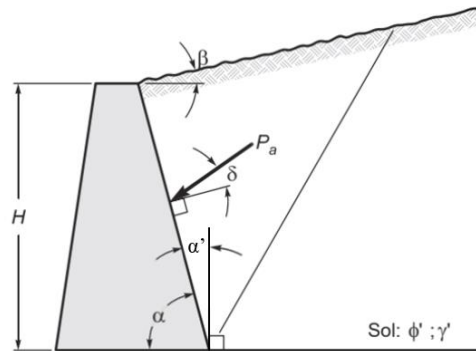


Figure 2.16 Angles requis pour le calcul de K_a et K_{ae}

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \Phi')}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi' + \delta) \sin(\Phi' + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.10)$$

$$P_a = 1/2 \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot K_A \quad (2.11)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right) \quad (2.12)$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi' - \theta - \alpha')}{\cos(\theta) \cos^2(\alpha') \cos(\delta + \alpha' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi' + \delta) \sin(\Phi' - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \theta) \cos(\beta - \alpha')}} \right]^2} \quad (2.13)$$

$$P_{ae} = 1/2 \cdot \gamma' \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \quad (2.14)$$

$$P_{ae \text{ add}} = P_{ae} - P_a \quad (2.15)$$

Les équations pour le calcul de la poussée sismique sont tirées de la méthode de Mononobe-Okabe. (Mononobe & Matsuo, 1929) Le coefficient vertical d'accélération sismique k_v doit être ignoré et posé à zéro [art. C6.14.7.2 section *M-O method*]. Le coefficient k_{h0} est le coefficient horizontal d'accélération sismique pour un mur dans lequel il ne se produit aucun déplacement. Il est égal à $F(AHM) \cdot AHM$, soit l'accélération horizontale maximale ajustée au site. Le coefficient horizontal d'accélération sismique utilisé pour le dimensionnement de la culée varie selon sa ductilité : si le mur est n'est pas capable de se déplacer d'au moins 25 mm, $k_h = k_{h0}$, alors que si le mur est en

mesure de se déplacer de 25 à 50 mm, $k_h = 0.5k_{ho}$ [art. C6.14.7.2 section *M-O method*]. Ce critère est donc associé à la ductilité du mur de la culée, et on croit qu'il doit remplacer le coefficient de modification de réponse R pour l'effort dû à la poussée des terres. Il est intéressant de noter que ces critères sont spécifiés pour un mur et non pour une culée; la réduction de section au niveau du mur garde-grève qui augmente la flexibilité et donc le déplacement au sommet par rapport à un mur de largeur uniforme n'est ainsi pas prise en compte. Le commentaire de la norme CSA S6-14 (Association canadienne de normalisation, 2014b) mentionnait que la méthode de Mononobe-Okabe n'était pas adéquate pour les murs de plus de 6 m. Cette mention a été retirée dans le commentaire de la norme CSA S6:19, mais selon Tchatat (2019), l'utilisation de cette méthode pour les murs de grande hauteur serait trop conservatrice. Une attention particulière doit donc être portée aux efforts sur les culées de grande hauteur.

2.2.2 Conception selon le MCSQ

Le Manuel de conception des structures du Québec (MCSQ) (Ministère des Transports du Québec, 2020) ajoute plusieurs clarifications et précisions aux exigences de la norme CSA S6, qui doivent elles aussi être respectées lors de la conception de structures. Normalement, ces règles supplémentaires se doivent d'être aussi sévères sinon plus que celles de la norme CSA S6. La procédure de conception parasismique des culées est donc légèrement modifiée par le MCSQ par rapport à ce qui a été présenté à la section précédente.

L'article 4.4.1 mentionne qu'il est acceptable de faire la conception des culées de manière élastique, c'est-à-dire en utilisant la conception basée sur la force et un coefficient de modification de réponse $R = 1.0$ (contrairement à la norme CSA S6 qui exige un R minimal de 2.0). Par contre, l'article 4.4.3 mentionne que les culées n'ont pas nécessairement besoin de demeurer élastiques et pleinement opérationnelles pour le séisme ayant une période de retour de 2475 ans, en autant qu'elles respectent les critères de la conception basée sur la performance. Il est cependant plus simple pour les concepteurs de faire la CBF avec des forces élastiques, donc c'est généralement ce qui est fait en pratique, sans étude détaillée de la performance.

Comme la conception est faite de manière élastique plutôt que par capacité, le MCSQ exige de pondérer les charges sismiques élastiques par 1.5 pour la vérification des modes de rupture fragiles comme le cisaillement [art. 4.4.1]. Ce critère est plus critique que celui de la norme CSA S6:19, qui exige de pondérer les charges sismiques élastiques par 1.25 pour la même vérification.

Le MCSQ réfère au commentaire de la norme CSA S6:19 mentionnant que la poussée du sol, la force d'inertie de la culée et la réaction horizontale provenant du tablier n'agissent pas à leur pleine amplitude simultanément, et propose les combinaisons de charges sismiques ci-dessous [art. 6.9.4.3]. Il est important de remarquer que le MCSQ est plus permissif que la norme CSA S6, qui impose des coefficients de 1.0 pour ces trois charges.

- $1.0P_{ae} + 0.5P_{ir} + 0.5Tab$
- $0.5P_{ae} + 1.0P_{ir} + 0.5Tab$
- $0.5P_{ae} + 0.5P_{ir} + 1.0Tab$

La charge P_{ae} est la même que celle décrite à la section précédente, incluant les effets statique et dynamique de la poussée des terres. Elle se calcule le plus souvent avec la méthode de Mononobe-Okabe (M-O). Le calcul de k_h reste aussi le même, variant selon la ductilité de la culée. Le MCSQ ajoute une précision sur l'applicabilité de la méthode M-O, spécifiant qu'elle est permise pour les murs dont la hauteur dépasse 6 m si l'inclinaison du sol derrière le mur β est inférieure à 20° et si k_h est inférieur à 0.2 [art. 6.9.4.1]. Il est aussi mentionné que pour les deuxième et troisième combinaisons, la charge $0.5P_{ae}$ ne doit pas être inférieure à $1.25P_a$. Deux combinaisons supplémentaires peuvent donc être ajoutées pour assurer cette vérification.

La variable P_{ir} désigne la force d'inertie de l'élément de fondation et du remblai, soit $F_{I_{culée}}$ et $F_{I_{sol}}$ selon la dénomination de ce mémoire (par contre, l'inertie du remblai ne doit pas être considéré pour le dimensionnement du mur de front). Le calcul de cette force est modifié par rapport à celui de la norme CSA S6:19 :

$$F_{I_{culée}} = k_h \cdot W_{culée} \quad (2.16)$$

Cette équation suppose donc que la culée est accélérée de la même manière que le remblai derrière le mur, plutôt qu'en se basant sur la période de la structure T , tel que montré à l'équation (2.7) pour la norme CSA S6. Puisque la période des ponts d'une seule travée est généralement courte, la valeur de $S(T)$ est supérieure à k_h , donc le MCSQ est moins sévère que la norme CSA S6.

La variable Tab désigne la force d'inertie du tablier, soit $F_{I_{tablier}}$ selon la dénomination de ce mémoire. Le MCSQ mentionne explicitement que la force transmise aux appuis spécifiée à l'article 4.4.10.1 de la norme CSA S6 est jugée trop contraignante pour la conception des culées, donc il est permis d'utiliser l'équation ci-dessous pour le calcul de la force d'inertie du tablier.

$$F_{I \text{ tablier}} = F(AHM) \cdot AHM \cdot W_{\text{tablier}} \quad (2.17)$$

Ainsi, même si la valeur de la force d'inertie du tablier donnée par cette équation est inférieure à $0.8 \cdot S(0.2) \cdot W_{\text{tablier}}$, elle peut être utilisée. Le MCSQ est donc encore une fois moins sévère que la norme CSA S6.

Finalement, l'article 6.9.4.2 mentionne que les coefficients de pondération des charges gravitaires dictés par la norme CSA S6 qui sont de 0.8 au minimum et de 1.25 au maximum ne doivent pas être appliqués au poids propre du remblai et de l'élément de fondation pour les combinaisons sismiques. Un coefficient de pondération $\alpha_D = 1.0$ doit plutôt être utilisé, ce qui rend ces charges moins critiques que selon la norme CSA S6. Aucune mention n'est faite concernant la pondération de la charge gravitaire du tablier. Il est important de noter que ce critère entre en conflit avec l'hypothèse de la norme CSA S6 qui permet de prendre un coefficient vertical d'accélération sismique k_v égal à zéro, en considérant que la pondération des charges permanentes permet de tenir compte de l'effet vertical d'un séisme.

En se basant sur les critères du MCSQ, un total de cinq combinaisons sismiques doit être vérifié :

- $1.0(P_a + P_{ae \text{ add}}) + 0.5F_{I \text{ culée}} + 0.5F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + \alpha_D W_{\text{tablier}}$
- $0.5(P_a + P_{ae \text{ add}}) + 1.0F_{I \text{ culée}} + 0.5F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + \alpha_D W_{\text{tablier}}$
- $0.5(P_a + P_{ae \text{ add}}) + 0.5F_{I \text{ culée}} + 1.0F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + \alpha_D W_{\text{tablier}}$
- $1.25P_a + 1.0F_{I \text{ culée}} + 0.5F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + \alpha_D W_{\text{tablier}}$
- $1.25P_a + 0.5F_{I \text{ culée}} + 1.0F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + \alpha_D W_{\text{tablier}}$

2.3 BFUP

2.3.1 Caractéristiques du matériau

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) se démarquent des bétons ordinaires (BO) par leur comportement exceptionnel, autant en compression qu'en traction, en plus de leur grande durabilité. Ils se caractérisent par une composition granulaire très fine (sans granulats) incorporant des ajouts cimentaires qui, associés à un faible rapport eau/liant, produisent une matrice particulièrement dense. Les BFUP ont donc une résistance en compression largement supérieure à celle des BO, pouvant aller de 120 à 180 MPa, comparée à 20 à 40 MPa pour ces derniers. Des fibres sont aussi ajoutées au mélange en grande quantité (généralement de 2 à 4% du volume pour

des applications structurales). L'utilisation de fibres d'acier de petites dimensions bonifie grandement la ductilité et la capacité en traction, variant de 7 à 15 MPa, comparé à 1.5 à 2.5 MPa pour les BO. Les courbes de comportement pré-pic et post-pic de divers types de béton sont présentées à la Figure 2.17.

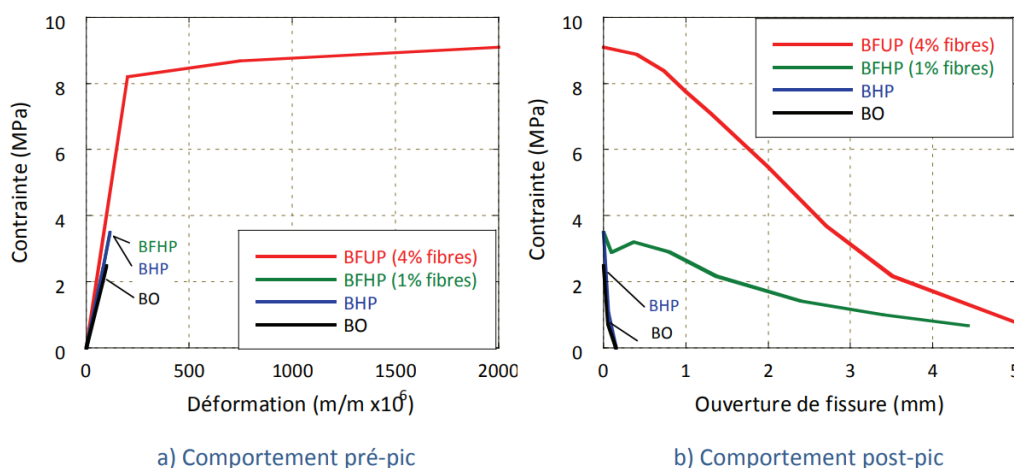


Figure 2.17 Comportement en traction de différents bétons (Charron & Desmettre, 2015)

Les BFUP se démarquent d'abord des bétons ordinaires (BO), à hautes performances (BHP) et fibrés à hautes performances (BFHP) par leur comportement pré-pic écrouissant. Celui-ci est dû à la formation de très nombreuses microfissures (< 0.05 mm) avant l'atteinte de la résistance maximale, générant de grandes déformations. Une fois une (ou plusieurs) macrofissure formée, les fibres ancrées dans le béton de part et d'autre de celle-ci continuent de ponter la fissure tout en s'extirpant progressivement de la matrice et en relâchant les contraintes, d'où le post-pic adoucissant et non fragile. (Charron & Desmettre, 2015)

Plusieurs études montrent que la performance en traction des BFUP est largement influencée par l'orientation des fibres par rapport à la fissuration. En effet, une ductilité et une capacité maximales sont atteintes lorsque les fibres sont parallèles à l'effort de traction, donc perpendiculaires à la fissuration du béton, en raison de leur effet de pontage des fissures. À l'inverse, la capacité est moindre et la rupture est plus fragile lorsque les fibres sont perpendiculaires à l'effort de traction et parallèles aux fissures. (Doyon-Barbant & Charron, 2018; Hollmann & Wille, 2013)

2.3.2 Mise en place du BFUP

Différentes options existent pour mettre en place le BFUP en chantier. La consistance requise du BFUP est importante. Un BFUP trop fluide peut être sujet à des problèmes de ségrégation des

fibres alors qu'un BFUP trop visqueux pourrait rendre difficile le remplissage adéquat des coffrages et l'enrobage des armatures. Pour le renforcement sismique d'une pile de 2 m de longueur avec du BFUP, Boucher-Proulx (2008) a opté pour des chutes localisées espacées à un mètre environ, comme montré sur la Figure 2.18. Pour le projet de renforcement d'une pile rectangulaire de 1.8 m de longueur de Létourneau (2019), des trappes pratiquées à chacune des extrémités de la pile ont été utilisées avec succès.



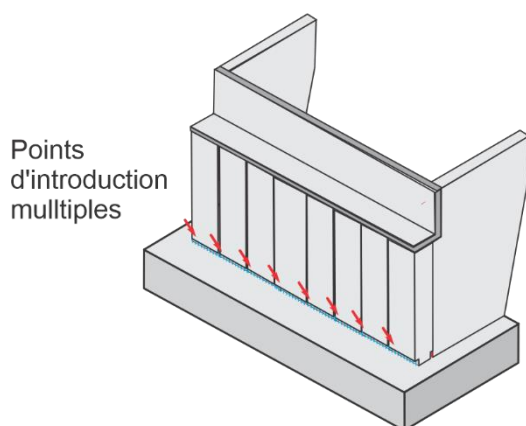
a) Chutes localisées



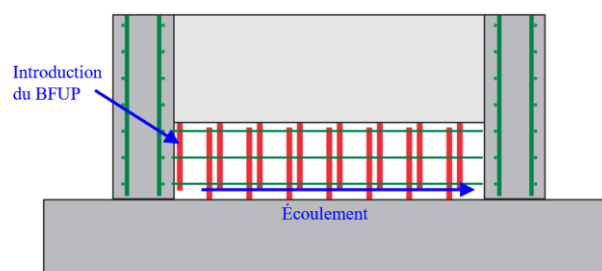
b) Plaque en acier avec guides

Figure 2.18 Chutes pour l'insertion du BFUP dans les joints (Boucher-Proulx, 2008)

Pour une culée préfabriquée, il est anticipé qu'un système de trappes localisées espacées entre 1 m et 2 m environ serait utilisé, comme montré sur la Figure 2.18, ce qui conduit à des points d'introduction multiples du BFUP, comme illustré sur la Figure 2.19. Dans ce cas, l'hypothèse d'un écoulement parallèle à la direction du joint doit être considéré.



a) Chutes localisées



b) Condition considérée pour l'écoulement

Figure 2.19 Points d'introduction multiples (Massicotte et al., 2022)

Il est également envisageable qu'une chute continue puisse être adoptée ou encore l'introduction à des points plus éloignés, voire à partir des extrémités. Ces deux cas extrêmes conduisent à des orientations des fibres différentes. Une chute continue ou en plusieurs points rapprochés conduira vers une dispersion plus aléatoire des fibres. Le joint sera alors plus sensible au fendage transversal (voir Figure 5.24), mais la résistance à celui-ci peut être bonifiée par l'ajout d'armatures longitudinales parallèles au joint. Une coulée avec des points d'introduction très éloignés fera en sorte que les fibres seront orientées parallèlement à l'axe du joint, ce qui risque également de se produire avec des chutes espacées à plus d'un mètre. Cette orientation aura tendance à créer une résistance moindre au fendage longitudinal, dans le plan de barres chevauchées. Cette situation est donc la plus critique et doit être celle considérée pour les essais en laboratoire et pour les règles de calcul.

Pour la caractérisation du fendage transversal, une mise en place latérale continue doit être considérée car celle-ci conduit à un quantité moindre de fibres dans la direction parallèle au joint. Bastide (2020) a réalisé des analyses numériques en considérant des propriétés isotropes réduites, ce qui s'approche de la condition avec chute continue. Il a illustré qu'en présence d'armatures parallèles au joint ou d'un enrobage supérieur à l'espacement des barres, la rupture par fendage transversal n'est pas susceptible de se produire; le mode de fendage longitudinal dans le plan des barres est plutôt celui appréhendé. Cette affirmation devra toutefois être confirmée dans la poursuite de ce projet de recherche. (Massicotte et al., 2022)

La Figure 2.20 et la Figure 2.21 montrent la disposition des coffrages et des chutes proposée selon le type de culée préfabriquée utilisée.

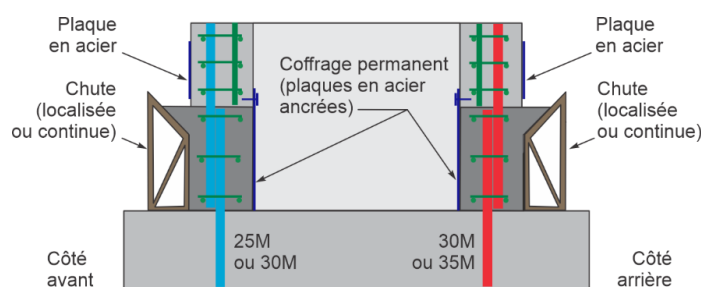


Figure 2.20 Mise en place des joints avec coffrage interne permanent – Vide comblé avec un matériel non gélif (Massicotte et al., 2022)

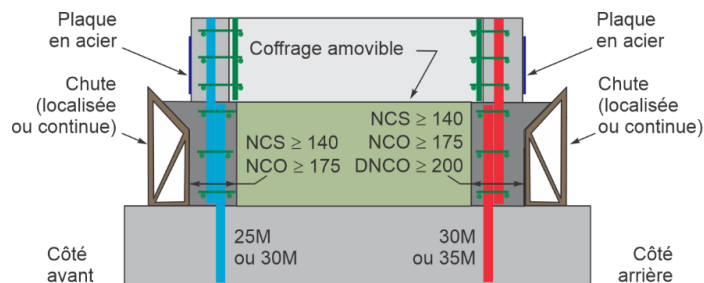


Figure 2.21 Mise en place des joints avec coffrage interne amovible – Vide comblé avec du béton en chantier (Massicotte et al., 2022)

2.4 EPM3D

EPM3D est le modèle constitutif de béton utilisé dans le module *Explicit* du logiciel *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) utilisé pour les analyses par éléments finis non linéaires. L'acronyme EPM3D signifie *Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel*, puisque le comportement du béton sous chargement multiaxial est modélisé.

En compression, le modèle est basé sur une approche hypoélastique. Un paramètre scalaire permet de tenir compte de l'endommagement du béton, c'est-à-dire de son comportement anisotrope, de la dégradation du module élastique sous des cycles de chargement-déchargement et de son expansion volumique inélastique. Une courbe de comportement typique en compression est présentée à la Figure 2.22.

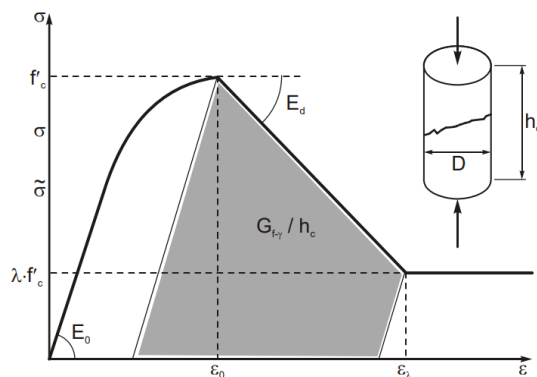


Figure 2.22 Courbe contrainte-déformation typique du béton en compression (Massicotte & Ben Ftima, 2017)

En traction, un second paramètre scalaire d'endommagement est associé à la propagation des fissures dans le béton. Une approche de fissuration diffuse est adoptée, c'est-à-dire que lorsque la contrainte de fissuration est atteinte à un point d'intégration, celui-ci est considéré fissuré et les

propriétés d'un tel matériau y sont donc associées. Le modèle permet aussi de tenir compte du raidissement en traction du béton, associé à la présence d'armature au sein de celui-ci. La Figure 2.23 présente des courbes de comportement typiques en traction.

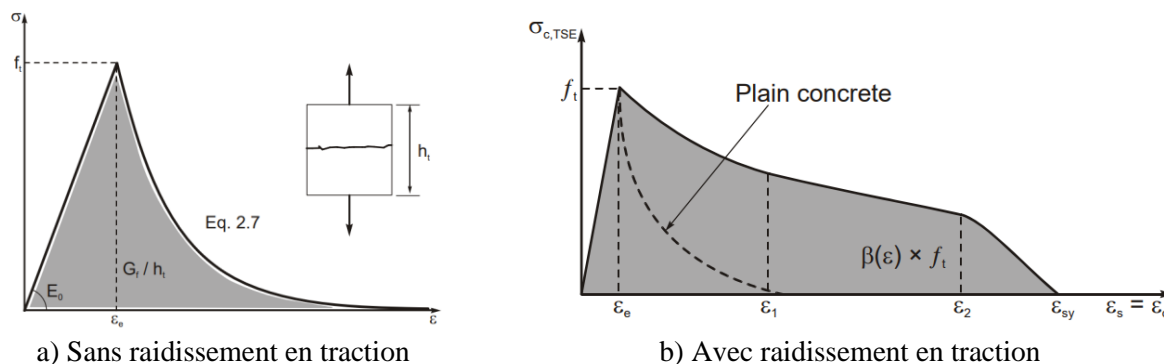


Figure 2.23 Courbes contrainte-déformation du béton en traction (Massicotte & Ben Ftima, 2017)

Les paramètres d'endommagement en compression et en traction sont couplés tout au long de l'analyse, notamment pour tenir compte de la résistance résiduelle et de la dégradation du module élastique. Le modèle constitutif EPM3D a été validé à partir de plusieurs résultats d'essais disponibles dans la littérature, dont les résultats sont connus. (Massicotte & Ben Ftima, 2017) Il continue également d'être comparé aux résultats obtenus au Laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. La version 3.4 a été utilisée pour les analyses du présent mémoire.

2.5 Liaison armature – béton

2.5.1 Armature – béton ordinaire

Trois mécanismes principaux entrent en jeu lors de l'ancrage d'une barre d'armature crénelée dans le béton ordinaire. D'abord, l'adhésion chimique entre l'acier et le béton, qui disparaît dès que le glissement s'initie, ensuite le frottement de surface entre la barre et le béton, et finalement la butée des crénelures sur le béton. Ces deux derniers mécanismes s'activent avec le glissement, et dépendent principalement des caractéristiques de surface de la barre et de la résistance à la fissuration du béton. (Wang, 2009) Ils sont illustrés à la Figure 2.24. À l'approche de la rupture, la butée des crénelures devient le mécanisme majeur de résistance de l'ancrage. (Cairns, 2015)

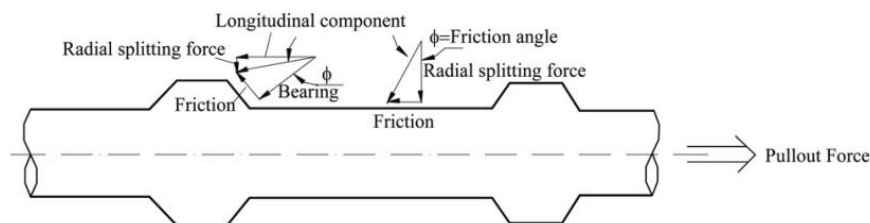


Figure 2.24 Mécanismes d'ancrage d'une barre d'armature dans le béton (Wang, 2009)

Deux types de rupture sont possibles pour causer la perte d'ancrage. Le premier type est la rupture par fendage. Lors de la mise en traction d'une barre ancrée dans le béton, celle-ci se déplace en direction du point d'application de l'effort, voulant s'extraire du béton. Les crânelures viennent alors s'appuyer en butée sur le béton, y appliquant une pression normale à leur surface. Cette pression peut être décomposée en deux composantes, l'une longitudinale et l'une transversale. La composante de compression transversale, donc en direction radiale, génère un anneau de contraintes de traction autour de la barre, appelée contrainte orthoradiale. (Orangun et al., 1977) Lorsque la contrainte orthoradiale atteint la résistance à la fissuration du béton, des fissures de fendage apparaissent autour de la barre, s'initiant à la barre et se propageant vers la surface, tel que présenté à la Figure 2.25.

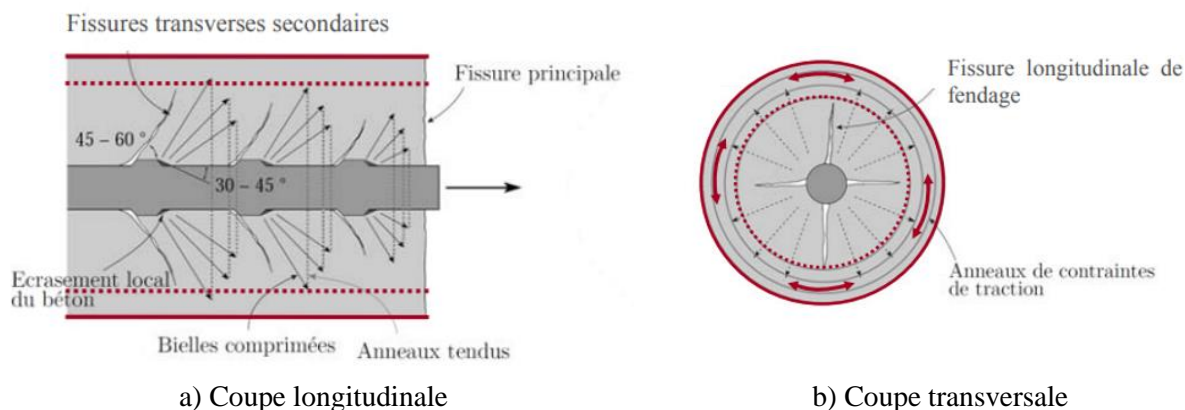
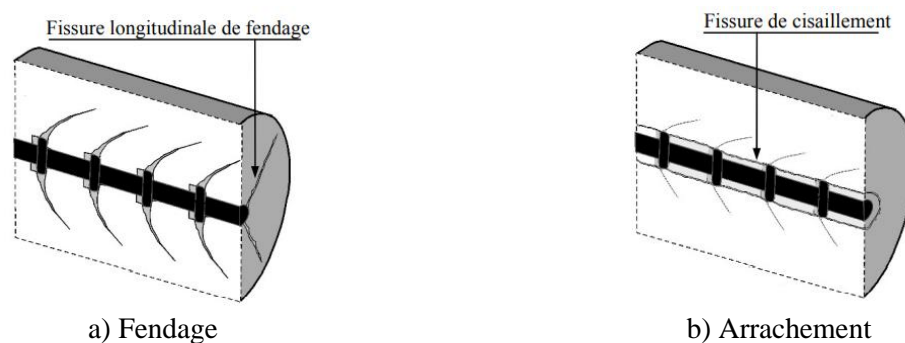


Figure 2.25 Contraintes induites par la butée des crânelures (Radaelli, 2009)

Lorsque la fissure de fendage atteint la surface, le béton s'ouvre brusquement et la barre est libre de s'extraire; c'est la rupture par fendage. Selon les enrobages autour de la barre, la fissure dans la direction de l'enrobage minimal sera à l'origine de la rupture. Le second type de rupture possible est celle par arrachement pur de la barre. Lorsque l'enrobage de béton autour de la barre ancrée est trop important pour permettre à la fissure de fendage de se propager jusqu'à la surface, la barre s'arrache directement du béton. Ce mécanisme est souvent caractérisé par un cône d'arrachement

et un écrasement du béton à la face avant des crénelures à l'extrémité chargée de la barre, et par une rupture du béton en cisaillement au diamètre externe des crénelures sur le reste de la longueur ancrée. (Tastani & Pantazopoulou, 2010) Les mécanismes de rupture par fendage et arrachement sont présentés à la Figure 2.26.



L'étude du mécanisme d'ancrage des barres d'armature dans le béton ordinaire a été amorcée il y a plusieurs décennies. Au fil des recherches, plusieurs paramètres ont été testés afin de valider ceux ayant une influence importante, et caractérisant le comportement de la liaison. Les principaux paramètres sont résumés ci-dessous.

- **Longueur d'ancrage** : Plus la longueur ancrée est grande, plus grande sera la résistance de la liaison, jusqu'à l'atteinte d'une borne supérieure. Pour des longueurs relativement courtes, la contrainte dans la barre peut être considérée uniforme. Par contre, au-delà d'une longueur donnée, le profil de contraintes le long de la barre devient non linéaire, avec la contrainte maximale du côté de l'extrémité chargée. (Tastani & Pantazopoulou, 2010; Wang, 2009) L'augmentation de la contrainte moyenne dans la barre à la rupture n'est alors plus proportionnelle à l'augmentation de la longueur ancrée.
- **Enrobage** : L'augmentation de l'enrobage minimal de la barre améliore son ancrage (épaisseur à fissurer plus grande). (Cairns, 2015; Hwang et al., 2017; Orangun et al., 1977; Tastani & Pantazopoulou, 2010; Wang, 2009) Par contre, au-delà de l'épaisseur définissant la rupture par arrachement, une augmentation de l'enrobage n'a plus d'effet marqué. (Darwin, 2005) L'augmentation des autres enrobages autour de la barre, en dehors du cylindre minimal, bonifie également la liaison, en apportant un confinement supplémentaire. (Cairns, 2015; Orangun et al., 1977; Wang, 2009)

- **Diamètre de la barre** : Les opinions concernant l'effet du diamètre de la barre divergent d'une référence à l'autre. Selon Darwin (2005), un plus grand diamètre de barre impliquerait un plus grand volume de béton engagé en butée, donc une meilleure résistance. Hwang et al. (2017), qui ont testé l'ancrage de barres avec crochet, ont eux aussi observé une augmentation de la résistance avec le diamètre. Par contre, Cairns (2015) mentionne au contraire des résistances significativement plus élevées pour des barres de petit diamètres. La norme CSA S6:19 (Association canadienne de normalisation, 2019) permet quant à elle de réduire la longueur d'ancrage des barres de petit diamètre, supposant une meilleure performance.
- **Résistance du béton à la compression** : Règle générale, la résistance de l'ancrage augmente avec la résistance à la fissuration du béton, qui est proportionnelle à la résistance à la compression. Par contre, Zuo et Darwin (2000) ont observé moins d'écrasement à l'avant des crénelures dans un béton haute performance, donc moins de glissement. La distribution de la contrainte le long de la barre était ainsi moins uniforme le long de la barre, donc un fendage prématuré est apparu, causant la rupture.
- **Armature transversale** : La présence d'armature transversale bonifie la résistance de la liaison en participant à la reprise des contraintes de traction orthoradiales et en améliorant le confinement et la ductilité. (Cairns, 2015; Orangun et al., 1977; Zuo & Darwin, 2000) Comme pour l'enrobage, l'augmentation de l'armature transversale au-delà de la limite définissant la rupture par arrachement n'est plus bénéfique. (Darwin, 2005)
- **Confinement externe** : L'apport d'un confinement externe, par un chemisage ou une pression extérieure, améliore la performance de la liaison et sa ductilité. (Tastani & Pantazopoulou, 2010) Celui-ci a pour effet de retarder l'amorce de la fissuration de fendage en pré-confinant l'enrobage, et d'augmenter le frottement à l'interface armature-béton (ou béton-béton dans le cas d'un arrachement). (Cairns, 2015)
- **Chevauchement** : L'efficacité de la liaison est la même dans un ancrage ou dans un chevauchement. (Orangun et al., 1977; Tastani et al., 2015) La longueur moins élevée requise dans les codes pour les ancrages est associée au fait que ceux-ci se trouvent souvent vis-à-vis d'un appui, qui apporte un confinement externe. L'effet d'avoir seulement une fraction des barres qui est chevauchée n'est pas non plus observé expérimentalement; ce

critère dans les normes serait plutôt associé à une volonté de réduire l'encombrement des barres en chantier. (Cairns, 2015)

- **Position de l'armature dans le coffrage** : Une barre située dans le haut d'un coffrage aura une résistance d'ancrage réduite. (Orangun et al., 1977) Ce phénomène est dû au tassement du béton suite à la consolidation initiale qui peut créer un vide sous la barre, réduisant sa surface de contact avec le béton, ainsi qu'à l'accumulation d'eau de ressuage, qui fait augmenter le rapport eau/liant et réduit la performance du béton. (Cairns, 2015; Darwin, 2005)
- **Géométrie des crénelures** : Une plus grande aire relative des crénelures a pour effet de mobiliser un plus grand volume de béton en butée, donc améliore l'ancrage (Tastani & Pantazopoulou, 2010), particulièrement en présence d'armature transversale. (Darwin, 2005; Zuo & Darwin, 2000)
- **Enduit de surface sur les barres** : L'utilisation d'un enduit de surface sur les barres, notamment l'époxy, peut réduire la performance de l'ancrage. (Darwin et al., 2005)
- **Plastification de la barre** : Une théorie avancée par Darwin (2005) veut que la plastification de la barre augmenterait la longueur de glissement, donc la longueur sur laquelle le béton serait mobilisé, ce qui améliorerait l'ancrage. Par contre, selon Tastani et Pantazopoulou (2010), la pénétration de la plastification le long de la barre serait plutôt associée à sa désolidarisation.
- **Ancrage mécanique** : L'utilisation de barres avec crochet à 90° ou 180°, ou avec une tête, permet de bonifier l'ancrage. (Cairns, 2015; Hwang et al., 2017)
- **Granulats** : L'utilisation d'agrégats de meilleure résistance et/ou en grande quantité semble bonifier la contribution de l'armature transversale à l'ancrage. (Zuo & Darwin, 2000)

2.5.2 Armature – BFUP

Les mécanismes de l'ancrage d'une barre d'armature dans le béton ordinaire ont beaucoup été étudiés et sont relativement bien compris aujourd'hui. Le BFUP étant un matériau plus récent, son comportement dans un ancrage a moins été investigué à ce jour. Plusieurs mécanismes importants

identifiés dans le BO entrent également en jeu dans le BFUP, de manière assez similaire. C'est le cas pour l'effet favorable de l'augmentation de la longueur d'ancrage, de l'épaississement de l'enrobage de béton, de l'ajout d'armature transversale et de la présence de confinement externe. (Aarup & Jensen, 1998; Georgiou et al., 2018; Kanakubo & Hosoya, 2015; Ma et al., 2020; Yuan & Graybeal, 2015) L'effet défavorable des barres recouvertes d'époxy est aussi observé. (Yuan & Graybeal, 2015)

Plusieurs autres mécanismes s'ajoutent pour le BFUP, principalement en raison de la présence des fibres, et de la bonification du comportement en traction qui s'en suit. Le mode de rupture est d'ailleurs modifié, puisque le fendage devient ductile, en raison de la contribution des fibres en traction. Ce mode de rupture est donc à favoriser. (Roy et al., 2017) Il est aussi possible d'obtenir un mode de rupture mixte, par fendage et arrachement. (Tastani, 2016) Les paramètres suivants entrent en jeu dans la résistance de la liaison :

- **Comportement en traction** : Le BFUP a une courbe de comportement en traction largement plus performante que le BO : il atteint une résistance plus élevée, il possède un comportement écrouissant et sa pente post-pic est adoucissante. Toutes ces caractéristiques font en sorte que la fissuration est plus lente à se former, et plus diffuse. Les contraintes peuvent aussi mieux se redistribuer le long de la barre, bonifiant l'ancrage. (Krstulovic-Opara et al., 1994)
- **Enrobage** : Tel que mentionné ci-dessus, l'augmentation de l'épaisseur d'enrobage de béton autour de la barre ancrée améliore la liaison. Des épaisseurs assez minces de BFUP sont tout de même suffisantes pour avoir un ancrage efficace. Kanakubo et Hosoya (2015) ont observé des résistances supérieures au BO pour un enrobage aussi mince que $0.5d_b$.
- **Fibres** : L'augmentation du volume de fibres dans la formule de béton améliore l'ancrage en augmentant le confinement de la barre, en retenant les fissures et en permettant de dissiper plus d'énergie. (Haber & Graybeal, 2018; Roy et al., 2017) Elles permettent aussi de limiter la fissuration due au retrait restreint du béton en jeune âge. (Lagier et al., 2016b)
- **Longueur d'ancrage** : La longueur nécessaire pour atteindre un plein ancrage de la barre est beaucoup plus courte dans le BFUP. (Aarup & Jensen, 1998) La problématique d'engagement d'un nombre inférieur de crénelures, menant à une rupture de fendage prématurée, observée dans les BHP est corrigée dans les BFUP en raison du comportement

bien supérieur en traction. (Yuan & Graybeal, 2015) La grande déformabilité permet une redistribution efficace des contraintes sur toute la longueur ancrée. (Lagier et al., 2016b) Plus la longueur ancrée augmente, plus le nombre de crénelures engagées augmente, donc l'ancrage est meilleur. (Roy et al., 2017) Par contre, au-delà d'une longueur donnée, la capacité d'ancrage maximale est développée, donc l'augmentation supplémentaire de longueur n'entraîne plus une augmentation proportionnelle de la capacité d'ancrage globale. (Tastani, 2016)

- **Orientation des fibres** : Comme discuté à la section 2.3, l'orientation donnée aux fibres lors de la coulée influence les performances en traction du BFUP. Roy et al. (2017) ont testé des spécimens d'ancrage en traction directe avec des fibres orientées parallèlement, perpendiculairement et aléatoirement par rapport à l'effort de traction. Ils ont observé que l'alignement parallèle était le plus performant, avec une meilleure résistance et une fissuration plus diffuse. Yuan et Graybeal (2015) ont quant à eux observé un ancrage de qualité inférieure pour les barres situées à proximité des points de coulée des spécimens (orientation aléatoire).
- **Disposition du chevauchement** : Pour le moment, peu d'études comparatives ont été faites dans le but de vérifier si la contrainte pouvant être développée dans un ancrage est la même que dans un chevauchement pour le BFUP. Pour les chevauchements, Yuan et Graybeal (2015) ont observé que les joints sans contact étaient plus performants que les joints où les barres chevauchées sont en contact l'une avec l'autre, contrairement à ce qui est observé pour le BO.
- **Diamètre de la barre** : Selon Tastani (2016), une barre de plus petit diamètre permettrait une plus grande capacité de déformation du béton, donc une plus grande contrainte moyenne dans la barre (meilleure distribution). Par contre, le diamètre ne devrait pas affecter la contrainte maximale dans la barre à la rupture. Yuan et Graybeal (2015) ont eux aussi observé un ancrage moins efficace pour des barres de gros diamètres.
- **Plastification de la barre** : Yuan et Graybeal (2015) ont testé des barres régulières (Grade 60) et haute résistance (Grade 120). Pour des ruptures avant l'atteinte de la plastification des barres régulières, les résistances sont similaires. Pour des ruptures survenant après la plastification, les barres haute résistance atteignent une résistance

supérieure aux barres régulières, probablement en raison de la contraction de la section transversale de la barre régulière, qui s'accroît suite à la plastification. Ma et al. (2020) ont aussi observé que la plastification de la barre nuit à l'ancrage.

- **Formulation du BFUP** : Yuan et Graybeal (2015) ont observé que les performances de différentes formules de BFUP provenant de manufacturiers variés avait peu d'impact sur la résistance de l'ancrage, en autant que le pourcentage de fibres demeure le même. Seule la quantité d'énergie dissipée était affectée.

La plupart des chercheurs s'entendent sur le fait que les équations développées pour la conception des ancrages et chevauchements des barres d'armature dans le béton ordinaire ne peuvent être appliquées directement au BFUP. (Kanakubo & Hosoya, 2015; Krstulovic-Opara et al., 1994; Roy et al., 2017; Yuan & Graybeal, 2015) En effet, la résistance en compression du BO est utilisée dans ces équations, puisqu'elle est proportionnelle à sa résistance en traction. Par contre, cette affirmation ne s'applique pas au BFUP. L'équation développée pour ce dernier devrait donc plutôt tenir compte de la résistance en traction elle-même, du volume de fibres et même probablement de leur orientation.

Finalement, une attention particulière devrait être portée au montage d'essai pour la caractérisation de l'ancrage des barres d'armature dans le BFUP. (Lagier, 2015) Par exemple, Kanakubo et Hosoya (2015) ont testé leurs spécimens en appuyant leur vérin en butée directement sur le bloc de BFUP où se faisait l'ancrage. Cette disposition a pour effet de créer un confinement important dans le béton, bonifiant la performance de la liaison. Ces résultats sont ensuite comparés à ceux d'essais de flexion sur une poutre, là où le confinement est bien inférieur. Yuan et Graybeal (2015) ont quant à eux évité cette problématique en faisant leur butée sur leur semelle, et non leur muret testé. Par contre, plusieurs barres consécutives étaient ancrées dans un même muret, et une seule à la fois était testée. Il est donc probable que l'endommagement causé par une barre ait pu affecter le comportement de sa voisine, tel que vérifié numériquement par Rosini (2018).

2.5.3 Recherche faite à Polytechnique sur la liaison armature – béton

Une succession de quelques projets réalisés à Polytechnique a porté sur la caractérisation de l'ancrage des barres d'armature dans le BFUP. Par des études numériques et expérimentales, les différents paramètres influençant le comportement de la liaison ont été investigués.

Le premier de ces projets est le doctorat de Lagier (2015). Celui-ci a d'abord réalisé une campagne expérimentale sur des joints de chevauchement en contact, sollicités en traction directe, ancrés dans un prisme de BFUP sans étriers. L'un des apports importants de cette campagne a été l'instrumentation interne des barres d'armature, qui a permis de bien cerner la distribution des contraintes sur la longueur ancrée. Les paramètres variables de ces essais étaient la longueur d'ancrage et le volume de fibres du BFUP (orientées aléatoirement). Cette campagne a ensuite été utilisée comme modèle de calibration dans la deuxième phase du projet, qui a consisté à développer un modèle numérique de la liaison armature-BFUP. Un modèle par éléments finis tridimensionnel représentant les barres d'armature à l'échelle de la crénelure a été développé, tel que présenté à la Figure 2.27. Pour ce faire, le logiciel *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) a été utilisé.

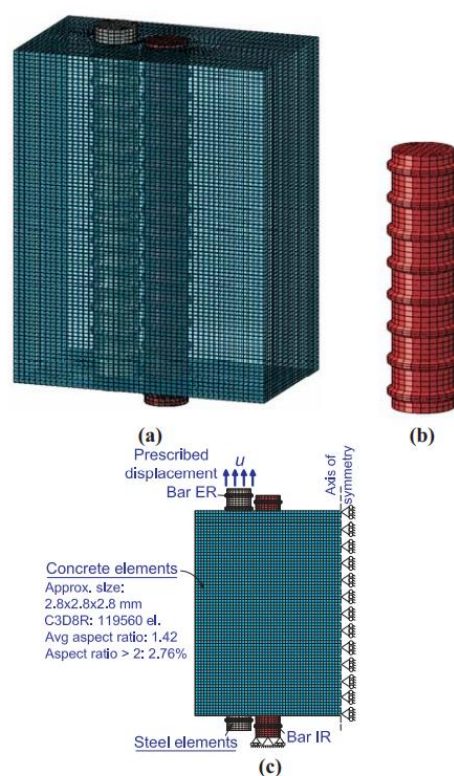


Figure 2.27 Modèle éléments finis de l'ancrage à l'échelle de la crénelure (Lagier et al., 2016a)

Dans ces modèles, les barres d'armature sont modélisées par des éléments solides 3D, y compris les crénelures. Celles-ci ne sont pas obliques comme sur une vraie barre d'armature, à des fins de simplicité de modélisation, considérant l'impact négligeable sur le comportement de l'ancrage. Leurs faces latérales sont toutefois inclinées comme pour les barres réelles. Les crénelures longitudinales ne sont pas non plus représentées, puisqu'elles contribuent peu à l'ancrage. Ces

barres sont disposées dans un prisme de BFUP, percés de trous là où viennent s'ancrer les barres d'armature, constitué de béton selon le modèle EPM3D présenté à la section 2.4. Afin de procéder à des études paramétriques sur le modèle, un script *Python* a été développé, permettant de modifier facilement différentes données d'entrée. L'une de ces études a montré que la taille du maillage optimale, permettant d'obtenir des résultats adéquats, avec un temps d'analyse raisonnable, correspond à la taille des crénelures. Le modèle a permis de représenter adéquatement le comportement des essais décrits ci-haut, en termes de résistance, mode de rupture, fissuration et distribution des contraintes d'adhérence le long de la barre ancrée. (Lagier, 2015)

Le projet suivant concernant la liaison armature-BFUP a été réalisé par Rosini (2018). Celui-ci a été fait entièrement numériquement, en utilisant les modèles à l'échelle de la crénelure développés par Lagier. L'étude paramétrique de joints de chevauchement sans contact était visée. Les modèles ont également été corrélés avec les résultats d'essais d'ancrage et de chevauchement réalisés lors d'une campagne expérimentale complémentaire, supervisée par Lagier. Ces modèles ont notamment permis de mettre en lumière l'importance des conditions frontières à appliquer de part et d'autre du joint, afin de représenter adéquatement une section isolée d'un joint de longueur importante. En effet, les déplacements étant restreints de part et d'autre du joint dans les modèles, le confinement s'en trouvait ainsi augmenté et l'ouverture des fissures était empêchée, bonifiant artificiellement la résistance de l'ancrage, particulièrement lors des ruptures par fendage. L'importance de l'utilisation de propriétés en traction adéquates pour le BFUP, considérant l'orientation des fibres dans les essais de caractérisation, en comparaison aux spécimens des essais, a aussi été identifiée.

Le projet suivant a été réalisé par Bastide (2020). Celui-ci a d'abord poursuivi l'étude de l'ancrage dans les joints continus en BFUP, et il a ensuite développé un essai local pour caractériser l'ancrage. Les modèles à l'échelle de la crénelure de Lagier ont encore une fois été utilisés. Les lacunes soulevées par Rosini ont été corrigées dans ces modèles. L'essai local de caractérisation développé, qui pourrait éventuellement être standardisé, est nommé l'essai d'Ancrage en traction directe (ATD), ou *Direction tension bond* (DTB) en anglais (anciennement « *direct tension pullout* », DTP) et est présenté à la Figure 2.28.

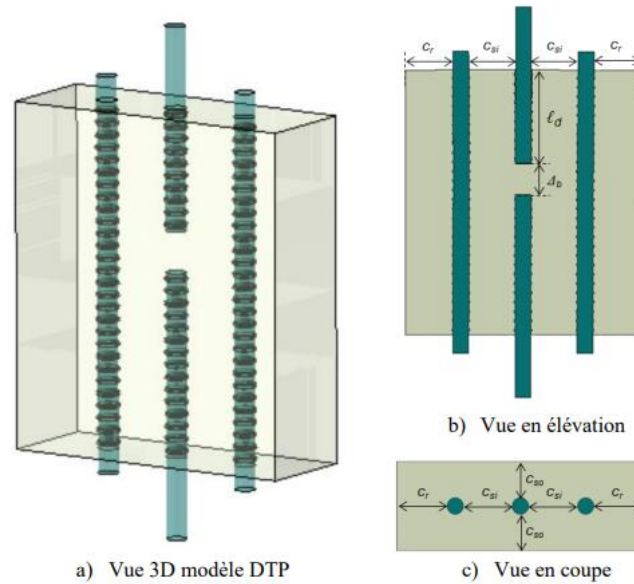


Figure 2.28 Spécimen ATD (Bastide, 2020)

L'analyse des modèles numériques réalisés pour cette configuration permet de spécifier que cet essai n'est pas directement représentatif du comportement d'un joint de chevauchement, mais plutôt de l'ancrage d'une barre unique dans le BFUP. De plus, une augmentation de la capacité d'ancrage avec l'enrobage et la longueur ancrée est observée dans les modèles.

Une campagne expérimentale a ensuite été entreprise sur 11 spécimens ATD avec des paramètres variant de l'un à l'autre, dont les principaux sont la longueur d'ancrage, l'enrobage et la présence d'étriers. Une rupture par fendage des spécimens était visée. Les spécimens ont été coulés de manière à générer une orientation préférentielle des fibres perpendiculaire aux barres d'armature. Comme dans les modèles numériques, la capacité d'ancrage augmente avec l'enrobage et la longueur ancrée, tel que montré à la Figure 2.29.

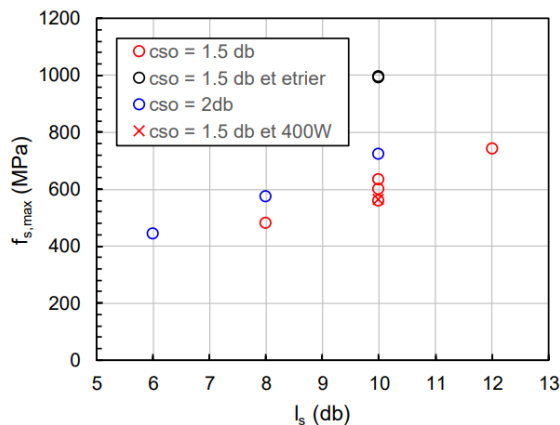


Figure 2.29 Capacité maximale en fonction de la longueur d'ancrage (Bastide, 2020)

Les résultats obtenus sont cohérents avec les résultats de nombreuses autres campagnes retrouvées dans la littérature et généralement réalisées sur des barres de diamètre inférieur; ceci laisse présager qu'il n'y a aucune corrélation entre le diamètre de la barre ancrée et la résistance de l'ancrage. Finalement, la phase post-pic du BFUP joue un rôle majeur dans le comportement de l'ancrage, puisque la résistance maximale du BFUP est atteinte bien avant la capacité maximale des spécimens. (Bastide, 2020)

Le projet le plus récent a été complété par Zahedi (2021). Celui-ci a réalisé une étude numérique se concentrant sur le comportement d'ancrage d'une barre d'armature en traction dans le BFUP. Il a d'abord étudié l'influence des paramètres définissant la courbe de comportement en traction du BFUP sur la performance de l'ancrage dans un spécimen de type ATD. La modélisation à l'échelle de la crénelure de Lagier (2015) a encore été utilisée. Une orientation aléatoire des fibres a été considérée puisque le module EPM3D donne des propriétés de matériau isotropes. Zahedi a ensuite fait l'étude de la distribution des contraintes autour d'une barre d'armature ancrée, sur toute sa longueur. Il s'est particulièrement attardé aux contraintes principales associées à la contrainte orthoradiale.

Finalement, le modèle a pu être calibré sur les résultats des essais expérimentaux de Bastide (2020). Il est important de rappeler que Bastide avait donné une orientation préférentielle aux fibres du BFUP lors de la coulée de ses spécimens, alors que les modèles considéraient jusqu'à présent une orientation aléatoire des fibres. EPM3D ne permettant pas de donner des propriétés orthotropes au béton, un artifice a été utilisé, consistant à introduire des bandes faibles définies par des propriétés adoucissantes correspondant à des fibres principalement orientées parallèlement aux plans de

fissuration. Une première bande faible a été ajoutée dans le plan à l'intersection de la barre testée et de la barre en attente, et une deuxième bande a été placée dans le plan des barres, tel que montré à la Figure 2.30. La Figure 2.31, quant à elle, présente les courbes de comportement en traction du BFUP des bandes faibles, en comparaison à celui du reste du modèle numérique, et des spécimens expérimentaux.

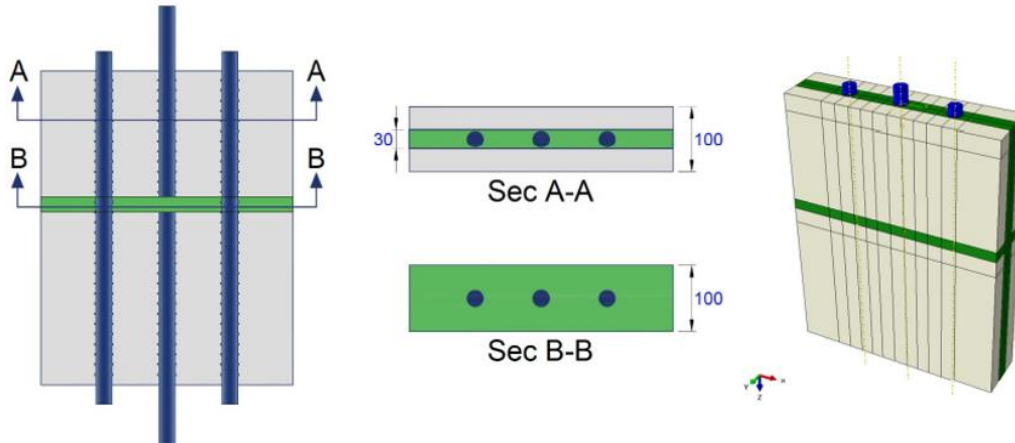


Figure 2.30 Bandes faibles introduites dans le modèle numérique du spécimen ATD (Zahedi, 2021)

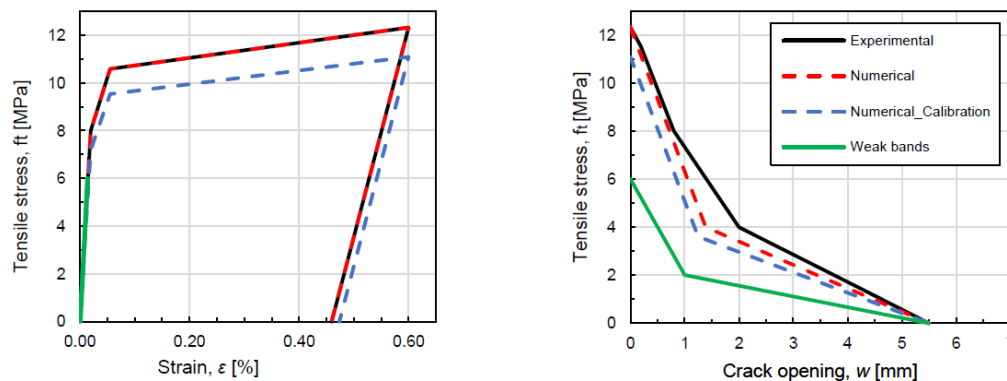


Figure 2.31 Propriétés des BFUP dans les modèle de Zahedi (2021)

L'ajout de bandes faibles implique de connaître la distribution des contraintes et les endroits où la présence de fibres en quantité moindre pourrait affecter les propriétés écrouissantes du BFUP. Il s'agit d'une alternative adéquate et simple d'application avec la version actuelle d'EPM3D, mais elle montre aussi l'importance d'introduire les propriétés orthotropes pour un modélisation adéquate du BFUP. La calibration du modèle sur un spécimen expérimental de référence a permis de constater que la loi de traction du BFUP mesurée sur les os doit être réduite par un facteur de 0.9. Une performance accrue associée à l'orientation préférentielle des fibres a donc pu être observée, puisque Lagier (2015) et Rosini (2018), qui utilisaient une orientation aléatoire des fibres,

devaient respectivement réduire par un facteur de 0.5 et 0.75. Une fois calibré, le modèle numérique permet d'obtenir des prédictions satisfaisantes du patron de fissuration, de la contrainte à la rupture, du glissement de la barre et de l'ouverture de fissure de fendage. La prédiction est plus exacte pour les spécimens dont les paramètres géométriques sont similaires à ceux du spécimen de calibration.

2.5.4 Essais sur un joint de chevauchement continu

À la connaissance de l'auteure et de ses collaborateurs, aucun essai expérimental visant la caractérisation de l'ancrage dans le BFUP de barres multiples sollicitées simultanément en traction directe n'a été réalisée par le passé. Seuls les modèles numériques visant la prédiction du comportement de joints de chevauchement continus, réalisés par Rosini (2018) et Bastide (2020) donnent un aperçu des résultats pouvant être attendus.

CHAPITRE 3 MODÉLISATION NUMÉRIQUE PAR ÉLÉMENTS FINIS DE CULÉES

Des modèles numériques par éléments finis ont été montés dans le but de valider le concept de culée préfabriquée proposé. Le modèle de référence a été entièrement développé dans le cadre du présent projet, en partant d'un modèle simple avec un comportement facile à prédire et donc à valider, puis a été progressivement complexifié pour en arriver aux modèles finaux présentés dans ce qui suit. Pour ce faire, le logiciel de modélisation par éléments finis *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) a été utilisé avec le modèle constitutif du béton *EPM3D* (Massicotte & Ben Ftima, 2017).

3.1 Hypothèses de modélisation

Lors du développement d'un modèle numérique par éléments finis, différentes hypothèses doivent être adoptées afin d'avoir un comportement suffisamment représentatif de la réalité, mais de tout de même conserver un temps d'analyse raisonnable. La section qui suit explique les choix qui ont été faits lors du développement du modèle. L'annexe B présente également un tableau synthétisant toutes les hypothèses de modélisation.

3.1.1 Géométrie adoptée

La géométrie globale de la culée utilisée dans les modèles numériques est celle obtenue lors de sa conception selon la norme CSA S6:19 (voir Annexe A), telle que présentée à la Figure 3.1. Parmi les trois concepts de mur de front préfabriqué initialement proposés et présentés précédemment à la section 2.1.4.1, seuls deux ont été retenus : le mur avec parois de 140 mm d'épaisseur en béton ordinaire (BO), rempli de béton lors de l'assemblage en chantier, et le mur avec parois de 225 mm d'épaisseur en BO, rempli d'un matériau non participatif à la performance structurale. Suite à des échanges avec le ministère des Transports, quelques modifications ont également été apportées à ces concepts, comme la suppression de la clé de cisaillement initialement prévue entre les différents caissons composant la culée. La Figure 3.2 présente les deux concepts de murs de front préfabriqué retenus.

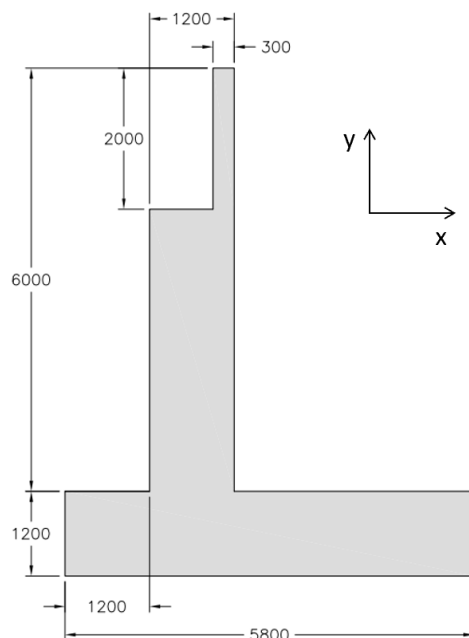
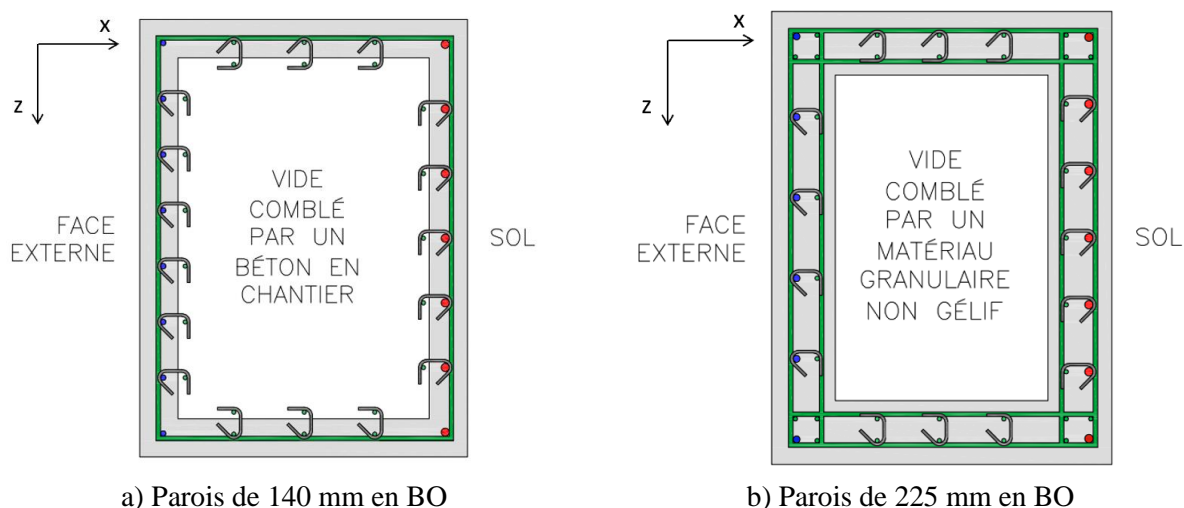


Figure 3.1 Géométrie de la culée



a) Parois de 140 mm en BO

b) Parois de 225 mm en BO

Figure 3.2 Concepts de mur de front préfabriqués (Massicotte et al., 2022)

Les dimensions de la culée ont été déterminées selon une conception structurale et géotechnique préliminaire, basée sur les normes en vigueur. Des éléments évidés ont été choisis afin d'alléger ceux-ci, et ainsi de faciliter leur transport et manutention. Le mur de front avec parois de 140 mm est conçu dans l'idée d'être rempli de béton frais après la mise en place en chantier. Une fois assemblé, le comportement du mur de front sera donc à peu près le même que si la culée avait été coulée en place en un seul morceau. Le mur de front avec parois de 225 mm est quant à lui conçu

pour rester vide une fois en place. Évidemment, afin d'éviter l'accumulation d'eau dans la cavité, cette dernière doit être remplie d'un matériau granulaire non gélif qui ne participera pas à la performance structurale du mur de front. Au niveau du comportement en flexion, la cavité n'a pas d'impact puisque le bloc de compression dans le béton est d'épaisseur inférieure à celle de la paroi pour les efforts considérés.

Par contre, la cavité influence le comportement en cisaillement, en conférant au mur de front une largeur d'âme réduite. Cependant, la quantité d'armature transversale prévue pour respecter les règles s'imposant à l'armature de peau sur les faces avant et arrière des culées (Ministère des Transports du Québec, 2021) confère au mur de front une résistance au cisaillement largement supérieure aux efforts attendus. Dans le concept avec parois de 140 mm, un seul cadre est prévu, s'accrochant aux barres de flexion aux quatre coins du caisson. Dans celui avec parois de 225 mm, un cadre fermé est prévu pour chacune des quatre faces du caisson. Des barres en attente de petit diamètre sont donc prévues pour permettre l'installation de ces cadres. Pour les deux concepts, les étriers sont constitués de barres 15M et disposés à 200 mm c/c sur toute la hauteur du mur de front et de la semelle.

Une rangée de barres en attente a également été disposée vers l'intérieur par rapport aux barres de flexion, afin de permettre d'accrocher des épingles, comme celles utilisées dans les piles pour prévenir le flambement en compression des barres longitudinales. L'utilité de ces épingles dans les culées reste à valider, probablement dans une phase ultérieure du développement du concept. Les barres en attente ont été représentées dans les modèles numériques, puisqu'elles ont un léger impact sur le comportement flexionnel. Les épingles n'ont quant à elles pas été modélisées, étant donné leur effet négligeable et le nombre considérable d'éléments supplémentaires qui serait générés à l'échelle d'un caisson complet. De plus, l'utilisation d'une condition de barres parfaitement noyées dans le béton (*embedded*) prévient leur flambement.

La quantité d'armature de flexion dans le mur de front, pour les deux concepts, est telle qu'elle a été calculée selon la conception avec la norme CSA S6:19 (Association canadienne de normalisation, 2019) ou selon la conception avec le MCSQ (Ministère des Transports du Québec, 2020). Les deux options ont été modélisées. Le détail du calcul structural est présenté à l'Annexe A. Seul le nombre et/ou le diamètre des barres d'armature de flexion sur les faces avant et arrière de la culée varie selon la norme de conception utilisée, tandis que les autres armatures illustrées sur la

Figure 3.2 restent les mêmes pour un même concept de mur de front. Le Tableau 3.1 résume la quantité d'armature requise selon les deux conceptions effectuées.

Tableau 3.1 Résumé des efforts et des quantités d'armature requises selon les deux conceptions

		Conception	
		S6:19	MCSQ
$M_{f\ max\ arr}$	(kN*m)	1590	2026
Armature arrière	Mur	7-30M	9-30M
	Semelle	6-30M	8-30M
$M_{r\ arr\ semelle}$	(kN*m)	1613	2135
$V_{f\ max}$	(kN)	838	937
Armature trans.		15M @ 200 mm c/c	15M @ 200 mm c/c
	V_r	(kN)	1423
$M_{f\ max\ av}$	(kN*m)	611	1356
Armature avant	Mur	8-20M	9-25M
	Semelle	7-20M	8-25M
$M_{r\ av\ semelle}$	(kN*m)	819	1533

Une quantité d'armature supplémentaire est donc requise pour la conception selon le MCSQ, autant à l'avant qu'à l'arrière du mur de front. Les étriers prévus dans les concepts préfabriqués, qui ne sont généralement pas utilisés dans les culées classiques, permettent d'obtenir une résistance satisfaisante au cisaillement.

Un joint de BFUP est prévu à la base du mur de front, afin de lier celui-ci à la semelle. Les barres d'armature de flexion doivent se chevaucher à l'intérieur de ce joint, la géométrie étant représentée à la Figure 3.3. La disposition des armatures selon la conception à l'aide de la norme CSA S6:19 pour le concept avec parois de 140 mm est présentée.

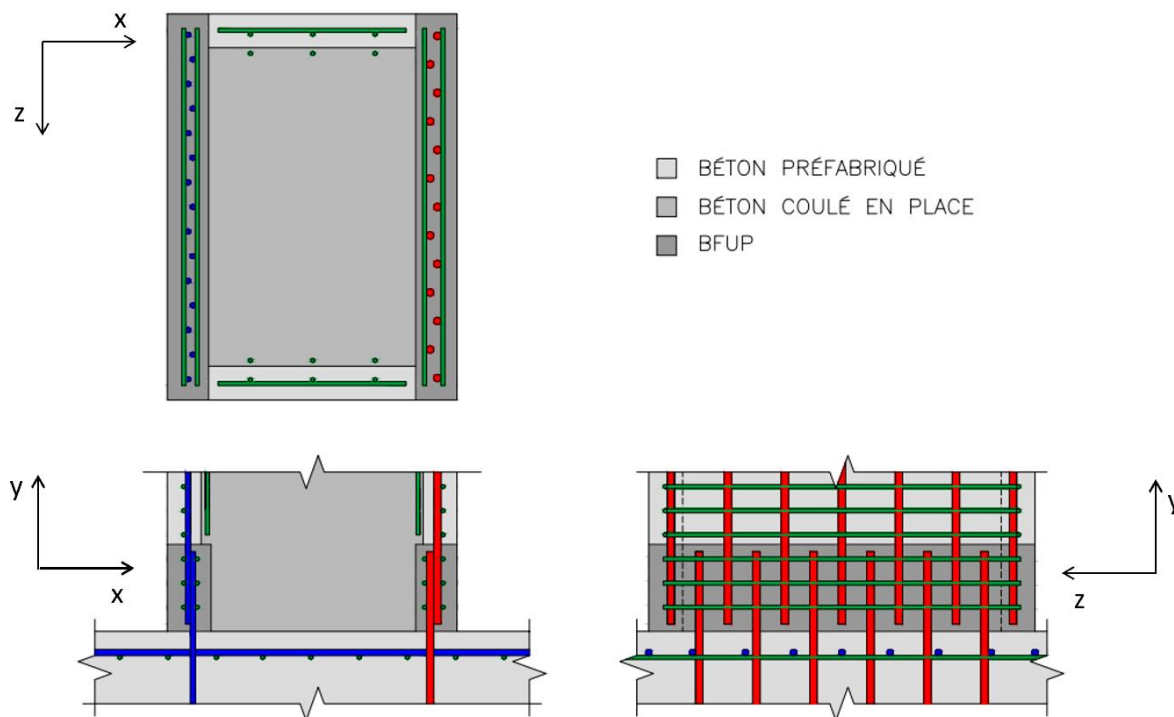
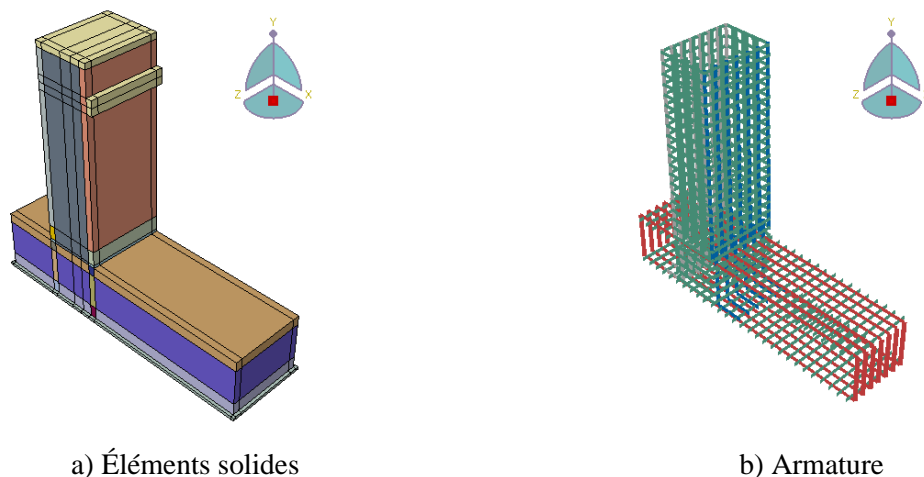


Figure 3.3 Configuration du joint de BFUP entre le mur de front et la semelle

Tel que montré à la Figure 3.3, le joint de BFUP est fait sur toute la largeur d'un caisson. Dans le cas du concept avec parois de 140 mm montré ci-dessus, une légère surépaisseur doit être prévue de manière à obtenir un enrobage net autour des barres chevauchées d'au minimum $1.5d_b$. Cette valeur correspond à l'enrobage utilisé pour les essais sur joints de chevauchement testés en laboratoire et présentés au Chapitre 5. La configuration utilisée pour le chevauchement des barres d'armature est celle sans contact décalée (NCO) (voir section 5.1.1), avec une barre supplémentaire dans le mur pour permettre d'y accrocher les étriers. Les barres du mur sont disposées à l'extérieur tandis que celles de la semelle sont à l'intérieur. Comme la semelle comporte une barre de moins et que celles-ci sont positionnées à un diamètre inférieur, ce sont ces paramètres géométriques qui sont utilisés pour le calcul de la résistance en flexion. De l'armature transversale est prévue dans le joint puisque celle-ci améliore la performance de l'ancrage d'une barre d'armature dans le BFUP (Bastide, 2020). Dans le modèle numérique, les étriers sont disposés sur toute la hauteur du mur de front, y compris dans le joint, afin de simplifier la modélisation. La Figure 3.4 montre les éléments composant le modèle numérique pour un caisson préfabriqué.



a) Éléments solides

b) Armature

Figure 3.4 Modèle numérique d'une culée préfabriquée

Seuls la semelle et le mur de front sont représentés dans le modèle numérique étant donné la contribution négligeable du mur garde-grève dans le comportement flexionnel. La culée est représentée à l'aide d'un seul élément solide (un seul *part*), ce qui rend la modélisation plus simple et le temps de calcul plus court, en évitant notamment l'utilisation de lois de contact entre le mur de front et la semelle. La culée est tout de même découpée en plusieurs partitions, afin de distinguer ses différentes sections, notamment pour l'application des lois de raidissement en traction à proximité des armatures. Un artifice est utilisé pour représenter le joint froid entre le mur de front et la semelle afin de s'assurer que la fissuration se fait bel et bien dans le premier élément du mur de front au-dessus de la semelle : ce premier élément est constitué de BO (et non de BFUP comme le joint), donc il est le premier à fissurer, comme ce serait le cas avec un joint froid. Les armatures sont modélisées à l'aide d'éléments de treillis. La quantité d'armature mise en place dans la semelle est supérieure à ce qui est nécessaire selon la conception structurale de celle-ci, mais elle permet de s'assurer d'éviter une rupture à cet endroit, puisque c'est le comportement en flexion du mur de front qui est à l'étude ici.

Une plaque d'acier horizontale est placée sur le dessus du mur de front pour représenter l'assise des poutres. Elle sert donc à appliquer le poids propre du tablier qui est transmis à la culée. Une seconde plaque d'acier verticale est placée sur la face arrière du mur de front, centrée à H_{eff} , la hauteur à laquelle l'effort tranchant élastique total peut être appliqué pour générer le moment élastique à la base. La hauteur effective calculée selon la conception avec la norme CSA S6:19 est utilisée pour tous les modèles afin de permettre une comparaison plus facile.

Initialement, la culée avait été modélisée avec un encastrement en sous-face de la fondation. Cette condition frontière empêchait le soulèvement de la culée, qui était un mode d'instabilité globale non désiré. Par contre, elle empêchait également un soulèvement local qui se produit sous la semelle, dans l'axe du mur de front. En effet, les barre d'armature à l'arrière du mur sont fortement sollicitées en traction, qui est ensuite transmise aux barres de la semelle grâce au chevauchement dans le joint de BFUP. Cette traction est donc également transmise au béton environnant, et le dessous de la semelle se soulève localement. L'ampleur de ce soulèvement est faible, mais une fissure horizontale était créée au bas de la semelle en raison de l'encastrement qui empêchait ce soulèvement, tel que montré à la Figure 3.5. Une couche de roc a donc été ajoutée au modèle, sous la semelle. C'est alors le roc qui est encastré en sous-face, et une loi de contact est définie entre la semelle et le roc. Un coefficient de frottement élevé a été utilisé puisqu'encore une fois, c'est le comportement du mur de front qui est à l'étude et non la résistance au glissement. Cette stratégie a porté fruit et la fissure non désirée a été éliminée.

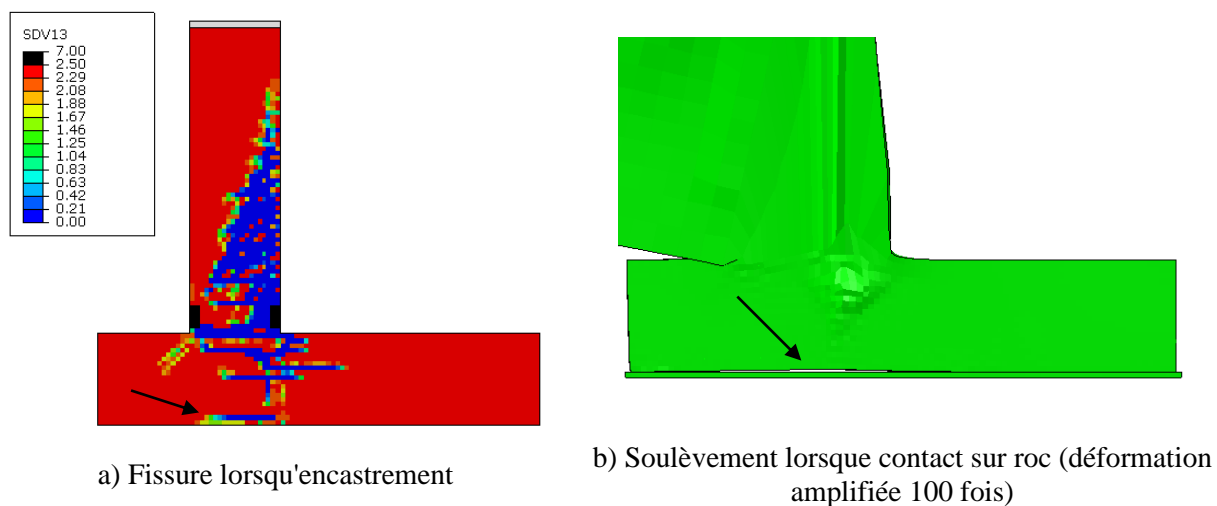


Figure 3.5 Problématique associée à l'encastrement en sous-face de la semelle

Les barres d'armature sont considérées noyées dans le béton (*embedded*) et donc solidaires à celui-ci. Dans le cas des barres de flexion principales, il a été démontré dans les recherches précédentes sur les piles avec renforcement en BFUP (Dagenais, 2014; Darveau, 2018; Lewis, 2021) que lorsque ces dernières sont soumises à un chargement cyclique, l'alternance de compression – traction dans les barres a pour effet d'effriter le béton autour de celles-ci et donc de désolidariser les barres du béton dans la zone de rotule plastique. Ce phénomène ne se produisant pas dans le

joint en BFUP, les barres sont supposées se désolidarisant seulement sur la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle (Murphy et al., 2020), soit :

$$L_{p\ sem} = 0.022 d_b f_{ye} = 0.022 \times 30 \times 440 = 290\ mm \quad (3.1)$$

Un modèle avec désolidarisation des barres d'armature de flexion par rapport au béton sur les premiers 300 mm de pénétration dans la semelle a donc été monté, tel qu'illustré à la Figure 3.6. Cependant, dans le cas d'une culée, des cycles de plus faible amplitude que ceux d'une pile sont attendus étant donné la rigidité accrue de l'élément structural. De plus, le déplacement risque d'être plus grand d'un côté que de l'autre, en raison de la poussée de terres qui n'agit que dans une seule direction. Le comportement réellement attendu se situe entre l'option désolidarisée et celle solidaire.

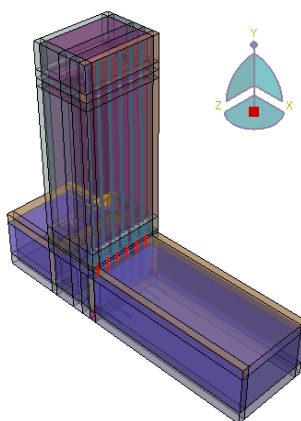


Figure 3.6 Désolidarisation de l'armature de flexion principale dans la semelle

Les éléments solides, soit la culée, les plaques et le roc, sont maillés avec des éléments prismatiques linéaires à huit nœuds, à intégration réduite et avec contrôle de *Hourglass* par *Relax stiffness*, c'est-à-dire des éléments C3D8R. Deux maillages sont utilisés, soit un maillage à 60 mm de côté, qui est plus rapide au niveau du calcul et donne un bon aperçu du comportement global de la culée, et un maillage à 30 mm, qui augmente considérablement le temps de calcul, mais permet une bien meilleure observation de la fissuration. Il est important de noter que plusieurs partitions ont dû être créées au sein des éléments solides composant le modèle afin que leurs maillages soient parfaitement alignés. En effet, si ce n'était pas le cas, le calcul à l'aide du modèle *EPM3D* ne fonctionnerait pas adéquatement. Les barres d'armature, quant à elles, sont maillées à l'aide d'éléments de treillis à deux nœuds, c'est-à-dire des éléments T3D2. La distance entre les nœuds

est la moitié de la taille des éléments solides, donc respectivement 30 mm et 15 mm pour des éléments solides de 60 mm et 30 mm de côté.

3.1.2 Matériaux

Trois lois différentes sont utilisées pour modéliser le comportement de l'acier dans les modèles numériques. D'abord, les plaques sont constituées d'un acier linéaire-élastique ayant une densité ρ de 7.8×10^{-9} t/mm³, un module élastique E de 200 000 MPa et un coefficient de Poisson ν de 0.3. Ensuite, deux lois différentes sont adoptées d'un modèle à l'autre pour le comportement de l'acier d'armature. Les deuxième et troisième lois de comportement d'acier, utilisées pour les barres d'armature, utilisent les mêmes propriétés que l'acier linéaire-élastique et ajoutent un comportement non-linéaire issu de données mesurées en laboratoire sur des barres réelles. Il est important de noter que les contraintes et déformations d'ingénieur, directement issues des essais en laboratoire, ne peuvent être utilisées directement dans *Abaqus*. En effet, celles-ci doivent être converties en contraintes et déformations réelles (*true strain – true stress*), qui sont les données utilisées par le logiciel dans ses calculs. Le calcul se fait à l'aide des équation ci-dessous.

$$\sigma_{true} = \sigma_{eng}(1 + \varepsilon_{eng}) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon_{eng}) \quad (3.3)$$

La différence entre les contraintes-déformations d'ingénieur et celles réelles réside dans le fait que la barre s'allonge et que sa section diminue lorsque celle-ci est soumise à la traction. Les contraintes-déformations réelles tiennent compte de ces changements de longueur et d'aire transversale, tandis que celles d'ingénieur considèrent une aire et une longueur constante. Si la conversion n'est pas faite, les forces et déplacements tirés d'*Abaqus* sont erronés.

Les chargements cycliques ont tendance à causer la rupture des barres d'armature plus tôt dans leur courbe de comportement que lors d'un chargement monotonique (Dagenais, 2014; Marsh et al., 2014). Comme le chargement est fait de manière monotonique dans les modèles numériques, une courbe de comportement tronquée est donc utilisée pour simuler cette rupture précoce associée aux cycles. La norme CSA S6:19 (Association canadienne de normalisation, 2019) exige que les déformations en traction dans les barres d'armature ne dépassent pas 0.075 pour le critère de sécurité pour la vie dans la conception basée sur la performance. Ce critère ayant été établi pour la conception et n'étant donc pas nécessairement représentatif du comportement réel, il a été choisi

de tronquer la courbe de comportement des barres dans le modèle numérique à une déformation de 0.1. De plus, ce critère est établi pour les piles, et les culées subissent moins de cycles, de plus faible amplitude. Encore un fois, pour ces mêmes raisons, le comportement se situe quelque part entre la courbe monotonique et celle cyclique, donc les deux options sont modélisées. Les courbes de comportement sont présentées à la Figure 3.7.

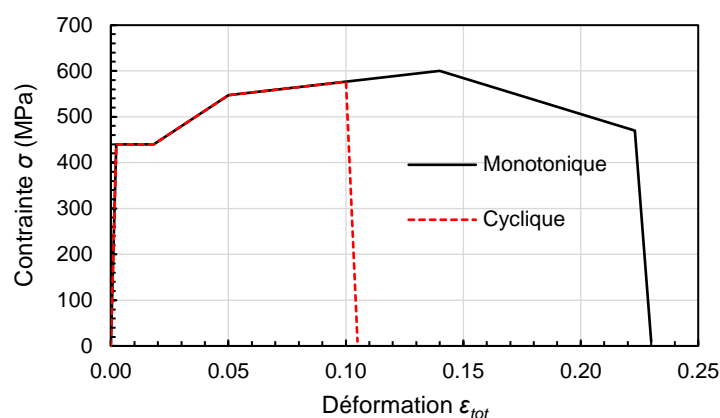


Figure 3.7 Courbes de comportement non-linéaire des barres d'armature (contraintes-déformations d'ingénieur)

Le comportement du béton est modélisé à l'aide du modèle constitutif *EPM3D*, présenté précédemment à la section 2.4. Celui-ci offre la possibilité de tenir compte du raidissement en traction, phénomène se produisant à proximité des barres d'armature lorsque celles-ci sont noyées dans le béton. Les propriétés du raidissement en traction dépendent notamment du pourcentage d'armature effective dans le béton, donc la culée a dû être découpée en plusieurs zones afin d'y assigner les propriétés adéquates selon les densités et orientations de l'armature. Afin de simplifier le découpage, le raidissement en traction correspondant à la zone renforcée par les barres longitudinales avant et arrière a été appliqué sur l'épaisseur préfabriquée du mur de front, donc sur 140 mm ou 225 mm selon le concept modélisé. Un total de dix lois de béton utilisant *EPM3D* sont définies dans un modèle. La Figure 3.8 présente les courbes de comportement du béton ordinaire, en compression et en traction.

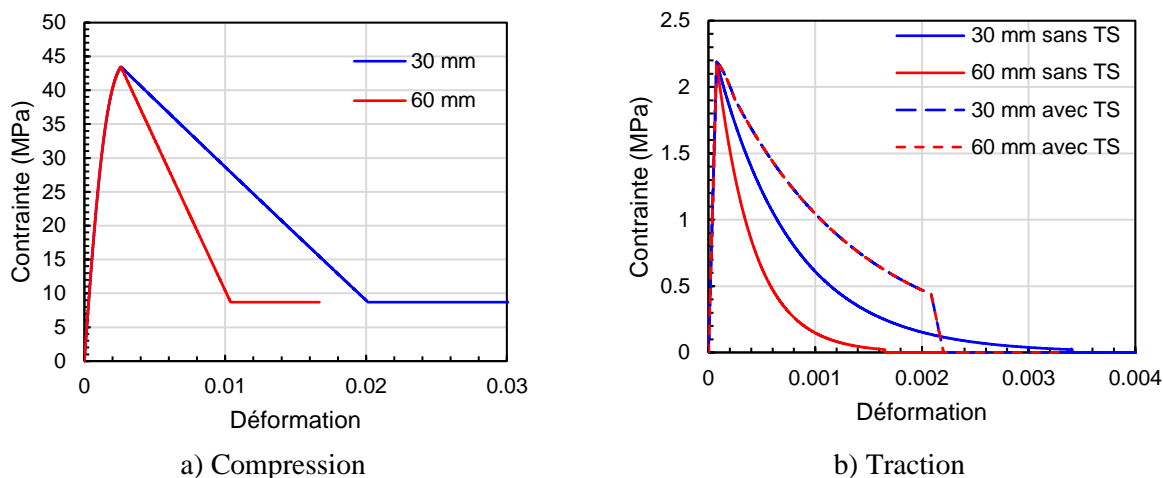


Figure 3.8 Comportement du béton ordinaire dans les modèles numériques

La résistance du béton ordinaire correspond à la résistance escomptée du béton prévu pour la culée, soit $f'_{ce} = 44$ MPa. La résistance en traction correspond à $0.33\sqrt{f'_{ce}} = 2.2$ MPa. Le comportement post-pic du béton en compression et de celui en traction sans raidissement (TS) dépendent du ratio de l'énergie de rupture en traction à la taille du maillage; c'est pourquoi la courbe varie selon le maillage utilisé pour le modèle. Le comportement en traction est amélioré avec la contribution du raidissement en traction, et ne dépend alors pas de la taille du maillage. Le comportement du BFUP est lui aussi représenté à l'aide du modèle constitutif *EPM3D*. Sa résistance en compression est de 160 MPa, et son comportement en traction est présenté à la Figure 3.9. La performance du BFUP en traction est réduite par rapport à ce qui serait mesuré sur des os, pour supposer une orientation aléatoire des fibres.

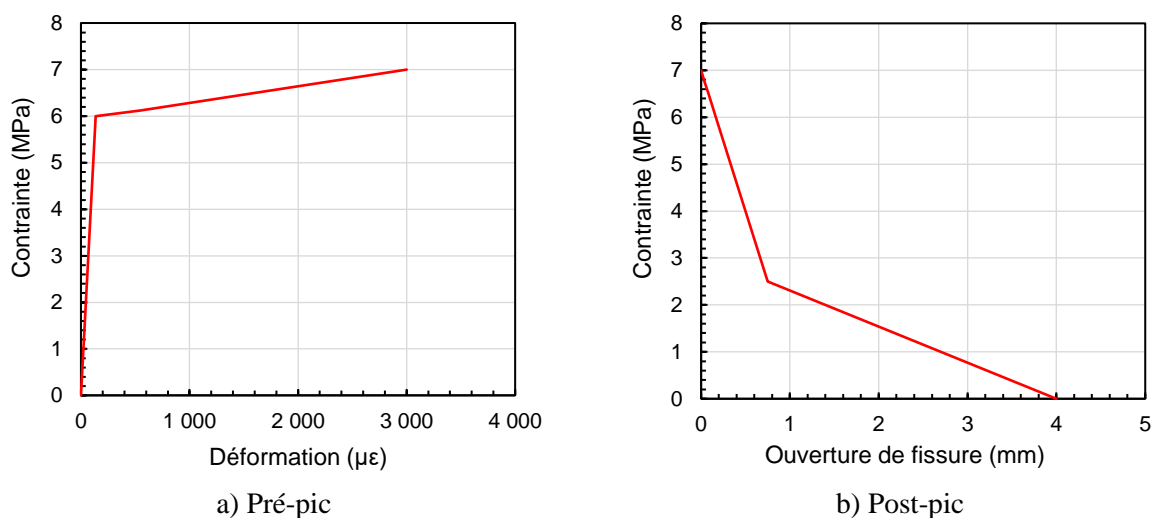


Figure 3.9 Comportement en traction du BFUP dans les modèles numériques de culée

Le roc, quant à lui, n'est pas un élément à l'étude dans les modèles, donc un comportement linéaire-élastique est utilisé. Sa densité ρ est de $2.2 \times 10^{-9} \text{ t/mm}^3$, son module élastique E est de 40 000 MPa et son coefficient de Poisson ν est de 0.3. Il s'agit des propriétés de roc qui avait été utilisées par Tchatat (2019) dans ses modèles.

3.1.3 Charges appliquées et conditions frontières

Une pression est appliquée sur la plaque d'assise au sommet de la culée, sur une zone de $1600 \text{ mm} \times 850 \text{ mm}$ correspondant à la zone d'assise des poutres, tel que montré à la Figure 3.10. Le dessous de la plaque est solidaire (*tie*) avec le dessus du mur de front, de manière à ce que les deux éléments soient solidaires. Cette propriété permet d'éviter d'utiliser une loi de contact et facilite donc les calculs. La pression de 0.332 MPa correspond à la portion de poids propre du tablier étant transmise à la culée, soit 452 kN pour un élément de mur de front préfabriqué de 1600 mm de large (voir calcul à l'Annexe A). Ce poids n'est pas pondéré, puisque le modèle se veut le plus possible représentatif de la réalité, sans hypothèses issues des normes de conception. Le poids propre du béton de la culée elle-même est aussi considéré à l'aide d'une charge de type gravitaire (*gravity load*).

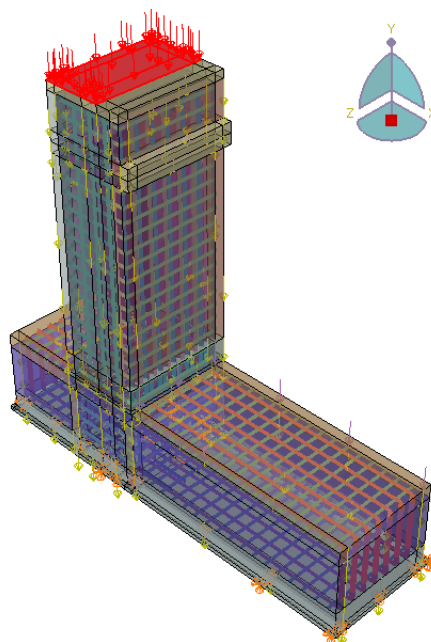


Figure 3.10 Charge axiale issue du tablier

Une pression de 1 MPa est appliquée sur le dessus du talon pour empêcher un renversement de la culée, encore une fois puisque ce n'est pas ce mode d'instabilité qui est à l'étude ici. Cette pression

a été calculée de manière à ce que la distribution des pressions sous la semelle atteigne au minimum zéro pour la charge latérale maximale atteinte dans les modèles, c'est-à-dire qu'aucune traction ne doit être développée sous la semelle. La pression ainsi calculée a ensuite été pondérée par 1.5 pour fournir un facteur de sécurité suffisant et accommoder les variations pouvant se produire d'un modèle à l'autre. La Figure 3.11 montre cette pression dans le modèle.

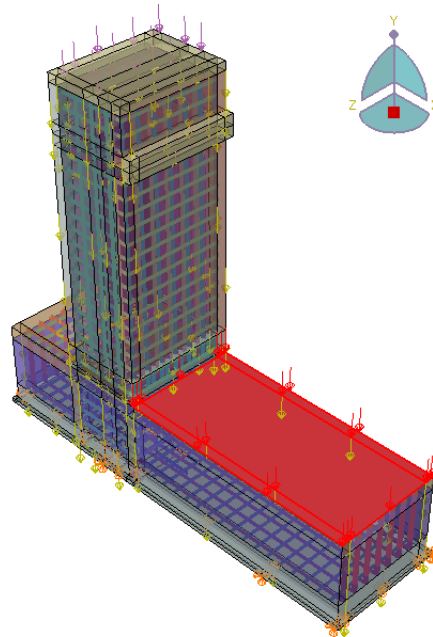


Figure 3.11 Pression appliquée sur le talon

Tel que mentionné précédemment, la culée est simplement en contact avec la mince couche de roc placée sous celle-ci. La loi, de type *Surface-to-surface*, utilise une méthode de contact cinématique et considère de petits glissements. Justement, pour empêcher le glissement, la loi de frottement utilisée suppose un coefficient de frottement très élevé en direction tangentielle, soit de 1000, et un "*Hard*" *contact* en direction normale. Le roc est quant à lui encastré en sous-face, en empêchant les déplacements en direction x , y et z .

La plaque latérale est elle aussi solidaire (*tie*) avec le mur de front au niveau de leur surface de contact. Le chargement de la culée se fait en imposant un déplacement incrémental à cette plaque latérale dans la même direction que la poussée du sol dans une culée réelle, jusqu'à sa rupture. Le déplacement est appliqué sur la ligne centrale de la plaque, qui est elle-même centrée à la hauteur effective, tel que mentionné précédemment et montré à la Figure 3.12. Cette hauteur effective H_{eff} est la même pour tous les modèles, soit 3.35 m au-dessus de la semelle, pour tous les modèles par souci de reproductibilité. Elle a été calculée à l'aide des efforts sismiques élastiques selon la

conception avec la norme CSA S6:19. Il a été choisi d'imposer le déplacement à une plaque d'acier plutôt que directement à la culée pour éviter des problèmes pouvant être associés à l'application d'un déplacement directement aux éléments de béton, et aussi pour reproduire le type de chargement qui serait effectué en laboratoire.

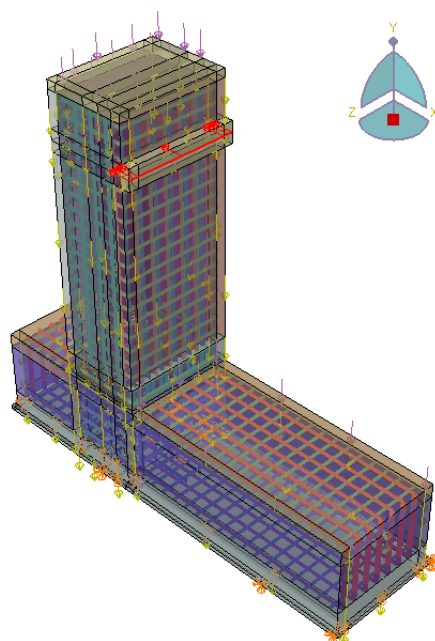


Figure 3.12 Déplacement imposé à la plaque latérale

Le chargement ne correspond évidemment pas aux nombreuses charges agissant sur une culée réelle, mais permet tout de même d'avoir une bonne idée de la performance que peut atteindre le mur de front, et surtout de comparer les performances de différents modèles adoptant des hypothèses variées. Le chargement est monotonique et non cyclique, mais quelques artifices tels que la troncature de la loi de comportement des barres d'armature ou encore la désolidarisation des barres d'armature dans la semelle permettent d'estimer ce que serait le comportement sous chargement sismique. Ces mêmes hypothèses ont été adoptées avec succès par Lewis (2021) pour modéliser le comportement des piles préfabriquées.

3.2 Résultats des modèles maillés à 60 mm

La section qui suit présente les résultats obtenus à partir des modèles numériques par éléments finis de culée adoptant les hypothèses décrites à la section précédente. Le modèle de référence sera d'abord présenté en détail, puis les autres modèles seront présentés en comparaison à celui de référence. Le Tableau 3.2 présente les caractéristiques spécifiques à chacun des modèles présentés.

Tableau 3.2 Détails des modèles numériques par éléments finis de culées maillés à 60 mm

Modèle	Épaisseur des parois (mm)	Conception	Joint	Maillage (mm)	Loi d'armature	Interaction des barres arrières
140_S6-19_m60_C_D (référence)	140	CSA S6:19	NCO	60	Cyclique	Désolidarisées
140_S6-19_m60_C_S	140	CSA S6:19	NCO	60	Cyclique	Solidaires
140_S6-19_m60_M_D	140	CSA S6:19	NCO	60	Monotonique	Désolidarisées
225_S6-19_m60_C_D	225	CSA S6:19	NCO	60	Cyclique	Désolidarisées
140_MCSQ_m60_C_D	140	MCSQ	NCO	60	Cyclique	Désolidarisées
140_ORD_m60_C_D	--	Ordinaire (MCSQ)	Aucun	60	Cyclique	Désolidarisées

Six modèles maillés à 60 mm seront donc présentés dans ce qui suit. Les modèles maillés à 30 mm nécessitant des analyses beaucoup plus longues, la présentation de leurs résultats fait l'objet d'une section ajoutée ultérieurement au présent mémoire (voir section 3.3). Le modèle de référence utilise le concept de mur de front préfabriqué avec parois de 140 mm, rempli de béton en chantier. Les armatures longitudinales disposées sur les faces avant et arrière de la culée sont celles calculées selon la conception utilisant la norme CSA S6:19. La disposition des armatures dans le joint respecte la configuration NCO, tel qu'expliqué précédemment. La loi de comportement utilisée pour les armatures suppose un chargement cyclique; elle est donc tronquée à une déformation de 0.1. Finalement, les armatures sont désolidarisées sur leurs premiers 300 mm de pénétration dans la semelle.

À partir de ce modèle de référence, diverses variations ont été effectuées, produisant les cinq autres modèles qui seront présentés. Le second modèle suppose que les barres longitudinales arrières sont solidaires du béton sur toute leur longueur. Le troisième modèle suppose un chargement monotonique en utilisant la courbe de comportement complète des barres d'armature. Le quatrième modèle comporte la quantité d'armature calculée selon la conception à l'aide du MCSQ. Le cinquième modèle utilise le concept de mur de front préfabriqué avec parois de 225 mm, rempli d'un matériau non participatif (donc l'intérieur demeure vide dans le modèle). Le sixième modèle représente une culée classique, retrouvée dans plusieurs ponts existants sur le réseau routier québécois, comportant donc l'armature calculée selon le MCSQ, mais sans les étriers qui sont prévus dans les concepts préfabriqués. Aussi, celle-ci est monolithique, avec des armatures continues dans le mur et la semelle, et sans joint de BFUP.

3.2.1 Modèle de référence

La Figure 3.13 présente la courbe force – déplacement obtenue pour le modèle de culée de référence. La mesure du déplacement à deux hauteurs différentes sur le mur de front est présentée, soit au point d'application du déplacement imposé, c'est-à-dire à la hauteur effective, ou au sommet du mur de front, c'est-à-dire au niveau de l'assise des poutres.

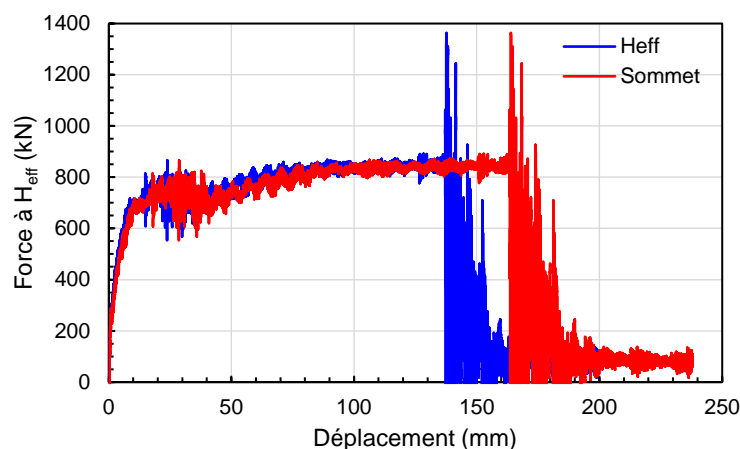


Figure 3.13 Courbe force - déplacement – Modèle de référence (140_m60_S6-19_C_D)

Puisque le mur de front est un élément trapu, celui-ci se courbe peu sous le déplacement imposé. De plus, étant donné le joint froid modélisé à la base du mur de front, la majeure partie de la déformation du mur se produit à cet endroit. Le déplacement mesuré à la hauteur effective et celui mesuré au sommet du mur sont donc environ proportionnels l'un et l'autre, par rapport à leur distance à la semelle. Il n'est donc pas nécessaire de calculer ces deux valeurs en tout point, étant donné la facilité de calcul de l'un de ces déplacements par rapport à l'autre. Pour la suite des résultats, seul le déplacement au sommet du mur de front sera présenté, puisqu'il constitue le déplacement que la culée transmettra au tablier vis-à-vis de l'assise des poutres.

Le graphique montre également que la courbe présente beaucoup de bruit, particulièrement lorsque des événements donnés se produisent dans le modèle, par exemple la fissuration brusque du béton, causant une libération d'énergie. Afin d'analyser plus facilement le comportement du modèle, un filtre de Butterworth peut être appliqué aux résultats, afin d'éliminer le bruit correspondant à une fréquence donnée. La Figure 3.14 compare la courbe présentant les résultats bruts, à celle où un filtre de Butterworth a été appliqué à une fréquence de 50.

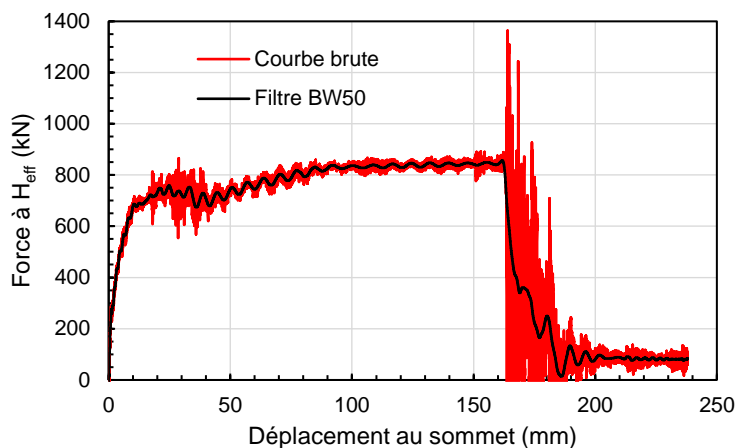
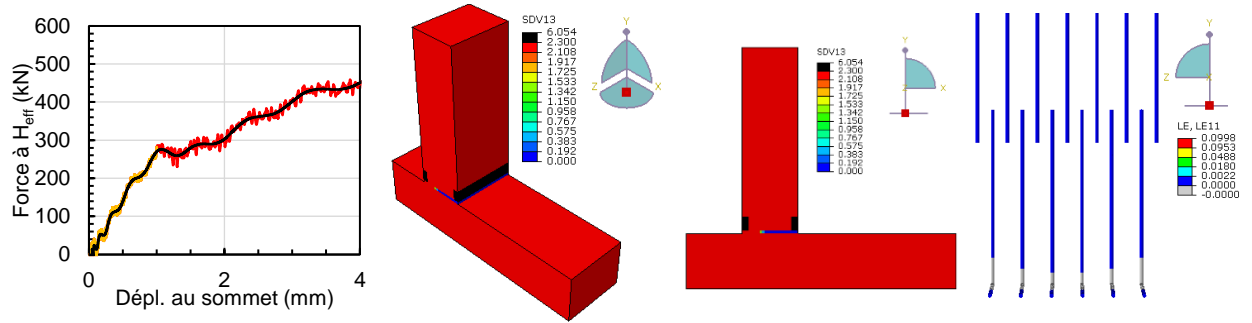
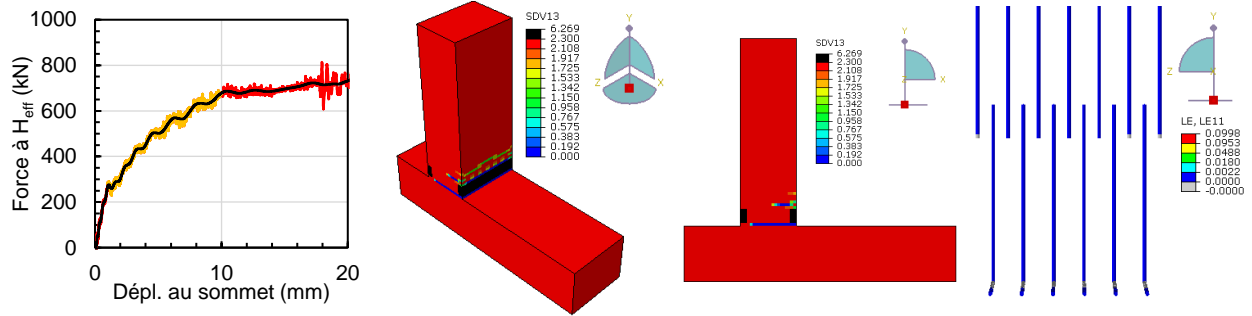


Figure 3.14 Application d'un filtre de Butterworth aux résultats bruts

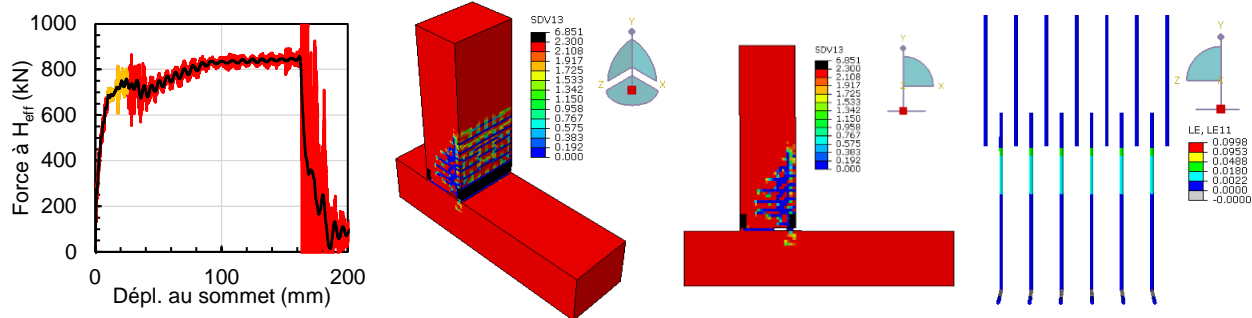
L'application du filtre permet d'observer plus facilement certaines tendances et de lire plus facilement la courbe moyenne. Par contre, certaines oscillations importantes sont fortement atténuées par le filtre. Il est donc intéressant de conserver les deux types de données de manière superposées. La culée de référence atteint un déplacement maximal au sommet de 162 mm, et une force maximale de 845 kN à la rupture. Différentes phases peuvent être observées dans le comportement de la culée au cours du chargement, attribuables à l'évolution de la condition des matériaux. La Figure 3.15 identifie les phases du comportement de la culée sur la courbe force – déplacement, et fait le lien avec la progression de la fissuration du béton et de la sollicitation des barres d'armature. Dans cette figure, les phases du chargement correspondent aux différentes sections de la courbe force – déplacement mises en évidence à l'aide de la couleur jaune. Pour chacune de ces phases, la fissuration du béton est illustrée par la variable d'état SDV13, qui représente la contrainte résiduelle en traction dans l'axe majeur principal des éléments. Les éléments en bleu, donc ayant une contrainte résiduelle en traction nulle, sont fissurés. La déformation axiale des barres d'armature arrières est aussi présentée. L'échelle utilisée pour la déformation a été divisée en fonction des différentes phases de la courbe de comportement en traction de l'acier.



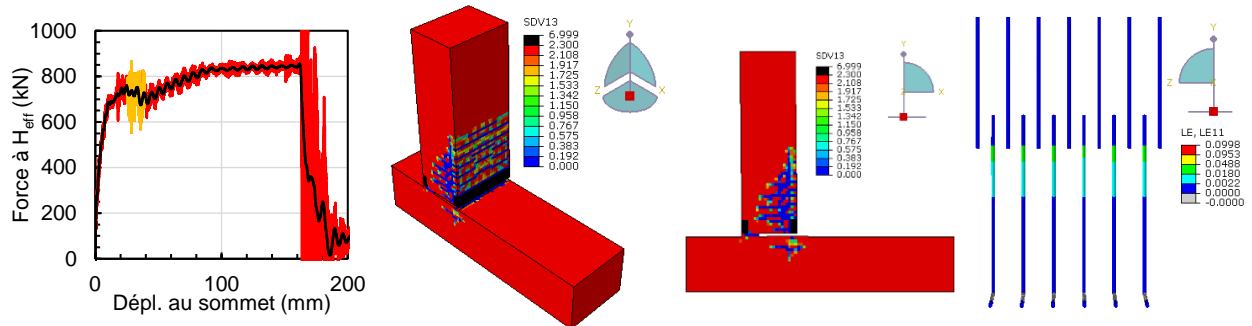
a) De 0 à 1.1 mm de déplacement au sommet



b) De 1.1 à 10 mm de déplacement au sommet



c) De 10 à 24 mm de déplacement au sommet



d) De 24 à 40 mm de déplacement au sommet

Figure 3.15 Fissuration du béton et déformation des armatures au cours du chargement

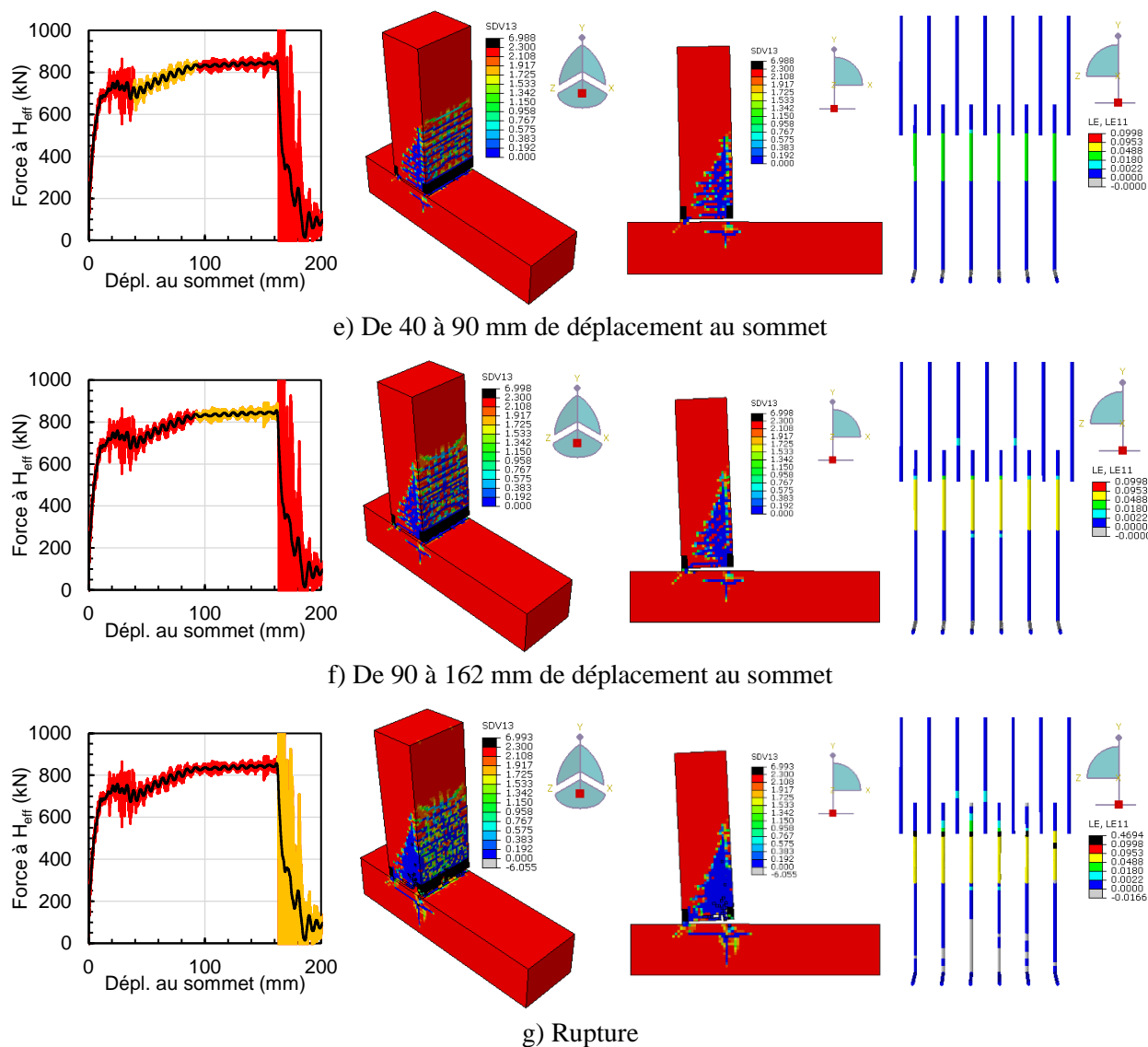


Figure 3.15 Fissuration du béton et déformation des armatures (suite)

Au tout début du chargement, de 0 à 1.1 mm de déplacement au sommet, le béton n'est pas encore fissuré, à l'exception de la fissure au joint froid qui apparaît dès l'initiation du chargement. Étant donné la rigidité importante de la culée non fissurée, la pente de la courbe force – déplacement est prononcée et l'armature subit à peine de déformation.

Ensuite, à 1.1 mm de déplacement, la première fissure de flexion s'initie juste au-dessus du joint. De 1.1 à 10 mm de déplacement, cette fissuration de flexion progresse, avec l'initiation de quelques autres fissures au-dessus de la première. Le mur de front devient plus flexible, adoucissant la pente de la courbe force – déplacement. Les barres d'armature demeurent élastiques (bleu foncé) pour la

majeure partie de cette phase, mais commencent à plastifier (bleu pâle) au niveau du joint froid à l'approche du 10 mm (à 8 mm environ).

À 10 mm de déplacement au sommet, plusieurs éléments constituant le joint froid sont supprimés du modèle par *EPM3D*, ceux-ci ayant été trop sollicités et n'ayant plus aucune intégrité structurale. Ceci a pour effet d'augmenter drastiquement la flexibilité du mur de front, qui est alors presque exclusivement retenu par les armatures longitudinales arrières. C'est la raison de l'adoucissement encore plus important de la pente de la courbe force – déplacement de 10 à 24 mm. Au même moment, une fissure verticale apparaît dans le mur de front vis-à-vis des armatures longitudinales arrières. Au niveau de la déformation dans l'armature, les sections de barres vis-à-vis du joint froid, ayant déjà plastifié à la phase précédente, se déforment brusquement et commencent la phase d'écroutissage (vert). La pénétration de la plastification se fait aussi sur toute la longueur désolidarisée.

De 24 à 40 mm de déplacement au sommet, une pente descendante est amorcée dans la courbe force – déplacement. Pendant cette phase, la suppression d'éléments progresse dans le joint froid, causant probablement la perte de capacité, puisque seules les armatures longitudinales arrières servent à reprendre la flexion à ce moment. La fissuration s'amorce également dans la semelle à cette étape. La longueur désolidarisée des barres d'armatures demeure sur le plateau plastique, la déformation s'uniformisant peu à peu, tendant vers la valeur au joint froid.

De 40 à 90 mm de déplacement au sommet, la déformation dans l'armature vient à s'uniformiser sur toute la longueur désolidarisée, puis la phase d'écroutissage est amorcée (vert), causant un regain de capacité dans la courbe force – déplacement. La fissuration du béton continue de progresser, mais aucune nouvelle fissure ne semble apparaître.

De 90 à 162 mm de déplacement au sommet, l'acier d'armature amorce la 2^e section de la phase d'écroutissage dans sa courbe de comportement ($\epsilon_{eng} > 0.05$), à l'origine du changement de pente à ce point. La fissuration continue de progresser légèrement. Juste avant la rupture, la plastification de deux des barres longitudinales s'amorce dans le mur, juste au-dessus du joint de BFUP. La pénétration de la plastification dans le joint de BFUP s'amorce également, sur environ 60 mm. L'épaisseur du joint froid étant de 60 mm et la longueur désolidarisé étant de 300 mm, la longueur totale de la rotule plastique à la rupture est de 420 mm. Un début de plastification débute aussi sous

la longueur désolidarisée dans deux barres de la semelle et au-dessus du joint de BFUP, dans deux barres du mur.

La rupture est causée par la cassure des barres d'armature longitudinales arrières, au niveau du joint froid. Les six barres de la semelle cassent simultanément, causant la chute de capacité brusque observée dans la courbe force – déplacement. La rupture se produisant à un déplacement de 162 mm, et la plastification des armatures de flexion ayant débuté à un déplacement d'environ 8 mm, la ductilité en déplacement μ_{Δ} de la structure est de 20. Le facteur de modification de réponse $R = 3$ utilisé dans la conception est donc largement respecté.

La suppression des éléments par le modèle constitutif *EPM3D* lorsque ceux-ci sont trop sollicités est un aspect important du comportement de la culée. En effet, cette option avait initialement été négligée puisque des problèmes étaient survenus avec l'interaction des barres d'armature, mais la rigidité de la culée s'en trouvait fortement augmentée. Au contraire, la jonction entre le mur de front et la semelle est un point de connexion, où les surfaces en contact sont de type béton durci sur béton durci, ou béton frais sur béton durci. La cohésion de ces types de surfaces est donc nulle ou peu élevée. Tel que mentionné précédemment, un élément de béton ordinaire est utilisé au niveau du joint froid. Cependant, sa résistance à la traction est probablement supérieure à celle d'un vrai joint froid. Ainsi, il serait intéressant, dans la suite de ces modèles, de vérifier l'impact de l'utilisation d'éléments de résistance moindre à cet endroit.

L'analyse sur *Abaqus* se fait à l'aide d'un chargement dynamique. Ainsi, afin de s'assurer d'avoir un chargement pseudo-statique, pour lequel les effets dynamiques sont négligeables, il faut généralement s'assurer d'avoir un ratio de l'énergie cinétique à l'énergie interne dans le modèle inférieur à 5%. Avec le temps d'application du chargement choisi pour le modèle dans le but d'avoir une durée d'analyse raisonnable (permettant de réaliser de deux à trois analyses par jour), cette limite n'est pas respectée. Afin de confirmer que les résultats ne s'en trouvent pas affectés, un chargement deux fois plus lent a été réalisé sur le modèle de référence, respectant ainsi le ratio d'énergie de 5%. La Figure 3.16 compare les ratios d'énergie dans les deux modèles, ainsi que leurs courbes de comportement.

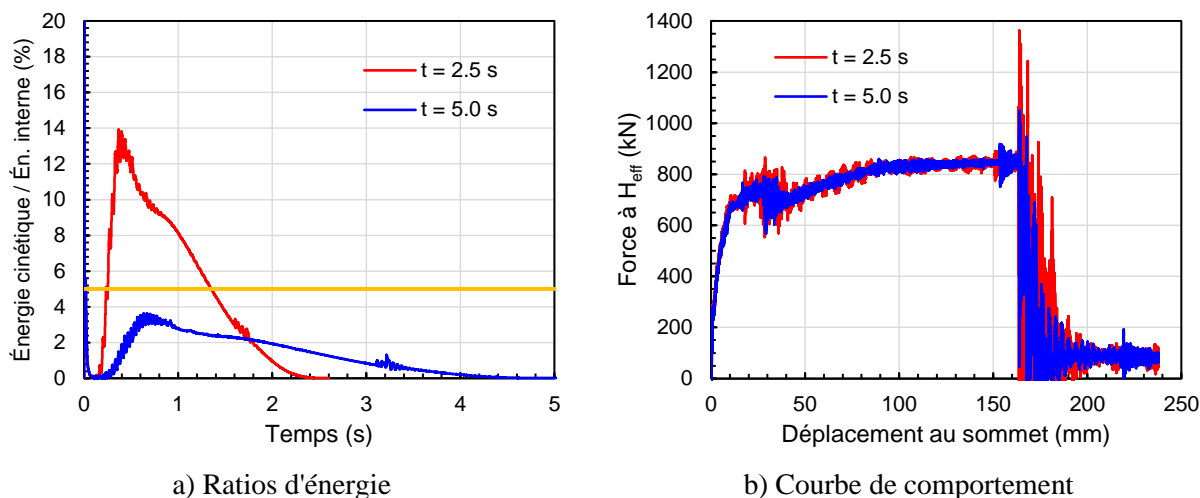


Figure 3.16 Impact de l'allongement du temps de chargement

Tel qu'illustré ci-dessus, le respect de la limite sur le ratio d'énergie de 5% permet de réduire les oscillations sur la courbe force – déplacement, mais n'élimine pas complètement le bruit. De plus, l'allure globale de la courbe reste la même, et l'interprétation des différentes phases du chargement demeure valide. Il n'a donc pas été jugé nécessaire d'allonger le temps d'analyse simplement pour respecter la limite de ratio d'énergie prescrite, surtout considérant le nombre important de modèles préliminaires ayant dû être analysés pour en arriver aux modèles finaux.

Le dernier aspect intéressant du comportement de la culée de référence est la fissuration se produisant dans le joint de BFUP. Comme le maillage est relativement grossier, surtout en comparaison des modèles à l'échelle de la crénelure généralement utilisés pour l'étude de l'ancrage dans le BFUP, le joint est maillé à l'aide de seulement deux éléments sur son épaisseur. Il est donc impossible d'obtenir un aperçu clair du patron de fissuration. Les éléments à l'intérieur desquels sont ancrées les barres longitudinales provenant de la semelle (les plus sollicitées en traction) se fissurent tout de même, selon l'observation de la variable d'état SDV52 présentée à la Figure 3.17, qui décrit l'ouverture de fissure pour le BFUP modélisé à l'aide d'*EPM3D*.

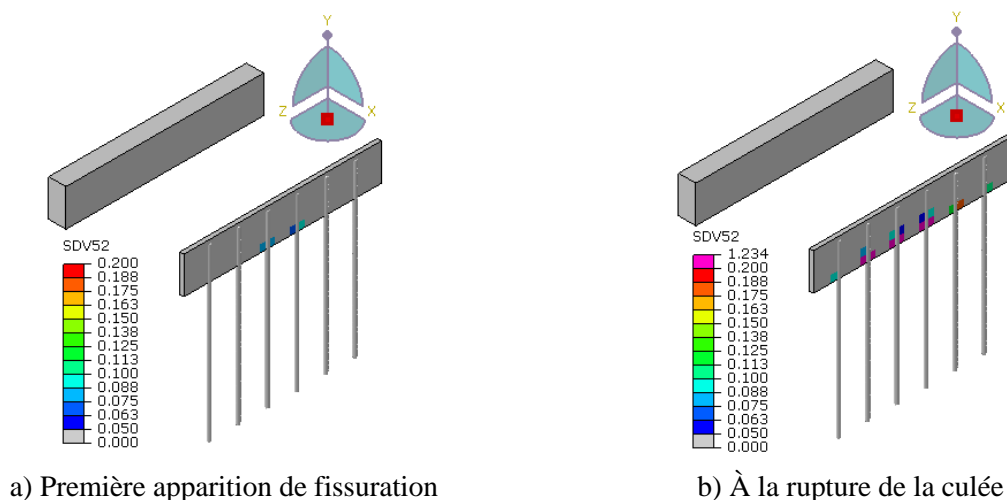


Figure 3.17 Fissuration du joint de BFUP

La fissuration s'initie aux barres intérieures assez tard dans le chargement de la culée, à une contrainte d'environ 500 MPa au niveau du joint froid. Elle se propage ensuite aux autres barres, mais n'a pas le temps de progresser beaucoup avant la rupture de la culée elle-même. L'ouverture de fissure à ce moment serait de 1.2 mm. Ce n'est donc pas la résistance du joint de BFUP qui dicte la résistance de la culée. Du côté du joint situé à l'avant du mur de front, aucune fissuration ne se produit au cours du chargement, ce qui va de soi considérant que l'avant du mur est en compression.

3.2.2 Comparaison des autres modèles

Tel que mentionné précédemment, cinq autres modèles de culée ont été réalisés. Ces modèles constituent tous des variations à partir du modèle de référence, donc leurs résultats ne seront pas présentés de manière aussi détaillée que ce dernier. Les différences par rapport au comportement du modèle de référence seront plutôt mises en évidence, en mettant l'accent sur le comportement force – déplacement, la fissuration du béton et la sollicitation des armatures. La Figure 3.18 présente les courbes force – déplacement des six modèles, incluant la courbe brute et celle filtrée, et le Tableau 3.3 présente les principaux résultats numériques.

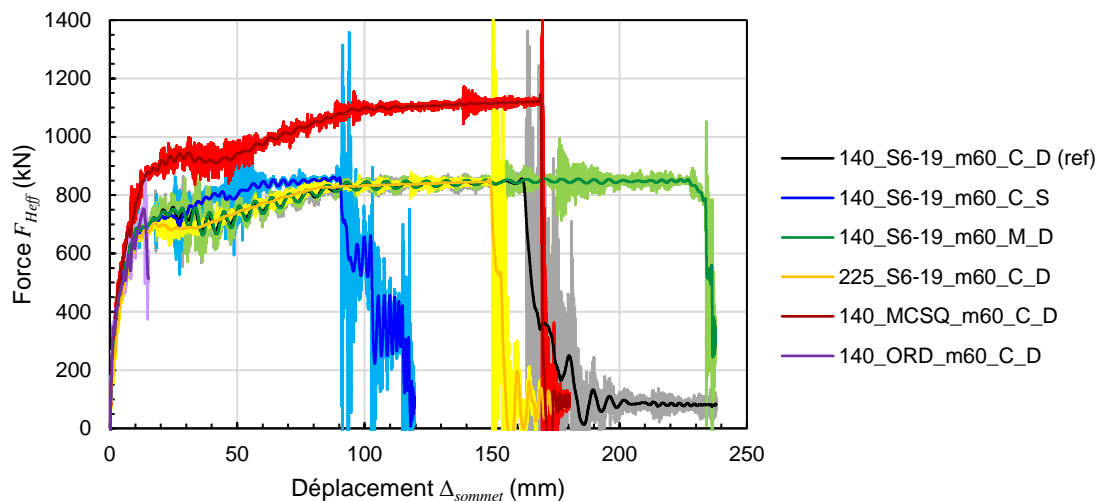


Figure 3.18 Courbes force – déplacement des six modèles numériques de culées maillées à 60 mm

Tableau 3.3 Principaux résultats obtenus des modèles numériques de culées

Modèle	Δ_y (mm)	$\Delta_{\text{sommet max}}$ (mm)	μ_Δ	$F_{\text{Heff max}}$ (kN)	L_p sem (mm)	L_p mur (mm)	Type de rupture
140_S6-19_m60_C_D (ref)	8.0	162	20	845	420-480	0-60	Barres arrières
140_S6-19_m60_C_S	7.8	90	12	855	330-390	--	Barres arrières
140_S6-19_m60_M_D	8.1	227	28	850	420-540	0-90	Barres arrières
225_S6-19_m60_C_D	12.4	148	12	845	420	--	Barres arrières
140_MCSQ_m60_C_D	7.7	168	22	1120	480	0-60	Barres arrières
140_ORD_m60_C_D	--	13	--	754	--	--	Cisaillement

Il est possible d'observer rapidement que la performance des divers concepts de culées préfabriquées modélisées est largement supérieure à celle d'une culée classique. Leur ductilité atteint des valeurs très élevées, respectant largement le coefficient de modification de réponse $R = 3$, prévu lors de la conception. Le comportement des cinq autres modèles de culée sera discuté plus en détail dans ce qui suit.

3.2.2.1 Modèle avec barres solidaires (140_S6-19_m60_C_S)

Ce modèle suppose que les barres d'armature longitudinales situées à l'arrière du mur de front sont parfaitement solidaires avec le béton, sur toute leur longueur. Le modèle de référence, quant à lui, considérerait ces barres désolidarisées sur leurs premiers 300 mm dans la semelle, correspondant à la longueur de la rotule plastique à cet endroit. Cette désolidarisation est attendue d'un élément de fondation, notamment une pile, subissant plusieurs cycles de chargement. Dans le cas des culées, comme il s'agit d'éléments très rigides, et que la poussée des terres amplifie l'effort dans une seule

direction, il est peu probable que les cycles soient d'aussi grande amplitude que dans le cas d'une pile. Le comportement de la culée, par rapport à la désolidarisation des barres longitudinales arrières, se situera donc probablement à mi-chemin entre l'option complètement solidaire, et l'option désolidarisée sur la longueur de rotule plastique calculée pour une pile. L'étude des deux modèles permet de cerner l'éventail des comportements pouvant être attendus de la culée, en observant les deux extrêmes. La Figure 3.19 répète la courbe force – déplacement du modèle solidaire, en comparaison à celle du modèle de référence.

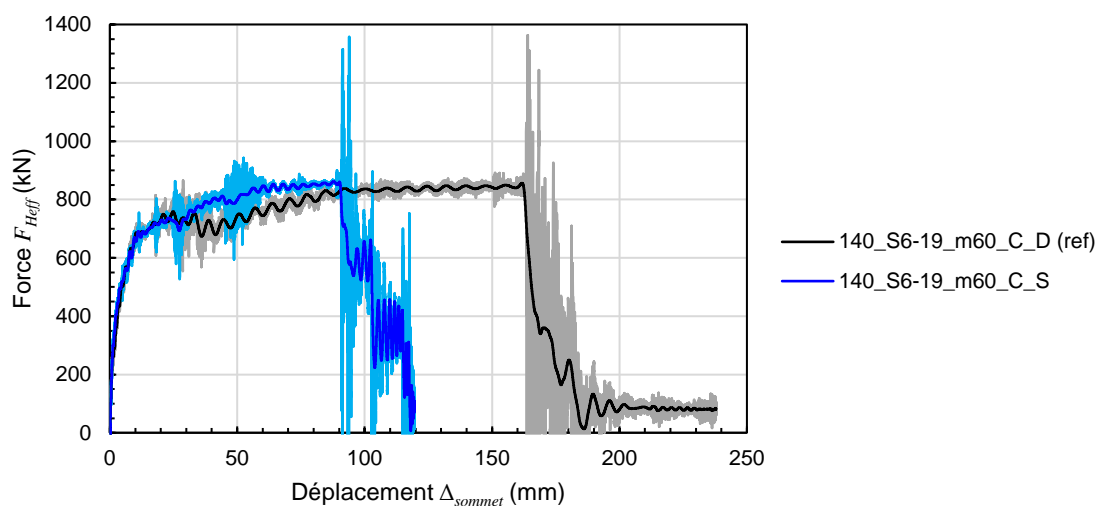


Figure 3.19 Courbe force – déplacement – Modèle solidaire vs référence

La courbe du modèle solidaire et celle du modèle de référence sont assez bien superposées jusqu'à un déplacement au sommet d'environ 24 mm. La courbe du modèle solidaire présente une pente légèrement plus prononcée, en raison des armatures solidaires qui rigidifient légèrement la culée, mais comme le comportement est dicté par la performance du béton à cette étape, la différence est peu marquée.

À partir de 24 mm de déplacement, les deux courbes s'écartent puisque c'est le début de la pénétration de la plastification sur la longueur désolidarisée dans le modèle de référence. Le modèle solidaire, quant à lui, ne présente pas le creux dans la courbe associé à la redistribution et à l'uniformisation des contraintes sur la longueur désolidarisée (plastifiée). La phase d'écrouissage débute à partir des éléments traversant le joint froid, et se propage vers le bas, simultanément avec la pénétration de la plastification. Les trois phases du comportement plastique sont donc présentes sur la longueur de la rotule plastique, tel que montré à la Figure 3.20, contrairement au modèle de référence où les contraintes sont uniformes. Le creux dans la courbe filtrée à un déplacement

d'environ 50 mm est dû à l'instabilité du modèle associée à l'amorce de la deuxième phase d'écroutissage dans les barres.

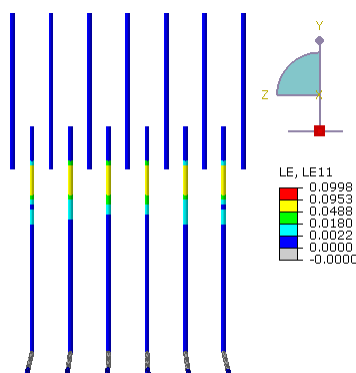


Figure 3.20 Déformations non uniformes dans les barres solidaires

Juste avant la rupture, la plastification a pénétré sur 210 à 290 mm dans la semelle, et sur 60 mm dans le BFUP, en plus du joint froid de 60 mm, pour une longueur de rotule plastique de 330 à 390 mm à la rupture. La longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle tend vers la valeur utilisée dans le modèle de référence. L'effritement du béton accompagnant généralement la plastification faciliterait également la pénétration dans une culée réelle. La longueur désolidarisée de 300 mm utilisée dans le modèle de référence semble donc justifiée.

Puisque la déformation plastique se produit sur une longueur plus courte que dans le modèle de référence, la rupture survient à un déplacement inférieur, soit à 90 mm au sommet. La plastification des armatures s'étant amorcée à 7.8 mm, une ductilité en déplacement μ_{Δ} de 12 est tout de même atteinte, ce qui demeure une performance exceptionnelle. Comme c'est ici aussi la cassure des barres longitudinales arrières qui contrôle la rupture, celle-ci se produit à une force similaire, soit 855 kN. La perte de capacité suite à la rupture présente des paliers, ce qui n'est pas le cas du modèle de référence, pour lequel la capacité chute brusquement. Cette différence est due à la séquence de rupture des barres, débutant par celles à l'extérieur et se propageant vers l'intérieur, plutôt que toutes en simultanée. Un lien peut être établi avec les contraintes qui ne s'uniformise pas d'une barre à l'autre ni sur la longueur plastifiée dans ce modèle.

Au niveau de la fissuration, la séquence est similaire à celle du modèle de référence : la fissuration du joint froid se produit à l'initiation du chargement, puis des fissures de flexion apparaissent sur le mur de front, et ensuite plusieurs éléments composant le joint froid sont supprimés. Par contre,

la fissuration de la semelle apparaît plus tôt au cours du chargement, tel que montré à la Figure 3.21, puisque les barre solidaires sollicitent plus le béton de la semelle en traction.

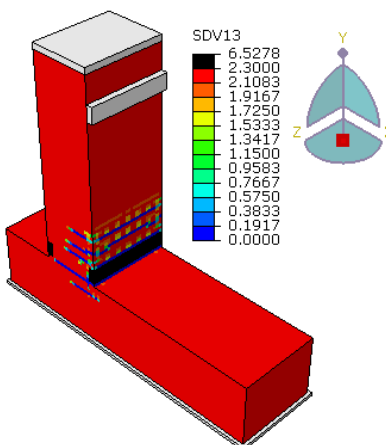


Figure 3.21 Fissuration de la semelle – Modèle solide

La fissure de la semelle apparaît juste après le début de la fissuration de flexion dans le mur de front. Par contre, celle-ci ne semble pas avoir d'impact important sur le comportement de la culée, puisque la courbe reste assez similaire à celle du modèle de référence après ce point. La fissuration du joint de BFUP, bien qu'elle soit peu fiable étant donné le maillage grossier, se forme elle aussi de manière similaire, apparaissant aux barres intérieures à un déplacement d'environ 60 mm et s'étant propagée à toutes les barres au moment de la rupture. L'ouverture de fissure à la rupture serait ici aussi de 1.2 mm.

3.2.2.2 Modèle avec loi des armatures supposant un chargement monotonique (140_S6-19_m60_M_D)

Ce modèle est identique en tout point au modèle de référence, à l'exception de la loi de comportement des barres d'armature. Le modèle de référence suppose un chargement cyclique et tronque la courbe de comportement à une déformation de 0.1. Le présent modèle utilise la loi de comportement simplifiée complète des barres d'armature, mesurée en laboratoire sous chargement monotonique. Une déformation maximale de 0.075 dans les armatures des piles est imposée selon le critère de sécurité pour la vie de la norme CSA S6:19, mais les culées sont probablement moins sollicitées que les piles au niveau cyclique lors d'un séisme. Le comportement des armatures dans une pile réelle devrait donc se situer quelque part entre la condition du modèle de référence et du modèle monotonique. La Figure 3.22 répète la courbe force – déplacement du modèle monotonique, en comparaison à celle du modèle de référence.

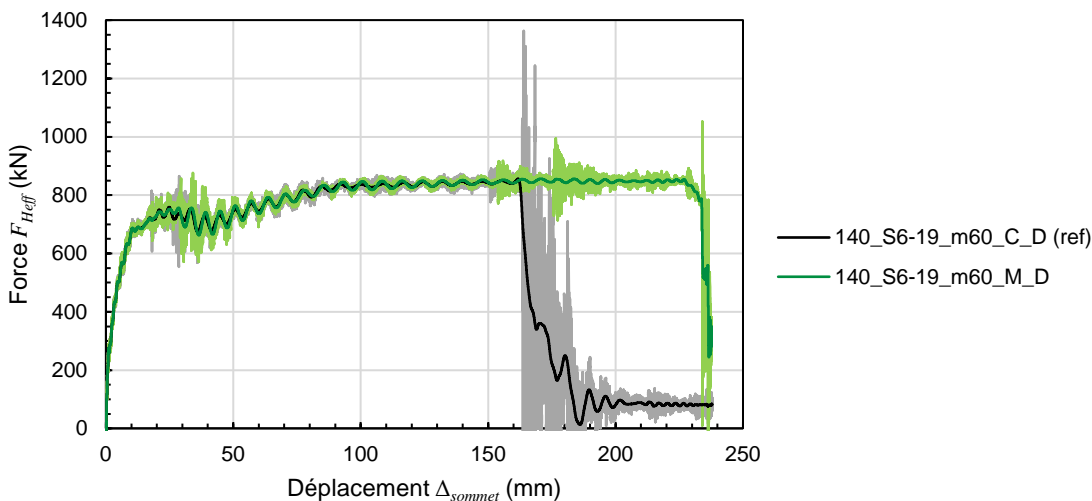


Figure 3.22 Courbe force – déplacement – Modèle monotonique vs référence

Puisque les deux modèles sont complètement identiques jusqu'à l'atteinte d'une déformation de 0.1 dans les armatures, les deux courbes se superposent parfaitement jusqu'à ce point. Ensuite, la deuxième phase d'écrouissage étant plus longue, le déplacement au sommet du mur de front atteint une valeur de 227 mm avant l'amorce de la phase de rupture. La plastification des armatures s'étant initiée à un déplacement de 8.1 mm, la culée a donc une ductilité en déplacement μ_{Δ} de 28. La phase de rupture correspond à la pente descendante dans la courbe de comportement des barres d'armature, et elle apparaît également dans le modèle de culée, de 227 à 234 mm de déplacement. Finalement, la rupture de la culée est due à la cassure simultanée de toutes les barres longitudinales arrières au niveau du joint froid. Au moment de l'initiation de la phase de rupture, la pénétration de la plastification dans le BFUP a atteint une longueur de 120 mm pour les deux barres du centre, et de 60 mm pour les autres barres. La plastification sous la longueur désolidarisée s'amorce dans deux barres de la semelle. Une deuxième rotule plastique commence aussi à se former au-dessus du joint de BFUP, ayant progressé de 90 mm dans les trois barres centrales, de 60 mm dans les deux barres suivantes, et n'ayant pas débuté dans les barres extérieures. La longueur de la rotule plastique dans la semelle varie donc de 420 à 540 mm. La Figure 3.23 présente les déformations des barres d'armature à cet instant.

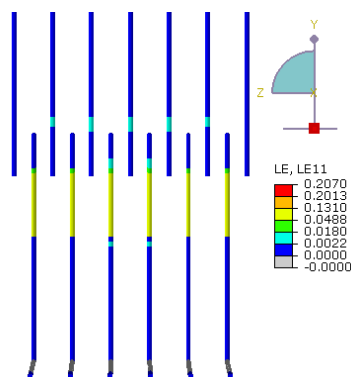


Figure 3.23 Plastification des barres longitudinales arrières – Modèle monotonique

En ce qui concerne la fissuration, le parton est lui aussi identique au modèle de référence jusqu'au moment où la déformation de 0.1 est atteinte dans les armatures. La fissuration continue ensuite de progresser, mais le maillage assez grossier fait en sorte que la fissuration est très diffuse au moment de la rupture; la plupart des éléments semblent n'avoir plus aucune contrainte résiduelle de traction, tel que montré à la Figure 3.24. Il serait intéressant ici de vérifier les résultats d'un modèle dont le maillage est plus fin pour avoir un meilleur aperçu de la fissuration à l'approche de la rupture. La fissuration de la semelle est elle aussi plus avancée au moment de la rupture, tout comme la fissuration du joint, qui aurait atteint une ouverture de fissure de 3.0 mm.

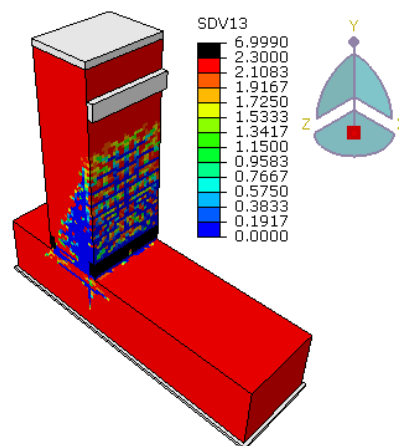


Figure 3.24 Fissuration à l'approche de la rupture – Modèle monotonique

3.2.2.3 Modèle évidé avec parois de 225 mm (225_S6-19_m60_C_D)

Ce modèle emploie le second concept de mur de front proposé, constitué de parois de 225 mm d'épaisseur, et rempli d'un matériau non participatif. Le mur de front demeure donc évidé dans le modèle numérique, tel que montré à la Figure 3.25. Le concept utilisé dans le modèle de référence

était composé de parois de 140 mm, et rempli de béton en chantier, donc la culée du modèle était pleine.

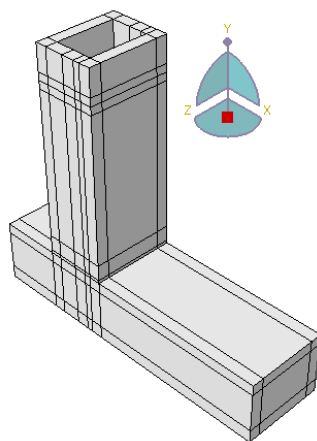


Figure 3.25 Mur de front évidé - Modèle 225 mm

Puisque l'évidement n'affecte pas le calcul de la résistance en flexion, les mêmes armatures, calculées selon la norme CSA S6:19 ont été mises en place. La disposition des armatures en attente et la forme des étriers est différente entre les deux concepts proposés, tel qu'illustré à la Figure 3.2, mais celles-ci affectent peu le comportement. La Figure 3.26 répète la courbe force – déplacement du modèle évidé avec parois de 225 mm, en comparaison à celle du modèle de référence.

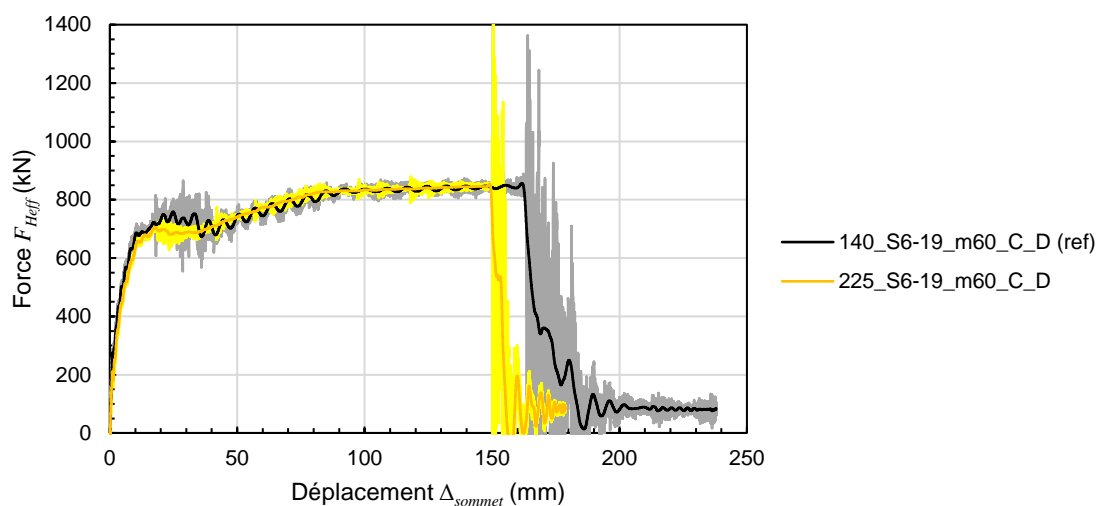


Figure 3.26 Courbe force – déplacement – Modèle 225 mm vs référence

Malgré l'évidement introduit dans le mur de front par rapport au modèle de référence, les rigidités, représentées par la pente des courbes force – déplacement, sont assez comparables. Ceci est probablement dû à l'introduction du joint froid à la base du mur de front, qui est à l'origine de la majeure partie du déplacement lors du chargement. La courbe force – déplacement est similaire à

celle du modèle de référence, et les différentes phases du comportement de la culée discutées suite à la Figure 3.15 demeurent valides ici. Le creux dans la courbe associé à la pénétration de la plastification et à l'uniformisation des contraintes dans la rotule plastique est moins marqué pour ce modèle, se présentant plutôt comme un plateau. Cette différence s'explique par le fait que la phase d'écrouissage est à peine commencée dans les éléments d'armature vis-à-vis du joint froid au moment de l'uniformisation des contraintes sur la longueur plastifiée, donc la chute est moins importante que dans le modèle de référence.

Une quantité identique d'armatures principales de flexion étant disposée dans la culée, la résistance est la même que celle du modèle de référence, soit 845 kN. La rupture se produit cependant à un déplacement au sommet légèrement inférieur, soit à 148 mm (plutôt que 162 mm dans le modèle de référence). Le début de la plastification des armatures se produisant un peu plus tard, soit à un déplacement de 12.4 mm, la ductilité en déplacement est moindre pour ce modèle, soit $\mu_{\Delta} = 12$. Juste avant la rupture, la plastification se limite à la longueur désolidarisée de 300 mm dans la semelle, et s'est amorcée sur 60 mm dans le BFUP, en plus du joint froid de 60 mm, pour une longueur de rotule plastique d'environ 420 mm à la rupture.

En ce qui concerne la fissuration du béton, le patron général de fissuration et la séquence d'apparition des fissures sont assez similaires à ceux du modèle de référence. La fissure verticale vis-à-vis des armatures longitudinales arrières est moins marquée dans ce modèle. La fissuration de la semelle, quant à elle, n'apparaît qu'à la toute fin du chargement. La fissuration de la culée juste avant la rupture est présentée à la Figure 3.27. La fissuration du joint de BFUP, bien qu'elle soit peu fiable étant donné le maillage grossier, se forme de manière similaire au modèle de référence, apparaissant aux barres intérieures et s'étant propagée à toutes les barres au moment de la rupture. L'ouverture de fissure serait alors seulement de 0.9 mm.

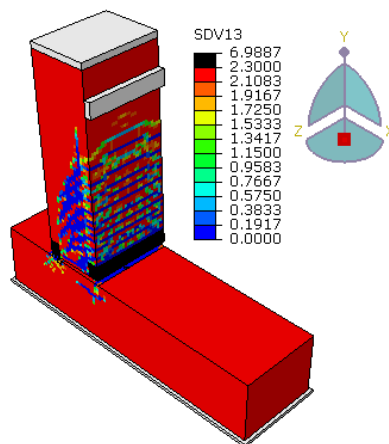


Figure 3.27 Fissuration à l'approche de la rupture – Modèle 225 mm

3.2.2.4 Modèle conçu selon le MCSQ (140_MCSQ_m60_C_D)

La culée conçue selon le MCSQ comporte plus d'armature de flexion que le modèle de référence, puisque le MCSQ, bien qu'il réduise les charges sismiques de conception, permet de concevoir les culées de manière élastique. Les efforts de conception ne considèrent donc pas de coefficient de modification de réponse R qui viendrait réduire les charges sismiques. La conception selon le MCSQ exigerait également une quantité d'armature de cisaillement moindre, puisqu'un comportement ductile n'est pas exigé, mais les étriers prévus dans le concept de mur de front préfabriqué ont été conservés dans ce modèle. La Figure 3.28 répète la courbe force – déplacement du modèle conçu selon le MCSQ, en comparaison à celle du modèle de référence.

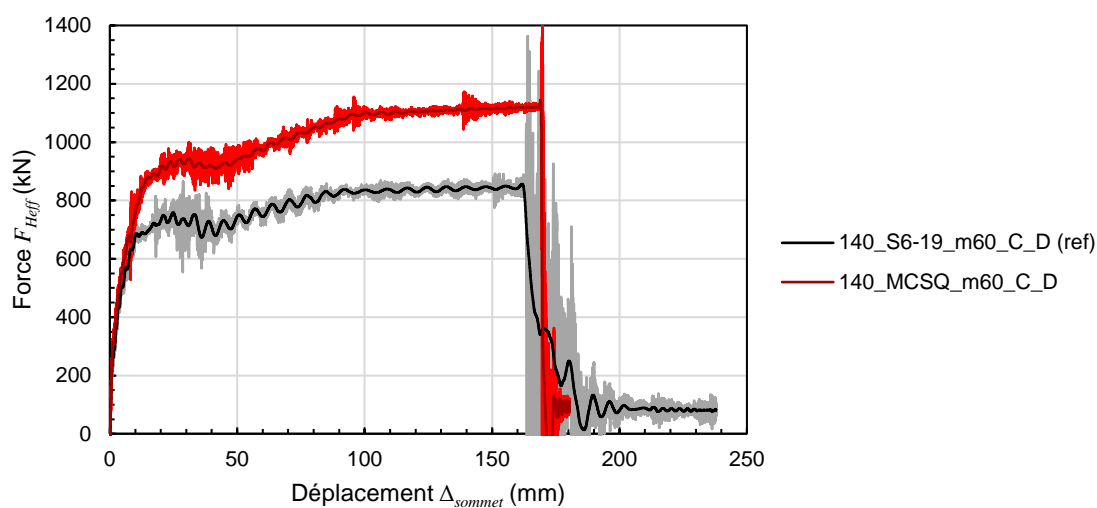


Figure 3.28 Courbe force – déplacement – Modèle MCSQ vs référence

L'allure globale de la courbe force déplacement du modèle MCSQ reste la même que celle du modèle de référence, c'est-à-dire que les mêmes phases sont observées, soit : fissuration du joint froid, fissuration de flexion, suppression d'éléments du joint froid, pénétration de la plastification sur la longueur désolidarisée, écrouissage des barres longitudinales arrières (phases 1 et 2) et rupture. Ces différentes étapes se produisent à des déplacements similaires à ceux observés dans la culée de référence. La force atteinte est cependant plus élevée en raison de la quantité d'armature de flexion qui est plus grande. La force maximale atteinte est de 1120 kN, pour un déplacement maximal de 168 mm. La plastification des armatures principales de flexion s'étant amorcé à un déplacement de 7.7 mm, la ductilité en déplacement μ_{Δ} est de 22.

La déformation des armatures se produit ici aussi de manière uniforme sur la longueur désolidarisée. Juste avant la rupture, la pénétration de la plastification s'est amorcée dans le joint de BFUP sur un seul élément de 30 mm. La plastification débute également sous la longueur désolidarisée pour toutes les barres, sur environ 90 mm. La longueur de la rotule plastique est de 480 mm. Un début de plastification s'amorce aussi au-dessus du joint de BFUP, mais seulement dans trois des neuf barres du mur. La Figure 3.29 illustre la déformation des barres immédiatement avant la rupture.

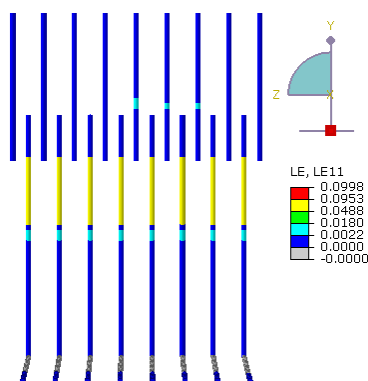


Figure 3.29 Déformation des barres d'armature - Modèle MCSQ

Les efforts de flexion développés dans la culée avant la rupture étant plus grands, la fissuration est plus importante que dans le modèle de référence, tel que présenté à la Figure 3.30. Notamment, la fissuration de flexion se propage plus haut sur le mur de front, presque jusqu'à la plaque de chargement. La fissuration de la semelle est elle aussi plus importante. Le joint de BFUP ne fissure pas du tout au cours du chargement.

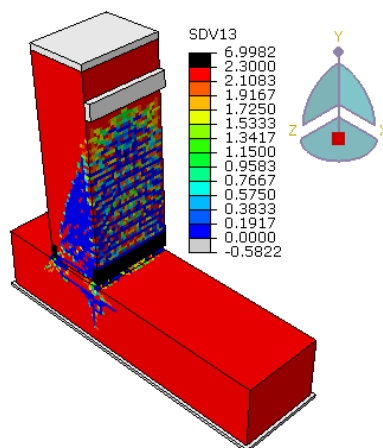


Figure 3.30 Fissuration à l'approche de la rupture – Modèle MCSQ

3.2.2.5 Modèle de culée ordinaire (140_ORD_m60_C_D)

Le modèle de culée ordinaire se base sur des plans de culées existantes sur le réseau québécois. Elle a donc été conçue selon les exigences du MCSQ, mais ne comporte pas d'étriers, comme c'est généralement le cas dans les culées. Elle ne comporte pas non plus de joint de BFUP, et les barres d'armature sont continues sur toute la hauteur de la culée, du haut du mur de front au bas de la semelle. La Figure 3.31 montre la trame d'armature de ce modèle, et la Figure 3.32 répète la courbe force – déplacement du modèle ordinaire, en comparaison à celle du modèle conçu selon le MCSQ.

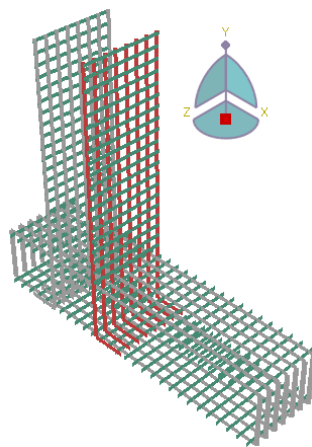


Figure 3.31 Armature du modèle de culée ordinaire

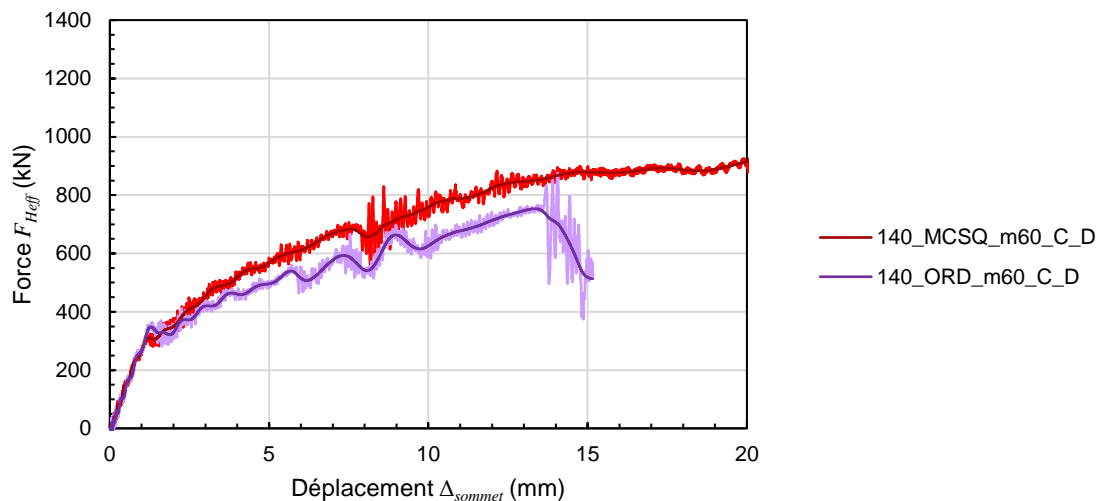


Figure 3.32 Courbe force – déplacement – Modèle ordinaire vs MCSQ

La courbe force – déplacement suit initialement celle de la culée MCSQ, puisque les armatures de flexion sont les mêmes. Par contre, la résistance au cisaillement est rapidement atteinte, à 754 kN, et la force chute brusquement à un déplacement de 13 mm au sommet, lors de la formation d'une fissure de cisaillement traversant le mur de front. Le déplacement à la rupture est donc largement inférieur à celui atteint dans les modèles de culées préfabriquées, en raison de l'absence des étriers. La plastification des armatures de flexion n'est même pas atteinte avant la rupture, donc cette culée n'a aucune ductilité.

Au niveau de la fissuration, des fissures de flexion se forment d'abord, puis elles bifurquent à 45° et se connectent pour former la fissure de cisaillement. Malheureusement, le maillage à 60 mm est trop grossier pour bien représenter la fissuration de cisaillement, qui se ferait normalement en diagonale, à partir du coin inférieur à l'avant du mur de front, jusqu'au-dessous de la plaque de chargement à l'arrière. Dans le cas du maillage à 60 mm, la fissure se fait plutôt à 45° dans le bas du mur de front, puis devient verticale jusqu'à la plaque de chargement, tel que montré à la Figure 3.33.

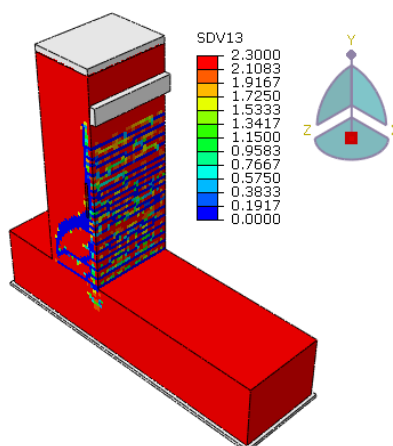


Figure 3.33 Fissuration à la rupture - Modèle ordinaire

Il est intéressant de noter que la courbe force – déplacement montrée à la Figure 3.18 a été tronquée une fois la fissuration de cisaillement apparue. Dans le modèle, un mécanisme de bielle et tirant se crée par la suite et la culée regagne de la capacité. La section de béton diagonale au-dessus de la fissure constitue la bielle en compression, et les armature longitudinales arrières forment le tirant. En réalité, un tel regain de capacité serait impossible. Si le test était effectué en laboratoire par exemple, un contrôle des déplacements aussi parfait que celui qui est fait par *Abaqus* serait impossible. La chute brusque de résistance accompagnant la fissuration de cisaillement serait normalement remarquée avec un léger retard par la presse ou le vérin avant la réduction de la charge appliquée, donc la ruine du spécimen se produirait à ce moment. Dans une culée réelle soumise à un séisme, l'inversion des efforts lors des cycles de chargement empêcherait aussi probablement la formation de ce mécanisme.

3.3 Résultats des modèles maillés à 30 mm

Tel que mentionné précédemment, les modèles maillés avec des éléments solides de 30 mm de côté comportant beaucoup plus d'éléments, leur analyse nécessite un temps considérablement plus long. Leurs résultats ayant été plus longs à obtenir, ils font donc l'objet d'une section distincte. Les six mêmes modèles de culée ont été repris, avec un maillage plus raffiné. Le Tableau 3.4 rappelle les paramètres de ces modèles.

Tableau 3.4 Détails des modèles numériques par éléments finis de culées maillés à 30 mm

Modèle	Épaisseur des parois (mm)	Conception	Joint	Maillage (mm)	Loi d'armature	Interaction des barres arrières
140_S6-19_m30_C_D (référence)	140	CSA S6:19	NCO	30	Cyclique	Désolidarisées
140_S6-19_m30_C_S	140	CSA S6:19	NCO	30	Cyclique	Solidaire
140_S6-19_m30_M_D	140	CSA S6:19	NCO	30	Monotonique	Désolidarisées
225_S6-19_m30_C_D	225	CSA S6:19	NCO	30	Cyclique	Désolidarisées
140_MCSQ_m30_C_D	140	MCSQ	NCO	30	Cyclique	Désolidarisées
140_ORD_m30_C_D	--	Ordinaire (MCSQ)	Aucun	30	Cyclique	Désolidarisées

Encore une fois, le même modèle de référence est étudié, en plus de cinq autres modèles faisant varier divers paramètres tels que le modèle de mur de front préfabriqué, la norme de conception, la loi de comportement des armatures, l'interaction des barres longitudinales arrières avec le béton et la présence d'étriers. Les courbes de comportement des six modèles sont comparées à la Figure 3.34.

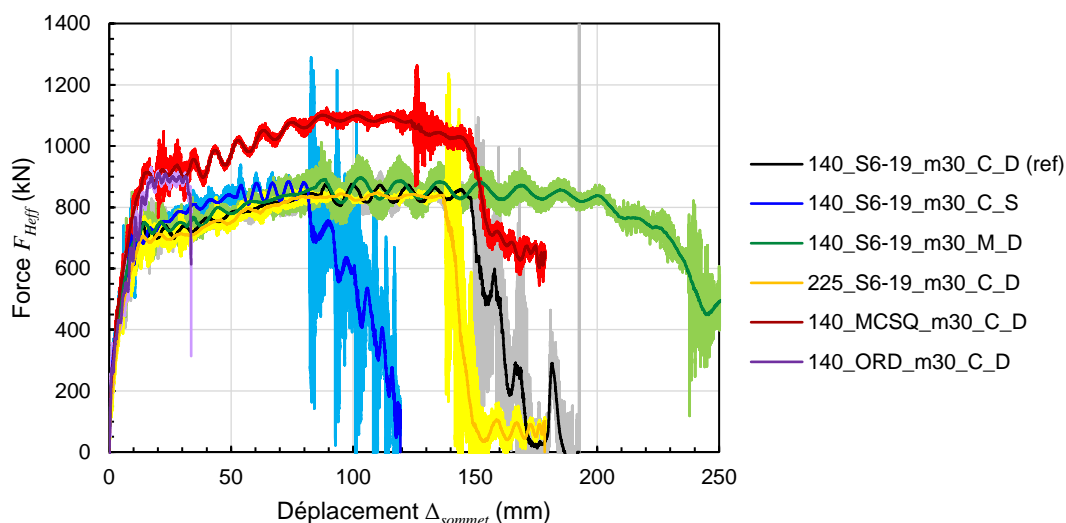


Figure 3.34 Courbes force – déplacement des six modèles numériques de culées maillés à 30 mm

Somme toute, les courbes force – déplacement des modèles maillés à 30 mm sont assez similaires à celles obtenues avec le maillage des éléments solides à 60 mm. L'utilisation du filtre de Butterworth générerait plus de données que la courbe initiale, ce qui rendait les fichiers de traitement volumineux et difficiles à gérer. Dans le cas des modèles maillés à 30 mm, une quantité supérieure de données brutes était obtenue, donc l'utilisation du filtre de Butterworth n'était pas souhaitable.

Les courbes filtrées ont donc été obtenues en faisant une moyenne mobile des résultats de force tirés d'Abaqus.

Le modèle de référence (140_S6-19_m30_C_D) présente les mêmes phases discutées précédemment. D'abord, une rigidité initiale importante est observée lorsque seule la fissure au joint froid est présente. Ensuite, une première réduction de la rigidité est associée à la formation des fissures de flexion sur la hauteur du mur de front, suivie d'une seconde réduction de rigidité lors de la suppression d'éléments constituant le joint froid. Le même creux est par la suite observé lors de la pénétration de la plastification sur la longueur désolidarisée et de l'uniformisation des contraintes sur cette longueur. Finalement, le reste de la courbe est dicté par le comportement des barres d'armature longitudinales arrières jusqu'à leur rupture.

Dans le modèle avec barres solidaires sur toute leur longueur (140_S6-19_m30_C_S), la pénétration de la plastification se fait graduellement, ce qui explique l'absence du creux présent dans les autres modèles. Les barres solidaires rendent également la culée plus rigide, faisant en sorte qu'un déplacement inférieur est atteint à la rupture.

Le modèle avec loi de comportement monotonique pour les armatures (140_S6-19_m30_M_D) suit encore une fois la courbe du modèle de référence, mais atteint un déplacement supérieur à la rupture, étant donné que la courbe de comportement des barres d'armature atteint une déformation plus élevée. Par contre, la rupture se fait de manière beaucoup plus douce que dans le modèle maillé à 60 mm. Il faudrait donc vérifier l'impact de la vitesse d'application du déplacement sur le résultat, puisque la rupture de la culée semble se produire au sein du béton plutôt qu'être associée à la rupture des armatures. De plus, un modèle précédent, appliquant un déplacement d'amplitude inférieure (200 mm à H_{eff} plutôt que 250 mm, donc chargement plus lent), n'atteignait pas la rupture, bien qu'un déplacement de 238 mm soit atteint au sommet.

Le modèle utilisant le concept de mur de front avec parois de 225 mm (225_S6-19_m30_C_D) présente une courbe qui est presque identique à celle du modèle maillé à 60 mm. Celle-ci est très similaire à celle du modèle de référence, avec une rupture à un déplacement légèrement inférieur. La cavité dans le mur de front a donc peu d'impact sur le comportement flexionnel.

Le modèle comportant la quantité d'armature dictée par la conception selon le MCSQ (140_MCSQ_m30_C_D) est encore une fois plus résistant étant donné les barres supplémentaires, mais présente les mêmes phases dans la courbe force – déplacement. Cependant, la même

problématique que celle observée pour le modèle monotonique est présente, c'est-à-dire que la rupture se fait plus doucement et semble s'initier dans le béton.

Le modèle de culée ordinaire (140_ORD_m30_C_D), sans joint ni étriers, atteint une résistance et un déplacement supérieurs à ceux du modèle maillé à 60 mm. Ce phénomène est associé au fait que la fissure de fendage se forme du coin inférieur avant du mur de front, jusqu'au-dessous de la plaque de chargement. La fissure se forme donc sur une longueur plus importante, et de manière plus verticale. Ce modèle atteint tout de même un déplacement maximal largement inférieur à tous les autres.

Le principal avantage des modèles dont les éléments solides sont maillés à 30 mm est de mieux représenter la fissuration. En effet, la fissuration étant diffuse au sein des éléments de béton, l'utilisation d'éléments de plus petites dimensions permet de représenter des fissures plus fines, s'approchant plus de la réalité. La Figure 3.35 présente l'évolution de la fissuration dans le modèle de référence.

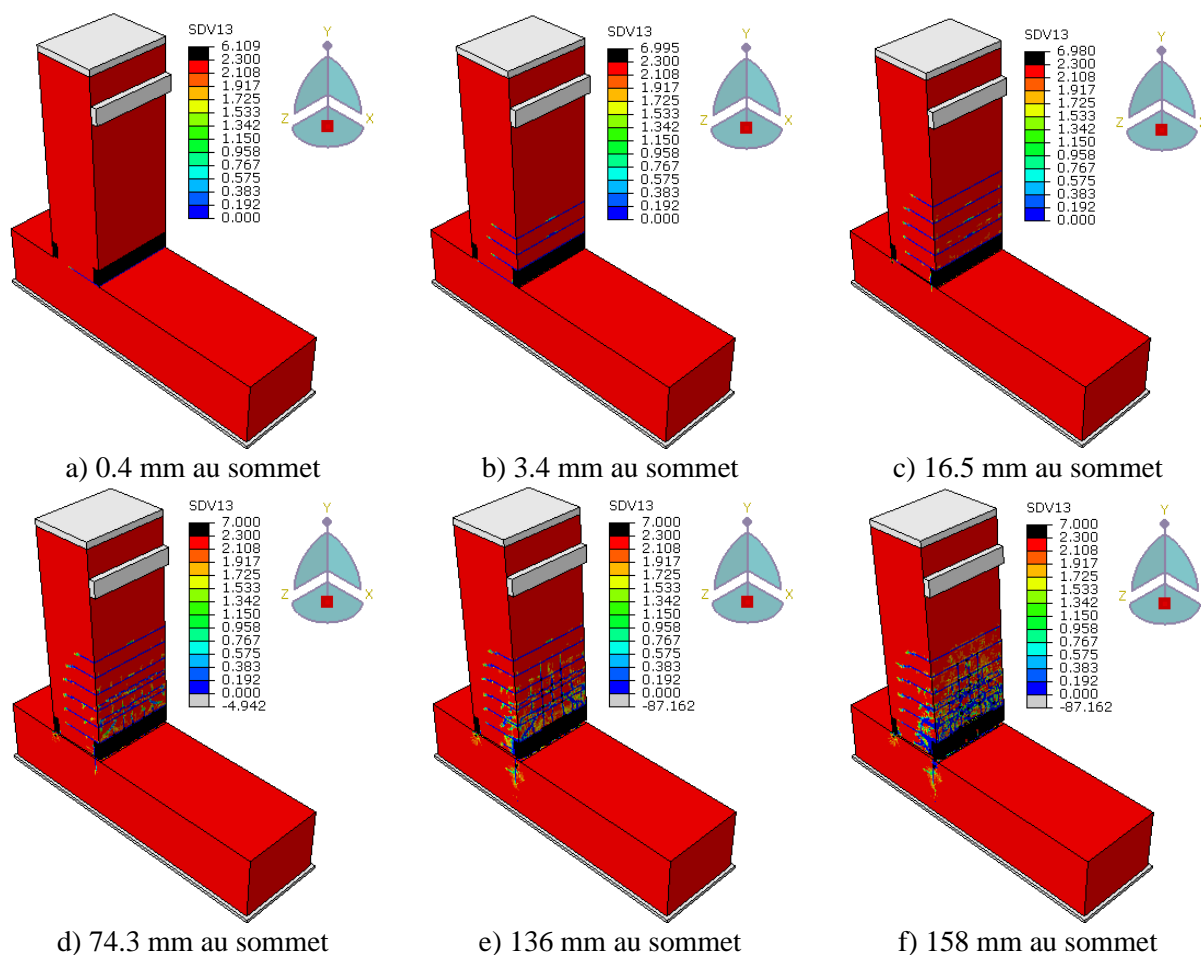


Figure 3.35 Évolution de la fissuration au cours du chargement – Modèle de référence à 30 mm

Le maillage des éléments solides à 30 mm permet l'observation de fissures bien distinctes, plutôt que diffusées sur presque toute la surface du mur de front. De plus, la fissure verticale sur la face latérale, dans l'axe des barres longitudinales arrières, n'apparaît pas ici. La fissuration s'initie au joint froid, puis se propage sur la hauteur du mur de front. À l'approche de la rupture, il est possible de distinguer six fissures de flexion équidistantes, en plus de celle du joint froid. La fissuration s'amorce également dans la semelle à l'approche de la rupture, mais elle est beaucoup moins marquée que dans le modèle maillé à 60 mm. Des fissures verticales peuvent aussi être remarquées sur la face arrière du mur de front, qui n'avaient pas été distinguées dans les modèles maillés à 60 mm. La fissuration de chacun des modèles au moment précédant leur rupture est présentée à la Figure 3.36.

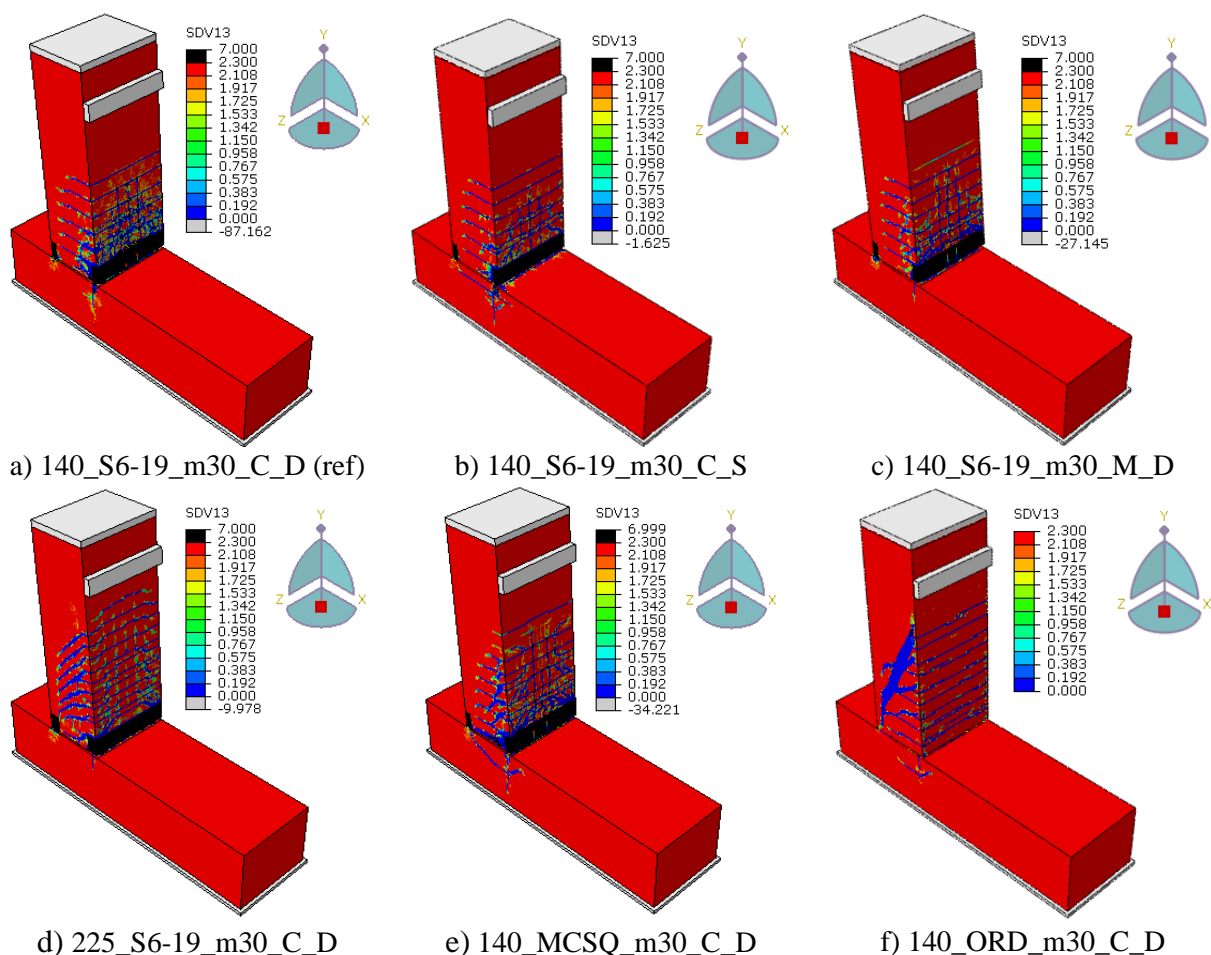


Figure 3.36 Fissuration des modèles maillés à 30 mm à l'approche de la rupture

Le modèle solidaire (140_S6 19_m30_C_S) présente une fissuration du mur de front similaire à celle du modèle de référence, mais la fissuration au niveau de la semelle est plus importante. L'ancrage des barres sur toute leur longueur dans la semelle affecte donc le niveau de sollicitation de celle-ci, la faisant plus fissurer. Le modèle monotonique (140_S6 19_m30_M_D) fissure de manière très similaire au modèle de référence, mais une septième fissure de flexion s'initie dans le mur à l'approche de la rupture. Le modèle avec parois de 225 mm (225_S6 19_m30_C_D), bien qu'il présente une courbe force – déplacement très similaire à celle du modèle de référence, fissure différemment. En effet, un nombre plus important de fissures se développent sur une plus grande hauteur du mur de front, et celles-ci sont plus obliques que celles du modèle de référence. L'évidement de la section du mur de front affecte donc le patron de fissuration. Le modèle conçu selon le MCSQ (140_MCSQ_m30_C_D) atteint une résistance plus élevée, donc le béton est plus sollicité et plus fissuré à la rupture. La fissuration de la semelle est aussi plus importante, avec une

fissure diagonale qui semble s'initier au point où les barres redeviennent solidaires du béton de la semelle (300 mm sous le dessus de la semelle) jusqu'au coin avant du mur de front. Le modèle de culée ordinaire (140_ORD_m30_C_D) se distingue quant à lui par un patron de fissuration de cisaillement, dû à l'absence d'étriers. Tel que mentionné précédemment, la fissure de cisaillement se forme dans un angle plus prononcé que dans le modèle maillé à 60 mm, ce qui contribue à amplifier le déplacement mesuré à la rupture.

3.4 Conclusions des modèles numériques de culées

Des modèles numériques par éléments finis ont été réalisés dans le logiciel *Abaqus* et le modèle constitutif du béton *EPM3D* pour vérifier la performance des concepts de culée préfabriquée proposés. Un caisson de mur de front préfabriqué et la section de semelle correspondante ont été représentés, avec la trame d'armature enchâssée et le joint de chevauchement en BFUP à la base du mur. Des lois de matériaux représentatives du comportement réel ont été utilisées. Le chargement s'est fait par poussée statique incrémentale, en appliquant un déplacement contrôlé, jusqu'à la rupture. La Figure 3.37 rappelle les courbes force – déplacements obtenues pour les six modèles, suite à l'application d'un filtre de Butterworth à une fréquence de 50 pour éliminer le bruit.

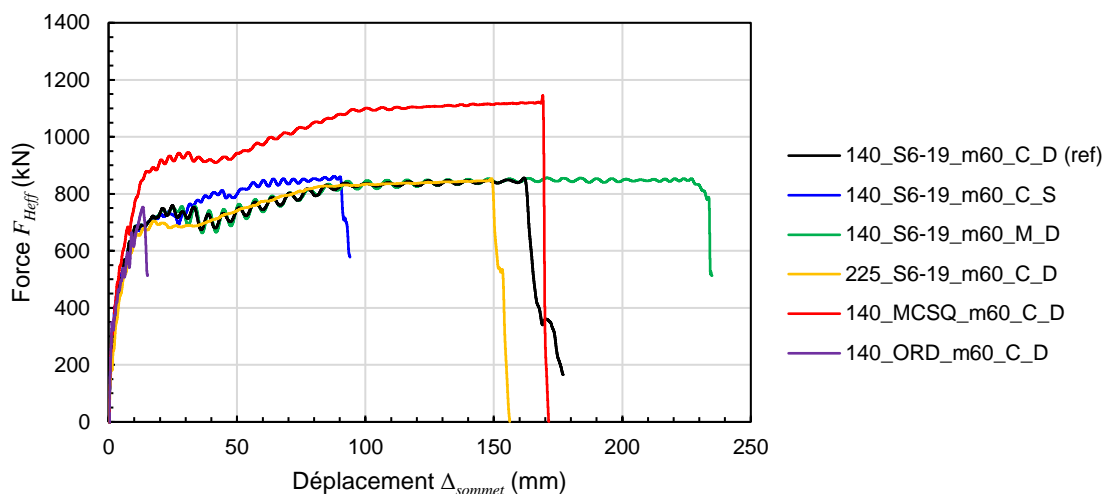


Figure 3.37 Courbes force – déplacement filtrées pour les six modèles numériques de culées

Le modèle de référence utilise le concept de mur de front avec parois de 140 mm, rempli de béton en chantier. Les armatures principales de flexion sont celles ayant été calculées selon la conception avec la norme CSA S6:19. Une courbe de comportement des barres d'armature supposant un chargement cyclique a été utilisée. Les barres longitudinales arrières ont été désolidarisées sur les

premiers 300 mm dans la semelle, encore une fois pour reproduire un chargement cyclique. Les résultats de ce modèle ont montré que le concept de culée proposée performe bien, atteignant une force appliquée de 845 kN et un déplacement à l'assise des poutres de 162 mm. Un tel déplacement correspond à une ductilité en déplacement de 20, dépassant les attentes.

Deux variations à partir du modèle de référence ont ensuite été faites pour vérifier l'influence des hypothèses adoptés par rapport au comportement sous chargement cyclique. En effet, les culées étant des éléments rigides, les hypothèses s'appliquant pour les piles demeurent à valider dans le cas des culées. Ainsi, un modèle avec barres d'armatures solidaires et un modèle avec courbe de comportement monotonique des armatures ont été montés. Ces deux modèles ont des résistance et des performances assez comparables à celle du modèle de référence. C'est surtout le déplacement à la rupture, et donc la ductilité, qui varie selon l'hypothèse adoptée. Le modèle solidaire casse à un déplacement inférieur, de 90 mm, puisque les barres y sont moins flexibles. Le modèle monotonique, quant à lui, atteint un déplacement largement supérieur, de 227 mm.

Un modèle comportant les armatures calculées selon le MCSQ a aussi été monté. Celui-ci a encore une fois présenté un comportement similaire, et a également atteint un déplacement à la rupture comparable au modèle de référence. Évidemment, puisque la quantité d'armature de flexion y est supérieure, la culée a atteint une plus grande force maximale, soit 1120 kN.

Finalement, un modèle de culée ordinaire, sans joint de BFUP à la base du mur de front ni étriers a été testé. Celle-ci représente des culées existantes sur le réseau routier québécois. Le modèle a clairement montré la performance inférieure de cette conception, et l'absence de ductilité due à l'omission des étriers, ne permettant pas de développer la plastification des armatures de flexion, et n'atteignant qu'un déplacement de 13 mm.

CHAPITRE 4 DÉVELOPPEMENT D'UN MONTAGE EXPÉRIMENTAL

La plupart des chercheurs qui étudient l'ancrage armature-béton (ou BFUP) optent soit pour une traction directe dans une seule barre, soit pour une traction indirecte en utilisant des essais de flexion. La traction directe est assez facile à réaliser avec une seule barre ancrée, en serrant celle-ci dans les mâchoires d'une presse, ou encore dans un vérin creux. Elle permet d'isoler facilement les paramètres à l'étude, et la résistance de l'ancrage est obtenue directement. Les essais en flexion permettent de tester le chevauchement de barres d'armature multiples dans une poutre ou une dalle. Par contre, le comportement en traction doit être déduit de l'effort de flexion appliqué, et d'autres phénomènes peuvent entrer en jeu dans le comportement en traction, par exemple la poussée au vide.

La campagne expérimentale réalisée par Bastide (2020) a permis l'étude du comportement d'ancrage d'une barre unique testée en traction directe. Tel que mentionné à la section 2.5.2, la corrélation entre la liaison armature-BFUP pour une barre unique et celle d'un chevauchement n'a pas encore été établie. Le présent projet vise donc l'étude des chevauchements et l'éventuelle corrélation avec les tests sur barre seule. Un montage en traction indirecte, par flexion, ou en traction directe simultanée sur barres multiples a donc dû être développé. La problématique s'est avérée plus complexe qu'initialement envisagé, et plusieurs montages ont été considérés avant d'en trouver un adéquat. D'abord, le montage devait permettre de développer une contrainte uniforme dans toutes les barres testées, afin de reproduire la sollicitation s'appliquant à un joint de chevauchement. Ensuite, l'ancrage des barres devait être suffisamment solide pour assurer une rupture dans l'élément testé, soit le joint de BFUP, et non dans le montage. Finalement, comme plusieurs spécimens ayant des géométries différentes étaient prévus, la mise en place devait être assez simple pour permettre le montage et le démontage pour chacun des spécimens dans des délais raisonnables.

Le chapitre qui suit présente les différentes options de montage envisagées pour tester les joints de chevauchement en BFUP et les raisons pour lesquelles elles ont été rejetées. L'option sélectionnée est ensuite décrite ainsi qu'une option alternative qui pourrait éventuellement être envisagée pour une campagne d'essais ultérieure.

4.1 Montage de traction indirecte par flexion avec dalles en béton ordinaire

Le premier montage envisagé consistait à appliquer un effort de traction indirecte sur le joint de chevauchement, à l'aide d'un montage en flexion. Plusieurs modèles numériques par éléments finis ont été développés afin de prédire le comportement d'un tel montage, et sont présentés dans cette section, ainsi que les raisons pour lesquelles il a finalement été rejeté.

4.1.1 Présentation du concept

Le montage est constitué de dalles de béton minces, liées au centre par un joint de chevauchement en BFUP, qui constitue l'élément à tester. Le concept du montage est présenté à la Figure 4.1

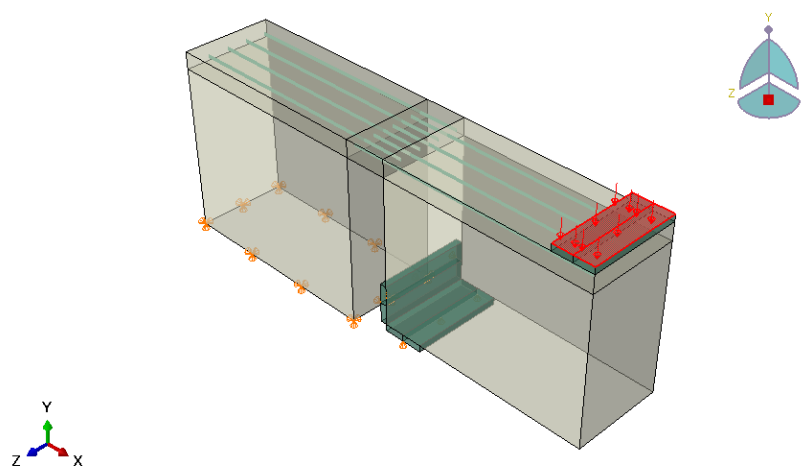


Figure 4.1 Montage de traction indirecte par flexion avec dalles en béton ordinaire

Tel que montré ci-dessus, les barres chevauchées sont ancrées de part et d'autre du joint dans de longues dalles minces en béton ordinaire. Comme la longueur d'ancrage requise est généralement de 30 à $40d_b$ pour des barres régulières dans le BO, la longueur des dalles a été posée à $50d_b$ comme valeur préliminaire, puisque des barres haute résistance sont prévues. Cette longueur s'est finalement avérée insuffisante pour développer la pleine capacité des barres ASTM A1035, selon l'équation donnée dans la norme CSA S6:19 (Association canadienne de normalisation, 2019), une longueur de $63d_b$ au minimum étant nécessaire pour atteindre 1050 MPa dans les barres. Par contre, le BFUP permettant de développer une contrainte d'environ 600 MPa dans une barre ancrée sur une longueur de $10d_b$ (Bastide, 2020), le modèle a été conservé tel quel.

Les dalles sont ancrées par post-tension de part et d'autre du joint sur de gros blocs d'appui, dont les dimensions sont choisies de manière à reproduire celles d'une culée préfabriquée. En effet, la hauteur des blocs fait en sorte que le bras de levier d des barres d'armature est le même que dans la culée, ce qui permet de mieux simuler le comportement de cette dernière. Les dalles en BO permettent quant à elles de reproduire le mur de front et la semelle. D'un côté, le bloc est considéré encastré sur la dalle du laboratoire (par post-tension) et de l'autre, le bloc est appuyé au coin inférieur du côté du joint, pour permettre la rotation. Une charge verticale est appliquée avec la presse 12 MN au bloc sur appuis, à l'extrémité opposée au joint, de manière à induire de la flexion dans le montage, et donc de la traction dans les barres d'armature. Les blocs auraient pu être faits de béton ou d'acier; le béton présentant l'avantage d'avoir une rigidité plus similaire à celle de la culée préfabriquée, mais pouvant s'endommager plus facilement en cours d'essai, et l'acier étant plus rigide, mais réutilisable d'un essai à l'autre.

4.1.2 Modélisation numérique par éléments finis

Des modèles numériques par éléments finis ont été réalisés sur *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) afin de vérifier la performance du montage envisagé. L'objectif de ceux-ci était de vérifier si le montage permettait d'obtenir une contrainte uniforme dans les barres chevauchées, de générer un effort de traction relativement pur, et d'effectivement tester le joint de BFUP (et non les dalles). Des modèles simplifiés ont d'abord été développés, puis ceux-ci ont été complexifiés étape par étape, afin de bien contrôler les multiples paramètres des modèles en évitant les erreurs, et de prédire plus facilement la réponse attendue.

Les blocs, les dalles et le joint sont tous des éléments solides en béton, les barres d'armature sont des éléments de treillis en acier et les plaques d'appui sont des éléments solides en acier. Les deux dalles et le joint sont modélisés en un seul élément, avec des partitions délimitant les différentes zones. Les barres sont chevauchées sans contact, dans le même plan horizontal, avec 4 barres dans chacune des dalles. Des contraintes de type *Tie* sont utilisées entre les dalles et les blocs, et aussi pour les plaques d'appui. Ces éléments sont donc parfaitement solidaires. Les barres d'armature sont noyées dans le béton (*embedded region*). La charge est appliquée par un déplacement vertical imposé à la plaque d'appui du dessus. Le bloc de gauche est encastré, et le bloc de droite est fixe verticalement au niveau de la plaque inférieure et horizontalement au niveau de la plaque latérale

(voir Figure 4.1). Le maillage est fait à l'aide d'éléments C3D8R de 20 mm de côté, ce qui équivaut à 6 éléments dans l'épaisseur de la dalle.

Dans un premier temps, des modèles linéaires élastiques ont été développés. Les matériaux appliqués à toutes les composantes du montage étaient donc linéaires élastiques. L'analyse a donc pu être de type *Static, General*. Ces modèles ont permis d'avoir un aperçu du comportement pour un montage idéalisé, et de vérifier la distribution des contraintes. D'ailleurs, une concentration de contrainte dans la dalle, à la limite du joint, a été observée du côté du bloc encastré, montrée à la Figure 4.2 a). Celle-ci est dû au fait que le coin du bloc vient pousser contre la dalle à cet endroit en raison de la rotation du montage. Un phénomène similaire se produit aussi du côté du bloc sur appuis, engendrant des contraintes non uniformes dans les barres dans le joint. Des chanfreins ont donc été ajoutés aux coins des blocs vis-à-vis du joint, tel que montré à la Figure 4.2 b), ce qui a permis de mieux uniformiser les contraintes dans les barres.

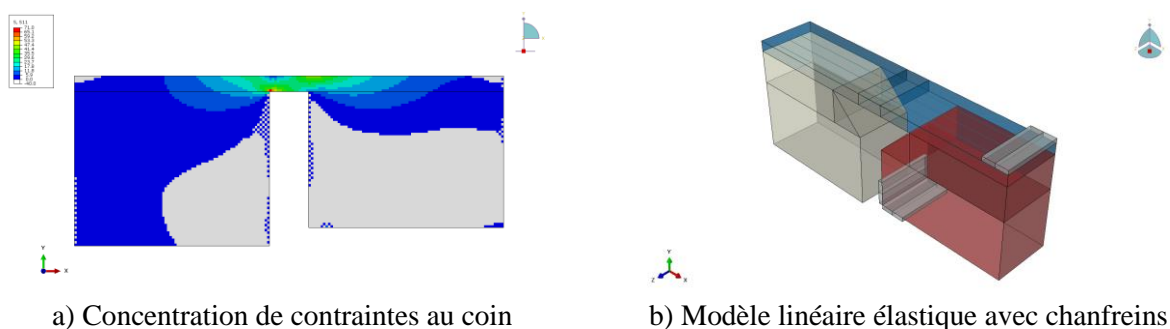


Figure 4.2 Problématique de concentration de contraintes au coin des blocs

Bien que les contraintes dans les barres soient plus uniformes de part et d'autre du joint en utilisant des chanfreins, un écart subsiste entre les contraintes d'un même côté du joint. Des modèles avec barres en contact ou continues ont permis de remarquer que l'excentricité des centres de gravité des barres chevauchées génère cet effort. Il faudrait donc utiliser une barre supplémentaire d'un côté, pour avoir des lignes d'action superposées et ainsi obtenir des contraintes plus uniformes.

Par la suite, un modèle avec dalles et joint en béton ordinaire 50 MPa a été fait, en utilisant le modèle constitutif EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2017). Les blocs et les plaques demeurent linéaires élastiques, puisque ce n'est pas leur comportement qui est étudié à cette étape. Le modèle sans chanfrein est utilisé. Étant donné l'introduction d'EPM3D dans ce modèle, l'analyse doit être de type *Dynamic, Explicit*. Une attention particulière est donc portée au temps d'analyse afin

d'obtenir une analyse pseudo-statique. La fissuration (variable SDV13) est présentée à la Figure 4.3.

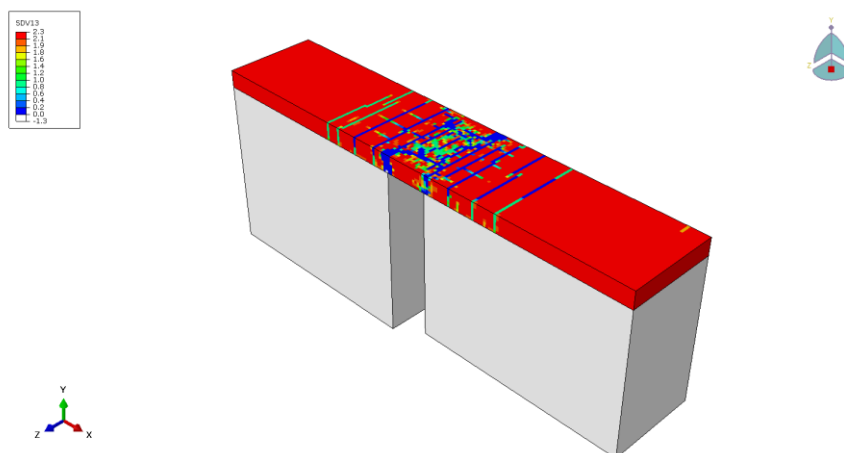


Figure 4.3 Fissuration à la rupture du modèle avec dalles et joint en BO 50MPa

La fissuration correspond bel et bien à ce qui est attendu de ce modèle. En effet, elle s'initie d'abord à la frontière entre le joint et la dalle. Elle se développe ensuite principalement dans le joint, avec quelques fissures transversales dans les dalles, associées au champ de traction qui y est présent. L'écart de contraintes entre les barres d'un même côté semble amplifié dans ce modèle, avec un ratio de la contrainte max à la contrainte moyenne allant de 0.74 à 1.29 pour les barres d'un même côté du joint.

Un modèle avec joint en BFUP et dalles linéaires élastiques a par la suite été fait. Dans ce modèle, malgré un déplacement imposé plus de deux fois supérieur à celui du modèle précédent, aucune rupture n'est atteinte. Pour un déplacement vertical imposé de 30 mm vers le bas, une contrainte de 2500 à 3000 MPa est générée dans les barres. Ainsi, cette observation illustre l'incapacité de la condition *embedded*, imposée au barres d'armatures, à reproduire une rupture par perte d'ancrage. En effet, les essais menés par Bastide (2020) ont montré une résistance de l'ancrage d'environ 600 MPa pour des paramètres similaires. Une alternative de modélisation devrait donc être trouvée pour mieux reproduire l'ancrage si des modèles plus détaillés de ce type d'essai étaient désirés. L'utilisation des modèles à l'échelle de la crénelure serait difficile ici, étant donné la taille importante des modèles, et le nombre d'éléments finis qui seraient requis.

Finalement, un modèle avec joint en BFUP et dalles en BO a été fait. Pour ce modèle, une rupture est atteinte à un déplacement similaire à celui du modèle entièrement en BO. Ainsi, la rupture se produit dans les dalles et non dans le joint. Une telle rupture est à éviter en laboratoire, puisque le

spécimen à l'étude est le joint. La problématique de non-uniformité considérable de la contrainte entre les barres d'un même côté est observée ici aussi. La fissuration se produit majoritairement dans les dalles, tel que montré à la Figure 4.4.

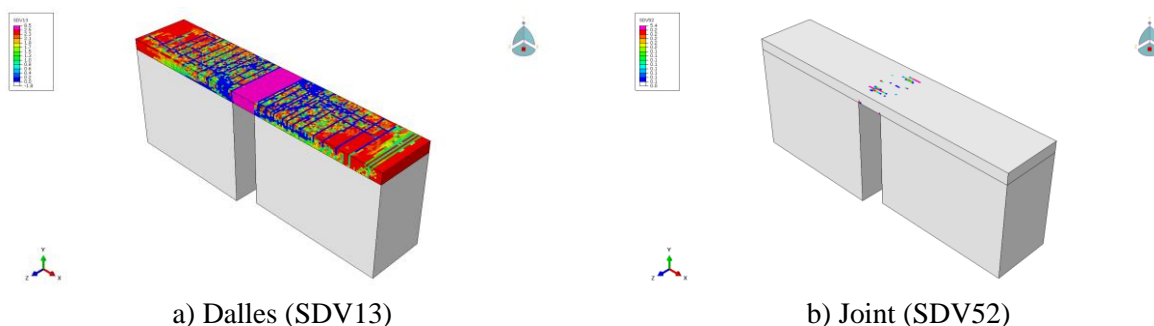


Figure 4.4 Fissuration à la rupture du modèle avec joint en BFUP et dalles en BO

Comme illustré ci-dessus, au moment de la rupture, les dalles sont largement fissurées, autant transversalement que longitudinalement, tandis que le joint ne l'est presque pas. Il a été tenté d'ajouter une trame d'armature transversale et longitudinale disposée à faible espacement, au-dessus et en-dessous des barres testées dans les dalles, afin de réduire la fissuration. L'ajout des propriétés de raidissement en traction a également été tentée, mais ni l'une ni l'autre de ces méthodes n'a permis de produire une rupture dans le joint de BFUP.

4.1.3 Problématiques associées à ce concept

La réalisation des modèles numériques, bien qu'assez simples, a permis de relever les nombreuses problématiques de ce montage.

- Une longueur importante, supérieure à ce qui a été modélisé, serait nécessaire pour un ancrage respectant l'équation de la norme dans le BO. La qualité suffisante de cet ancrage pour permettre une rupture dans le BFUP reste tout de même incertaine. L'ajout d'un crochet aux barres a été envisagé, mais étant donné leur diamètre, un grand rayon de pliage est nécessaire, ce qui épaissirait les dalles. L'utilisation de dalles en BFUP a aussi été considérée, mais de grands volumes de ce matériau coûteux seraient alors nécessaires pour la réalisation de la campagne.
- Les contraintes développées dans les barres chevauchées ne sont pas uniformes, autant de part et d'autre du joint qu'entre les barres d'un même côté. Ce phénomène est d'abord dû à la concentration de contraintes au coin des blocs, qui peut être résolue en déplaçant le point

d'appui plus loin du joint, mais qui rend la construction et/ou mise en place plus complexe. L'écart est aussi dû au bras de levier présent entre les centres de gravité des barres de chaque côté; il faudrait donc utiliser une barre supplémentaire d'un côté.

- La réalisation en laboratoire de ce montage aurait été complexe. D'abord, des éléments volumineux et donc lourds composent ce montage, donc toute manipulation aurait dû être faite à l'aide des ponts roulants. De plus, la disposition de l'appui roulant sur la face verticale, entre les deux blocs, aurait posé problème.
- Les modèles avec barres *embedded* dans le béton se sont avérés inadéquats pour modéliser la rupture d'ancrage, mais l'utilisation des modèles à l'échelle de la crénelure est impossible. Il aurait donc fallu développer une nouvelle méthode de validation pour prédire le comportement en laboratoire.

Pour toutes ces raisons, ce montage a été abandonné. Un montage plus simple à réaliser et à modéliser, avec un comportement plus fiable est souhaité.

4.2 Montage de traction directe avec vérins creux individuels

Dans les montages suivants, l'essai en flexion a été délaissé pour favoriser plutôt un montage en traction directe sur plusieurs barres. Un premier montage a été pensé, en s'inspirant de celui utilisé dans les essais d'ancrage de Yuan et Graybeal (2015). Ceux-ci testaient l'ancrage de barres d'armature dans un muret de BFUP, chevauchées avec des barres ancrées dans une semelle. Pour ce faire, les barres testées étaient mises en traction une par une à l'aide d'un vérin creux, jusqu'à l'atteinte de la rupture. Par contre, tel que vérifié par Rosini (2018) à l'aide de modèles numériques, cette méthode d'essai laisse à désirer puisque l'arrachement d'une barre affecte le BFUP autour des barres voisines, influençant ainsi la performance de l'ancrage.

Il a donc semblé important d'appliquer l'effort de traction simultanément sur toutes les barres du joint de chevauchement. Un montage a été imaginé avec un vérin creux par barre, permettant de toutes les mettre en tension simultanément, en contrôlant l'effort appliqué sur chacune d'elles. Un schéma du concept est présenté à la Figure 4.5.

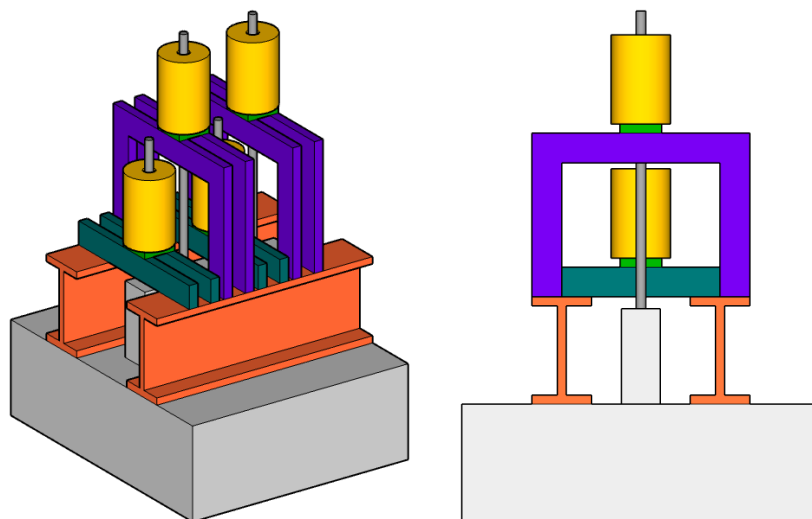


Figure 4.5 Montage de traction directe avec vérins creux individuels

Ce concept implique un joint de chevauchement en BFUP sollicité en traction directe. Les barres du bas sont ancrées dans une semelle, en BFUP elle aussi. Un montage d'acier est mis en place pour permettre d'appliquer la butée des vérins sur la dalle plutôt que sur le joint, pour éviter de générer un confinement parasite. Celui-ci sert également à alterner les hauteurs des vérins, les barres étant trop rapprochées pour disposer tous les vérins sur le même plan. Une clavette installée sur le dessus du vérin permet de bloquer la barre pour la solliciter en traction en sortant le piston.

Malheureusement, il a été réalisé rapidement que l'utilisation de quatre vérins contrôlés individuellement de manière précise était impossible. En effet, l'utilisation d'une pompe manuelle sur chacun des vérins a été envisagée, mais la précision de celles-ci n'était pas suffisante. Sinon, en utilisant une presse, qui permet un contrôle plus fin du déplacement imposé en fonction de la contrainte, il aurait fallu appliquer la même pression dans tous les vérins, ce qui annule l'intérêt d'avoir des vérins individuels. Dès qu'une faiblesse serait apparue au niveau d'une barre, la contrainte se serait concentrée à cet endroit. Ce montage a donc été abandonné et les investigations ont été poursuivies avec d'autres concepts.

4.3 Montage de traction directe en acier avec clavettes

Un autre montage, étudié en parallèle de celui présenté à la section précédente, prévoyait de tester un joint de chevauchement seul, avec les barres ancrées à l'aide de clavettes sur un montage d'acier. Par contre, le type de clavettes requis n'ayant jamais été utilisé par l'équipe technique actuelle du laboratoire de Structures, leur comportement devait être investigué.

4.3.1 Présentation du concept

Dans ce montage, présenté à la Figure 4.6, le joint de chevauchement en BFUP est isolé, avec les barres ancrées dépassant de part et d'autre. Des poutres de transfert (en jaune) sont chacune constituées de deux profilés en C, afin de permettre aux barres de passer au centre. Sur chacune des barres, une clavette et son manchon (respectivement en rouge et bleu) permettent de bloquer la barre, et d'y appliquer l'effort de traction lors du déplacement de la poutre. Des vérins (en turquoise) à chaque extrémité servent à écarter les deux poutres de transfert, et donc à solliciter le joint en traction. Des cellules de charge (en rose) permettent de monitorer l'effort appliqué. La moitié inférieure du montage pourrait également être remplacée par une semelle en BFUP, comme dans le montage de la section précédente.

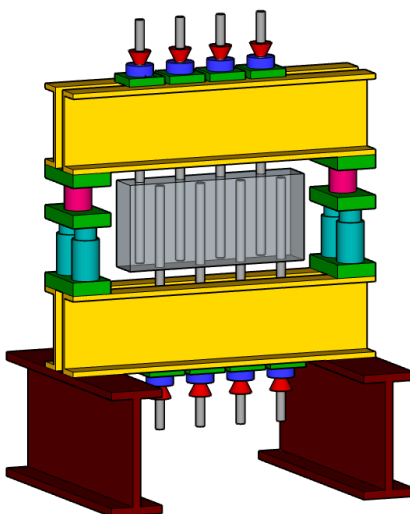


Figure 4.6 Montage de traction directe en acier avec clavettes

4.3.2 Principe d'engagement des clavettes

Les ancrages autoserreurs à frottement sont utilisés dans le béton précontraint afin de retenir l'armature de précontrainte. Chaque ancrage est constitué d'un manchon et d'une clavette, tous deux en acier, montrés à la Figure 4.7.



Figure 4.7 Manchons et clavettes testés au laboratoire

La clavette peut être en un seul morceau, comme celle montrée ci-dessus, ou en trois morceaux, retenus par une rondelle de caoutchouc. La face intérieure de la clavette est dentelée, afin d'assurer un meilleur frottement avec l'acier de précontrainte. La face intérieure du manchon et la face extérieure de la clavette sont toutes deux coniques. Lors de l'application de la précontrainte, le câble est d'abord mis en tension, puis les ancrages sont installés, avec le manchon en butée sur le béton. La tension est ensuite relâchée. Le retour élastique de l'acier de précontrainte entraîne alors la clavette à l'intérieur du manchon, ce qui cause son serrage en raison des formes coniques des pièces. Éventuellement, le câble ne peut plus se rétracter, ce qui maintient l'effort de précontrainte. Du côté de l'application de la traction sur le câble, l'ancrage est dit actif, tandis qu'à l'autre extrémité de la poutre, l'ancrage est dit passif. (Picard, 2001) La différence entre ces deux types d'engagement a été mieux comprise au fil des essais en laboratoire.

L'ancrage passif se produit lorsque l'armature est mise en traction du côté du manchon. La tendance de la barre à se déplacer vers le point d'application de l'effort entraîne la clavette à l'intérieur du manchon, permettant le blocage, et le développement de la traction dans l'armature, sans déplacement. Le manchon doit évidemment être appuyé en butée. Pour les clavettes en trois morceaux, la rondelle de caoutchouc génère suffisamment de frottement entre la clavette et l'armature pour que l'entraînement se fasse. Par contre, pour celles en un seul morceau, une butée se déplaçant avec la barre peut être nécessaire pour éviter que l'armature ne fasse que glisser à l'intérieur de la clavette.

L'ancrage actif se produit lorsque l'armature est mise en traction du côté de la clavette. Cette dernière doit donc être poussée en contact avec le manchon une fois la tension appliquée, puis elle est ensuite entraînée lors du retour élastique de l'armature. Dans le cas des torons de précontrainte,

le rétrécissement de la section du toron lors de l'application d'un effort de traction s'élevant jusqu'à 80% de la résistance ultime a pour effet de faciliter l'insertion initiale de la clavette dans le manchon, bonifiée encore plus lors du retour élastique.

4.3.3 Essais sur les clavettes réalisés en laboratoire

Des clavettes et manchons conçus pour l'ancrage des barres d'armature no. 10 ont été commandés afin d'effectuer des tests de caractérisation de l'engagement. Il s'agit du même type que celui utilisée par Yuan et Graybeal (2015) dans leurs essais. Malheureusement, en raison d'une mauvaise communication avec le fournisseur, un outil supplémentaire aurait aussi dû être commandé afin de permettre d'ouvrir les clavettes, constituées d'un seul morceau, pour les mettre en place sur les barres. Il a donc fallu faire usiner les barres à tester pour que leur diamètre soit légèrement inférieur à celui de l'ouverture de la clavette. La barre pouvait donc glisser facilement à l'intérieur.

Le premier essai réalisé a permis de caractériser l'engagement passif de la clavette. Le montage consistait à appuyer le manchon sur des plaques de butée, et à tirer sur la barre à l'aide d'une presse 2.5 MN, côté manchon, pour engager la clavette, tel que montré à la Figure 4.8.



Figure 4.8 Montage d'engagement passif

Étant donné le diamètre de la barre inférieur à celui de la clavette, l'entraînement ne se faisait pas avec le simple mouvement de la barre. Il a donc fallu créer une butée, en serrant des plaques de part et d'autre de la barre, pour entraîner la clavette et l'engager dans le manchon. Une fois cette butée suffisante, l'ancrage passif était assez facile à réaliser, et le chargement a été fait jusqu'à 520 kN en traction. Par contre, dans le cadre de l'essai où plusieurs barres doivent être ancrées simultanément, un engagement passif réalisé en déplaçant simplement la poutre de transfert ne garantit pas des contraintes uniformes dans toutes les barres, surtout en considérant l'action des crénelures qui peuvent influencer le positionnement initial de la clavette d'une barre à l'autre. Un engagement passif a donc été investigué dans les essais subséquents. Une autre problématique a pu être soulevé grâce à ce premier essai : le désengagement de la clavette. En effet, une fois le chargement relâché, la clavette est restée engagée dans le manchon. Celle-ci ne pouvait être retirée manuellement; un montage mécanique ou une presse a dû être utilisée. L'ajout de graisse à l'intérieur du manchon a facilité le désengagement, mais il ne pouvait tout de même pas être fait manuellement. De plus, il fallait prévoir suffisamment d'espace pour permettre au manchon d'être dégagé de la clavette. Ce sont des considérations importantes pour la conception d'un montage d'essai.

Le second essai a visé à étudier l'engagement actif et l'utilisation d'un vérin creux pour ce faire. Le montage est montré à la Figure 4.9.



Figure 4.9 Montage d'engagement actif, sans pré-tension

Une seconde clavette, ancrée de manière passive a permis d'appliquer la force du vérin creux sur la barre. Des plaques de butée serrées sur la barre, au-dessus de l'ancrage passif, permettaient de reproduire le point d'appui du manchon sur la poutre de transfert. Malheureusement, le mécanisme de l'ancrage passif étant encore mal compris à cette étape, aucune pré-tension n'a été appliquée sur la barre. Ainsi, en poussant directement sur la clavette pour tenter de l'engager dans le manchon, une compression était plutôt créée dans la barre entre la clavette et les plaques de butée. Celle-ci ne s'engageait donc jamais solidement, malgré une pression importante dans le vérin. Cet essai a permis de comprendre l'importance d'appliquer une pré-tension sur la barre, afin de contrer cette compression, et de profiter de son retour élastique.

Le troisième essai a visé à vérifier la possibilité d'engager la clavette par ancrage actif lors du retour élastique de la barre suite au relâchement de la pré-tension. Le montage est présenté à la Figure 4.10.



Figure 4.10 Montage d'engagement par pré-tension seulement

La mâchoire inférieure de la presse reproduisait l'ancrage de la barre dans le BFUP de l'essai réel. Le vérin a permis d'appliquer la pré-tension sur la barre. Une bague, installée au-dessus de la clavette active, a ensuite été serrée, puis la tension a été relâchée. Pour des efforts de pré-tension de faible ampleur, l'engagement de la clavette était impossible. Il a fallu atteindre une force axiale importante pour finalement obtenir un retour élastique suffisante. Par contre, dans le cas de l'essai

réel, une trop grande force de traction appliquée dans la barre aurait risqué d'endommager prématurément le spécimen testé. L'utilisation de la pré-tension devait donc être combinée à la poussée de la clavette à l'intérieur du manchon pour réussir l'engagement actif.

Le quatrième essai a visé l'engagement actif de la clavette par une combinaison de pré-tension de la barre d'armature et de poussée directe sur la clavette. Le montage est présenté à la Figure 4.11.



Figure 4.11 Montage d'engagement actif avec pré-tension

La mâchoire supérieure de la presse n'est pas visible sur la photo, mais celle-ci a été utilisée pour simplifier l'application de la pré-tension sur la barre. La valeur de cet effort a été fixée à 100 kN, pour permettre une déformation et une charge résiduelle suffisantes, sans endommagement majeur du BFUP lors de l'essai réel. La poussée sur la clavette a été réalisée à l'aide de deux HSS, l'un appuyé sur celle-ci, et l'autre en butée sur la presse. Le serrage manuel de tiges filetées les reliant permettait l'engagement. Les HSS ont été utilisés par souci de facilité et de rapidité de réalisation, mais un vérin creux aurait aussi pu être utilisé. Une jauge de déformation a été collée sur la barre entre l'ancrage et la mâchoire inférieure de la presse, afin de vérifier si une contrainte résiduelle subsistait, confirmant un engagement efficace. Celle-ci a aussi permis de suivre l'ampleur du serrage effectué avec les HSS. Deux séquences d'engagement ont été testées : traction – serrage – déchargement – desserrage ou traction – serrage – desserrage – déchargement. Seule la 2^e méthode

fonctionnait efficacement : pour une pré-tension de 100 kN et un serrage d'environ 70 kN, une charge résiduelle de 20 kN était observée. La reproductibilité du processus a aussi été validée, en obtenant trois fois les mêmes résultats. L'ancrage passif a donc été réussi à l'aide de ce montage.

Finalement un montage de pré-engagement a été pensé pour les essais, impliquant l'utilisation de deux vérins creux, l'un pour la pré-tension, et l'autre pour la poussée sur la clavette. Par contre, pour des questions de logistique et de complexité de réalisation, ce type de montage a finalement été abandonné avant d'avoir validé son fonctionnement.

4.3.4 Problématiques associées à ce concept

Les investigations sur l'engagement des clavettes ont finalement permis de mieux comprendre ce phénomène et auraient pu mener à la conception d'un montage fonctionnel. Cependant, les raisons suivantes ont poussé à abandonner les investigations de ce montage :

- la pré-tension dans la barre risquait d'endommager prématurément le spécimen testé;
- une procédure de pré-engagement complexe aurait dû être réalisée pour chacun des essais, afin d'engager une clavette à la fois dans le montage;
- la forte possibilité qu'un certain degré de désengagement se serait produit dans les premiers ancrages réalisés, obligeant à y revenir et à répéter la procédure pour assurer une contrainte uniforme dans toutes les barres;
- plusieurs investigations restaient à faire pour bien maîtriser le processus d'engagement des clavettes;
- toutes les barres auraient dû être usinées pour s'adapter aux clavettes, ou l'outil nécessaire aurait dû être commandé, les deux options impliquant des délais importants;
- un second vérin creux aurait dû être acheté pour le montage de pré-engagement final proposé.

Somme toute, le succès d'un tel montage demeurant incertain, et nécessitant encore plusieurs essais et beaucoup de temps et de ressources, celui-ci a été abandonné.

4.4 Montage de traction directe avec semelles en BFUP et vérins

Ce quatrième montage considéré pour l'essai de traction sur les joints de chevauchements en BFUP est celui qui a finalement été sélectionné. La section qui suit présente la réflexion ayant mené au choix de ce montage, ainsi que ses avantages et inconvénients.

4.4.1 Présentation du concept

Le montage sélectionné pour les essais permet de solliciter les spécimens de joints de chevauchement en traction directe. Le spécimen est ainsi surmonté de part et d'autre par deux semelles (ou blocs), en BFUP également, permettant l'ancrage des barres. Un montage mécanique comprenant des vérins est ensuite mis en place entre les deux semelles, afin d'écartier les semelles l'une de l'autre, et ainsi solliciter le spécimen en traction. Le concept est illustré à la Figure 4.12.

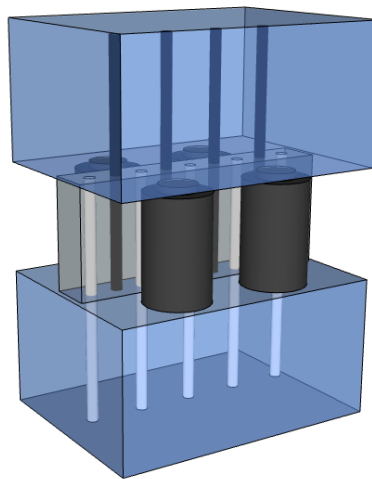


Figure 4.12 Montage de traction directe avec semelles en BFUP et vérins

4.4.1.1 Semelles en BFUP

Les semelles sont constituées de BFUP, tout comme les joints de chevauchement, mais elles ne servent qu'à l'ancrage des barres d'armature. Elles ne représentent pas l'objectif de ces essais; il est donc important de s'assurer que la rupture ne se produise pas au sein de celles-ci. Pour ce faire, différentes stratégies sont adoptées, soit une longueur d'ancrage supérieure à celle du joint, un BFUP contenant plus de fibres, et l'ajout d'armatures supplémentaires.

Premièrement, l'épaisseur des blocs est déterminée de manière à ce que la longueur d'ancrage fournie aux barres d'armature soit supérieure à celle dans le spécimen testé. En effet, tel que discuté

à la section 2.5.2, la résistance de la liaison armature – BFUP augmente avec la longueur d’ancrage. Toutefois, avec un BFUP contenant un dosage en fibres suffisant, la plastification de l’armature définit la limite maximale de la force pouvant être reprise dans les barres ancrées dans les blocs. L’étude de Bastide (2020) indique qu’une contrainte de 600 MPa peut être obtenue avec une longueur d’ancrage de $10 d_b$ sans étriers alors que celle-ci peut atteindre 1000 MPa en présence d’armatures secondaires orientées parallèlement au plan des barres ancrées. L’extrapolation des résultats de Bastide indique avec le BFUP utilisé, qu’une contrainte de 1000 MPa, correspondant à la capacité maximale des armatures haute résistance, pourrait être atteinte pour une longueur d’ancrage de $17 d_b$. Ainsi, comme la longueur d’ancrage disponible dans les spécimens de joints est relativement petite ($10d_b$), la longueur supplémentaire fournie dans les semelles permet d’y améliorer la liaison des barres d’armature avec le BFUP.

Deuxièmement, un BFUP contenant un pourcentage de fibres plus élevé, en comparaison à celui des joints, est utilisé dans la composition des blocs. Tel que discuté à la section 2.5.2, un plus grand pourcentage de fibres améliore la résistance à la traction du BFUP. Ainsi, l’initiation de la fissuration est plus difficile, ce qui retarde l’amorce de la rupture de la liaison. L’ancrage s’en trouve encore une fois bonifié.

Troisièmement, des barres d’armature supplémentaires sont placées dans les semelles. L’analyse du cheminement des efforts à l’intérieur d’un bloc montre que la traction induite dans les barres génère deux bielles de compression inclinées de part et d’autre de la barre ancrée. Un tirant horizontal doit donc se former afin de reprendre la composante horizontale de l’effort généré dans les bielles. Le cheminement des efforts est schématisé à la Figure 4.13.

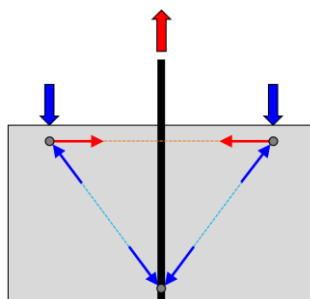


Figure 4.13 Modèle de bielles et tirant se formant à l’intérieur d’une semelle

La quantité d’armature mise en place doit permettre de reprendre la traction dans le tirant et ainsi éviter la fissuration du BFUP, garantissant un meilleur ancrage. Des étriers passifs sont également

ajoutés en direction perpendiculaire au tirant (voir Figure 5.12), puisqu'ils permettent d'améliorer la résistance de l'ancrage en réduisant la fissuration, tel que démontré par Bastide (2020).

Un modèle numérique par éléments finis a été utilisé afin de déterminer l'ampleur des efforts de traction interne attendus et donc la quantité d'armature à utiliser. Ce modèle a été monté par Zahedi (2021) en adaptant le script de modélisation à l'échelle de la crénelure développé par Lagier (2015). Il s'agit d'un modèle simplifié permettant de vérifier si la quantité d'armature choisie est suffisante pour reprendre les efforts sans plastifier. La Figure 4.14 présente la configuration du modèle.

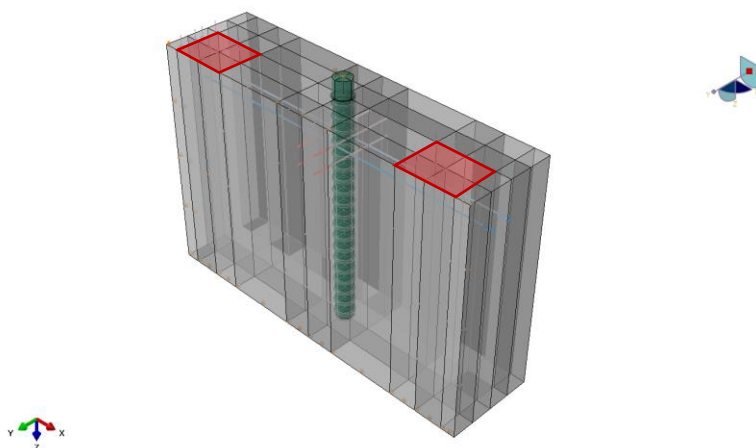


Figure 4.14 Modèle numérique d'une tranche de semelle

Le prisme de BFUP représente une tranche de la semelle où est ancrée une seule barre. Sa largeur correspond donc à l'espacement des barres du joint, soit 160 mm. Le prisme de BFUP et la barre testée sont modélisés par des éléments solides (C3D8R), tandis que les armatures supplémentaires sont modélisées par des éléments de treillis (T3D2). Deux barres 20M ont été placées de part et d'autre de la barre testée, pour reprendre l'effort de traction, et quatre 10M ont été placées perpendiculairement, au-dessus et au-dessous des 20M et de part et d'autre de la barre testée, pour limiter la fissuration. L'effort de traction dans les 20M au cours de l'essai d'ancrage est le paramètre étudié dans ce modèle. Le modèle EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2017) avec une loi conservatrice (plus sévère que la réalité) pour le BFUP a été utilisé, tandis que les armatures sont toutes linéaires élastiques. Les armatures supplémentaires ont été considérées noyées dans le béton (*embedded region*). Les mouvements latéraux (en x et y sur la Figure 4.14) de la barre testée ont été bloqués à ses extrémités. Le mouvement vertical (en z) de la barre testée a été bloqué à l'endroit où celle-ci serait ancrée dans le BFUP du joint de chevauchement. Comme il est prévu d'aligner les vérins au centre entre deux barres adjacentes (voir Figure 4.16), la pression des vérins

est appliquée sur une surface excentrée (voir surfaces en rouge sur la Figure 4.14), et le déplacement latéral de la face située de ce même côté (côté y positif) est empêché, pour représenter la réaction du béton adjacent. Le test est donc reproduit en fixant la barre testée, et en appliquant la pression des vérins.

Les résultats obtenus montrent que pour une contrainte d'environ 600 MPa dans la barre testée, qui correspond à la contrainte attendue de l'ancrage dans le joint selon les essais de Bastide (2020), la contrainte dans les barres 20M est d'environ 125 MPa, ce qui est largement inférieur à leur limite élastique ($f_y = 400$ MPa). Pour atteindre cette contrainte de plastification, il faudrait une contrainte d'environ 1130 MPa dans la barre testée, valeur qui s'approche de la capacité ultime des barres haute résistance choisies pour l'essai (voir section 5.3.1). La contrainte maximale dans les 10M à 600 MPa dans la barre testée n'est que d'environ 10 MPa. Bien qu'il s'agisse d'un modèle simplifié, la marge de sécurité est assez grande pour affirmer que la quantité d'armature posée pour le modèle est amplement suffisante.

Les dimensions horizontales des semelles sont choisies par rapport à des contraintes géométriques, afin de pouvoir y ancrer toutes les barres d'armature en direction longitudinale, et d'y disposer le montage mécanique des vérins en direction transversale. Ces dimensions fournissent un enrobage épais et un bon confinement aux barres d'armature, ce qui contribue encore une fois à la performance de l'ancrage.

La figure 4.15 illustre le concept retenu pour les semelles. Les dimensions des semelles tel que construites pour les essais sont données à la section 5.2.3 tandis que le détail de leur armature est présenté à la section 5.2.4.

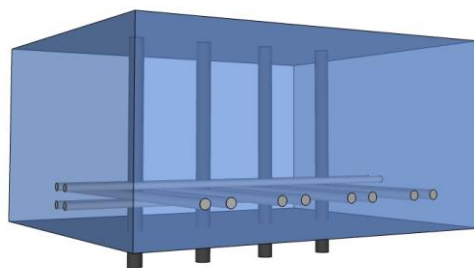


Figure 4.15 Disposition des barres d'armature supplémentaires dans une semelle supérieure

4.4.1.2 Montage mécanique

Le système de chargement sélectionné dans ce montage pour la sollicitation des spécimens en traction directe consiste en l'utilisation de quatre vérins, connectés par le même circuit hydraulique, à un vérin de contrôle placé dans une presse. Un tel système assure l'application d'une même pression aux quatre vérins. Ceux-ci sont placés de part et d'autre du spécimen, entre les semelles supérieure et inférieure. Lorsque le piston des vérins sort, cela a pour effet d'écarter les blocs, et donc de créer un effort de traction dans les barres d'armature.

L'un des enjeux importants est de s'assurer du positionnement adéquat des vérins de chargement, afin que la contrainte développée dans chacune des quatre barres soit aussi uniforme que possible. Pour ce faire, deux paires de vérins sont placées de part et d'autre, à équidistance latérale du spécimen. La distance entre la face du spécimen et les vérins doit être la plus petite possible, en permettant tout de même une certaine tolérance pour le positionnement et les imperfections. La flexion de la semelle supérieure s'en trouve ainsi réduite, ce qui permet d'obtenir une meilleure uniformité des contraintes dans les barres.

Le positionnement selon la direction longitudinale du joint est encore plus critique pour l'atteinte d'une contrainte uniforme dans les barres. Tous les spécimens testés sont conçus avec quatre barres ancrées dans la semelle supérieure. Ainsi, dans le but d'obtenir un chargement symétrique par rapport aux réactions dans les quatre barres, d'accommoder les tolérances de positionnement de l'équipement et, encore une fois, d'avoir une contrainte la plus uniforme possible d'une barre à l'autre, chaque vérin est aligné au centre entre une barre externe et une barre interne, tel qu'illustré à la Figure 4.16. Il est ainsi supposé que l'effort d'un vérin se répartit également entre les barres interne et externe les plus proches.

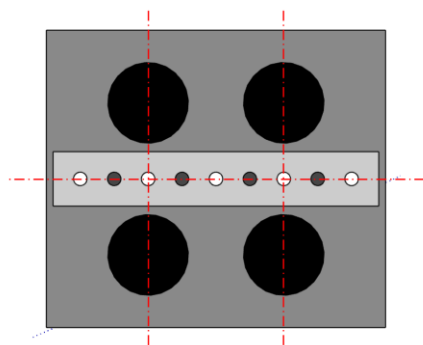


Figure 4.16 Positionnement des vérins selon la direction longitudinale du joint

Dans la figure ci-dessus, les barres noires sont celles ancrées dans la semelle supérieure alors que les barres blanches sont celles ancrées dans la semelle inférieure. Ce positionnement des vérins a été déterminé comme étant le plus adéquat lors d'une phase antérieure de la recherche du montage expérimental. En effet, lors de l'investigation du montage de traction directe en acier avec clavettes, des modèles numériques simplifiés par éléments finis ont été faits afin de vérifier l'écart de contrainte entre les barres pour différentes positions de vérins et épaisseurs de plaques en acier.

Les modèles numériques comportent une plaque d'acier, de dimensions variables selon l'épaisseur étudiée et le positionnement des vérins, ainsi que quatre barres d'armature. Tous les matériaux sont linéaires élastiques. Le dessus des barres est solidaire avec le dessus de la plaque, tandis que le dessous des barres est encastré. Les vérins sont modélisés par une surface carrée, de côté égal au diamètre du piston afin de simplifier le maillage. Une pression équivalente à une charge de 1000 kN pour chaque vérin est appliquée sur chacune de ces surfaces, valeur conservatrice par rapport à la contrainte maximale pouvant être développée dans chacune des barres ancrées. Deux positionnements des vérins sont considérés : une paire à chaque extrémité du spécimen (longitudinalement), ou une paire de chaque côté (latéralement). La géométrie des modèles est présentée à la Figure 4.17. Ceux-ci sont vus de dessous, afin de montrer l'encastrement des barres et la surface d'appui des vérins.

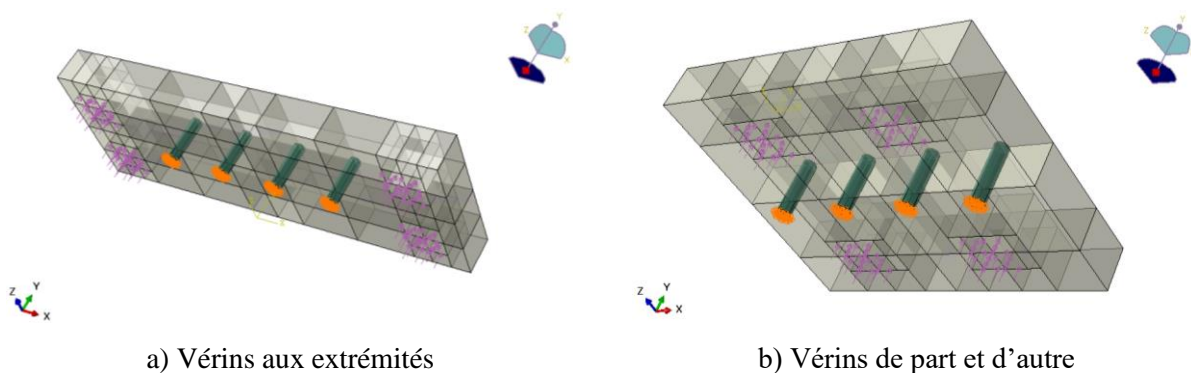


Figure 4.17 Modèles numériques pour l'étude du positionnement des vérins

Le positionnement des vérins aux extrémités du spécimen a pour avantage de permettre plus facilement l'observation du spécimen lors de l'essai, notamment pour la progression de la fissuration sur les faces. Par contre, plus de flexion est attendue de cette disposition. C'est l'inverse pour la seconde configuration avec les vérins positionnés de part et d'autre du spécimen : celle-ci,

génère moins de flexion dans la plaque mais rend l'observation du comportement des joints plus difficile puisque les vérins masquent le spécimen testé.

La Figure 4.18 présente les déplacements obtenus pour deux épaisseurs de plaques, pour chacune des configurations.

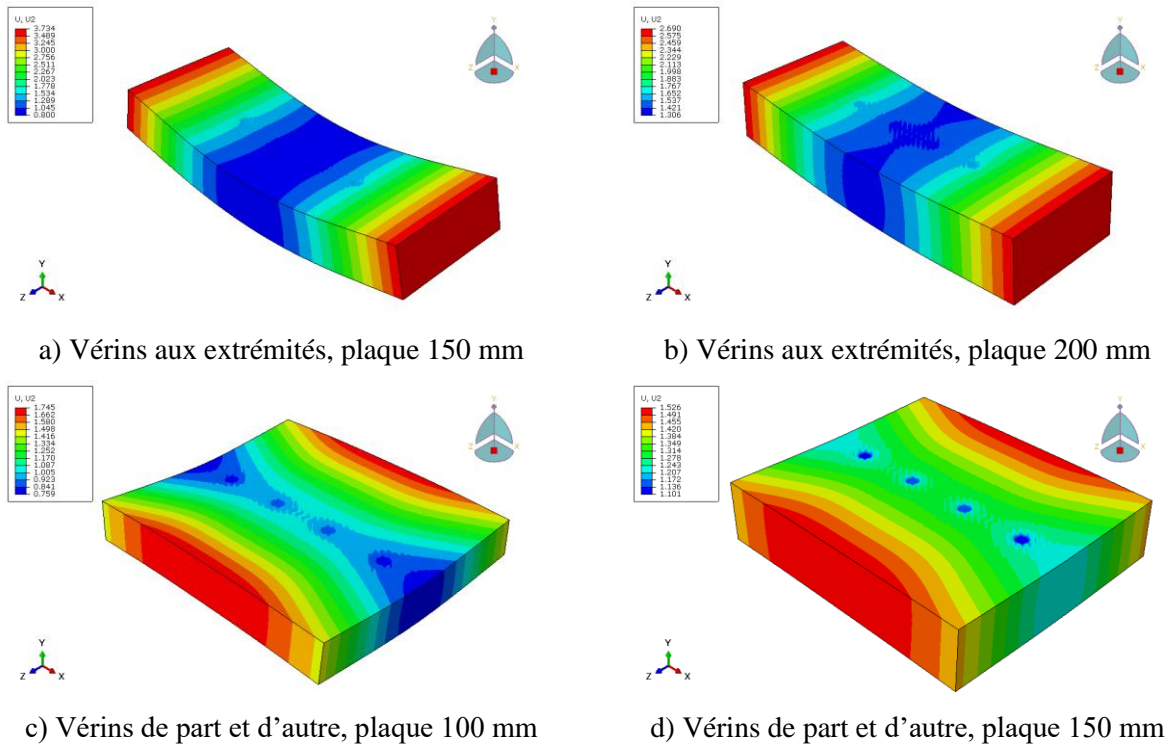


Figure 4.18 Déplacement vertical dans les plaques (amplifié 30x)

L'analyse du déplacement vertical dans la plaque pour les deux configurations de vérins et pour les épaisseurs de plaque variables permet de confirmer l'hypothèse initiale voulant que la configuration avec vérins aux extrémités génère une plus grande flexion. Effectivement, malgré l'utilisation de plaques plus épaisses pour cette configuration, les déplacements restent relativement importants. Pour les plaques de 150 mm et 200 mm, les écarts de déplacement vertical sont respectivement de 2.93 mm et 1.38 mm. Pour la configuration avec vérins de part et d'autre, pour les plaques de 100 mm et 150 mm, ils sont respectivement de 0.99 mm et 0.43 mm. Ainsi, en utilisant une plaque suffisamment rigide et la configuration avec vérins de part et d'autre, la déflexion de la plaque devient négligeable.

La Figure 4.19 présente la contrainte axiale dans les quatre barres d'armature, pour les quatre modèles présentés précédemment. Les valeurs limites imposées à l'échelle de contraintes sont les mêmes pour les résultats des quatre modèles.

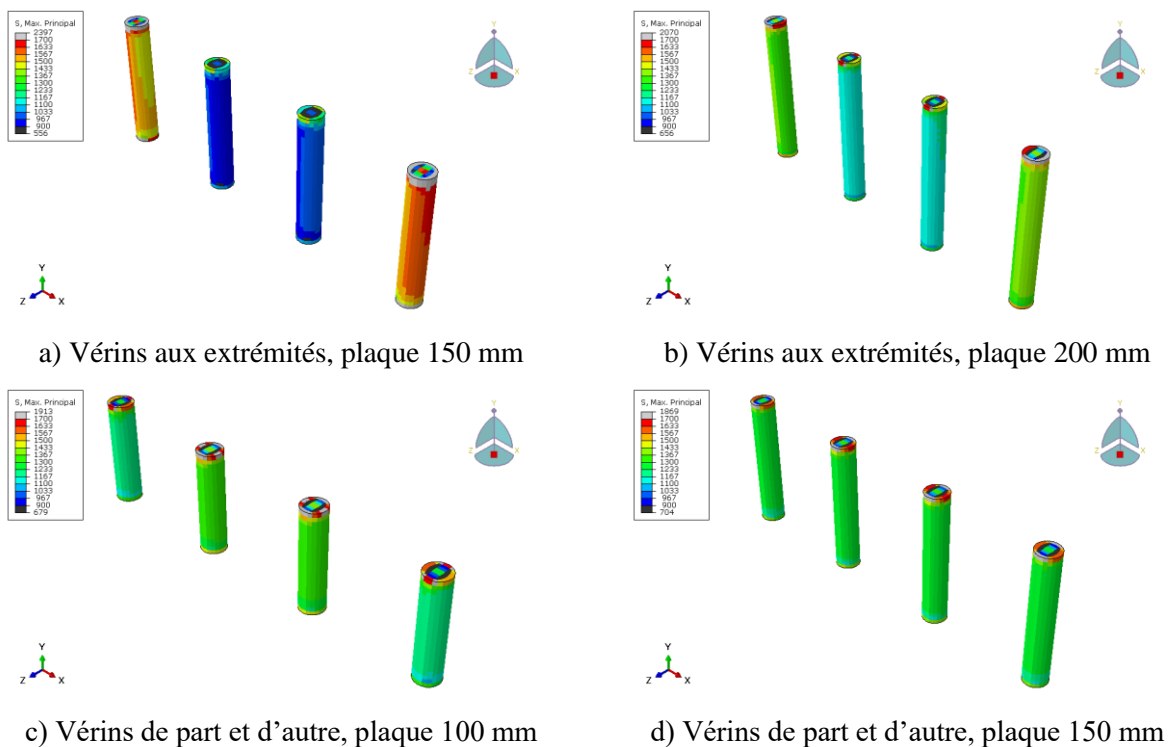


Figure 4.19 Contraintes axiales dans les barres d'armature

Il est facile de remarquer que l'écart de contrainte d'une barre à l'autre est plus marqué pour les cas où le déplacement vertical est plus important. Ainsi, l'écart est réduit pour la configuration avec vérins de part et d'autre du joint ainsi qu'avec l'utilisation d'une plaque plus épaisse, donc plus rigide. Les valeurs numériques de la contrainte axiale dans les barres externes et internes sont données au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Écart de la contrainte axiale dans les barres internes et externes

Configuration des vérins	Épaisseur (mm)	σ_{int} (MPa)	σ_{ext} (MPa)	Écart à la moyenne
Aux extrémités	150	970	1600	24.5%
	200	1160	1400	9.4%
De part et d'autre	100	1325	1225	3.9%
	150	1280	1250	1.2%

Les valeurs numériques confirment ce qui est observé à la Figure 4.19. Ainsi, la configuration positionnant les vérins de part et d'autre du spécimen, avec une plaque d'acier de 150 mm est celle qui génère l'écart de contraintes le plus faible d'une barre à l'autre, et donc qui est retenue.

Tel que mentionné précédemment, ces modèles numériques ont été montés lors de l'étude du montage de traction directe en acier avec clavettes, utilisant une plaque d'acier épaisse pour appliquer la traction sur les barres. Le montage retenu, quant à lui, considère plutôt des semelles en BFUP pour transférer l'effort dans les barres. Les résultats obtenus des modèles restent tout de même applicables au montage choisi. En effet, les semelles en BFUP, bien que possédant un module élastique inférieur à celui de l'acier, sont beaucoup plus épaisses que les plaques étudiées. Ainsi, la rigidité, proportionnelle au produit de l'inertie et du module élastique, est largement supérieure pour les semelles ($E_c I_c \approx 213 \times 10^{12} \text{ N}\cdot\text{mm}^2$) par rapport à la plaque de 150 mm modélisée ($E_s I_s \approx 39 \times 10^{12} \text{ N}\cdot\text{mm}^2$).

4.4.2 Avantages et inconvénients

Bien qu'imparfait, le montage de traction directe avec semelles en BFUP et vérins présente aussi de nombreux avantages : le fait qu'il soit indépendant de la presse utilisée, l'uniformité des contraintes développées dans les barres d'armature et sa facilité de mise en place. Par contre, peu d'observations sont possibles lors des essais, et beaucoup de BFUP est nécessaire pour la fabrication des semelles.

4.4.2.1 Avantages

Le premier avantage du montage choisi est le fait qu'il soit indépendant de la presse utilisée, c'est-à-dire qu'il peut être réalisé avec n'importe quel système de chargement, vérin ou presse, permettant de développer une force suffisamment grande pour atteindre la rupture du spécimen. Dans le cas présent, une force allant jusqu'à 1000 kN par barre, donc 4000 kN au total, est considérée de manière conservatrice. Étant donné les nombreux projets ayant cours au laboratoire de structures de Polytechnique, la polyvalence de la méthode de chargement présente un avantage intéressant permettant de réaliser les essais dans des délais plus courts, malgré l'achalandage au niveau des presses. Les tests pourraient également être reproduits dans un autre laboratoire de recherche qui ne serait pas nécessairement équipé d'une presse 12 MN.

Tel que discuté à la section précédente, le second avantage du montage sélectionné est la grande rigidité des semelles en BFUP utilisées qui permet le développement de contraintes uniformes dans les quatre barres testées. Comme mentionné précédemment, l'uniformité de la contrainte appliquée est un paramètre important de ces essais.

Le troisième avantage important du montage retenu est sa facilité de mise en place. En effet, d'un spécimen à l'autre, il suffit de réinstaller le montage mécanique des vérins et d'installer l'instrumentation. La plupart des pièces du montage, à l'exception du spécimen lui-même, peuvent être manipulées par une seule personne sans problème, contrairement à de grosses pièces d'acier par exemple. Cet installation peut donc être faite efficacement et simplement, et conduire à un résultat de qualité, au contraire des montages discutés précédemment dans ce chapitre. Il est à rappeler que les montages avec clavettes nécessitent un processus d'engagement complexe pour lequel les résultats ne sont pas garantis alors que les montages dans une presse impliquent des pièces lourdes à manipuler dont la mise en place est complexe.

4.4.2.2 Inconvénients

Le premier inconvénient du montage de traction directe avec semelles en BFUP et vérins est le peu d'observations visuelles pouvant être faites. D'abord, le positionnement des vérins vis-à-vis des faces latérales du spécimen, et ensuite les blocs placés à proximité des faces perpendiculaires à l'axe des barres, font en sorte que la majeure partie du spécimen se trouve masquée pendant les essais. Il est donc impossible d'utiliser un système de mesure des déplacements par corrélation d'image (DIC) comme il est souvent fait au sein du groupe de recherche. Le suivi visuel de la progression des fissures et la prise de photos sont aussi complexifiés par la disposition des éléments de l'essai. Une fois l'essai terminé, les vérins sont retirés et la fissuration sur les faces latérales suite à la rupture peut être observée facilement, mais les blocs demeurent en place. L'observation de la fissuration des faces de BFUP perpendiculaires à l'axe des barres reste donc difficile, bien que ce soient les faces présentant le plus de fissures. Un espace entre le spécimen de joint et les blocs est tout de même prévu de sorte que les barres puissent être coupées à cet endroit après l'essai pour permettre une meilleure observation de la fissuration sur ces faces, en séparant le joint de ses semelles.

Le second inconvénient est lié à la fabrication des semelles en BFUP qui nécessite beaucoup de ressources, bien que celles-ci ne soient utilisés qu'une seule fois. En effet, contrairement aux

montages en acier, dont les pièces pourraient être réutilisées d'un spécimen à l'autre, deux semelles de BFUP doivent être coulées pour chacun des spécimens. Des coffrages doivent donc être fabriqués, ce qui nécessite du temps et des ressources importantes. Une grande quantité de béton est aussi requise pour couler les deux semelles de chacun des spécimens testés, ce qui implique de nombreuses ressources pour les coulées, du temps pour la cure du béton et un grand volume de béton à jeter une fois les essais terminés. Si une autre campagne d'essais de ce type devait être faite avec le même montage, le processus de coulée des semelles serait à recommencer.

4.5 Montage de traction directe dans la presse 12 MN

Suite à la réalisation des essais à l'aide du montage proposé à la section précédente, un autre montage permettant de remédier aux inconvénients de ce dernier a été imaginé. Celui-ci est schématisé à la Figure 4.20.

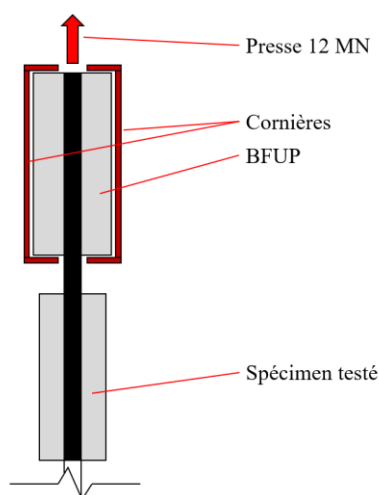


Figure 4.20 Montage de traction directe dans la presse 12 MN proposé

Pour ce montage, l'ancrage se ferait également dans un bloc en BFUP. Celui-ci serait inséré à l'intérieur de deux cornières en acier, qui seraient ancrées dans la presse 12 MN. Évidemment, ce montage serait reproduit en haut et en bas du joint testé, afin d'assurer l'ancrage des barres testées et des barres en attente.

Les blocs d'ancrage en BFUP de ce montage auraient des dimensions légèrement supérieures à celles du joint, afin de fournir un ancrage plus performant aux barres et d'assurer la rupture dans le spécimen testé. Les dimensions de ces blocs seraient donc largement inférieures à celles des semelles du montage précédent, qui devaient permettre la disposition des vérins sur les semelles,

de part et d'autre du joint, pour tous les spécimens testés. Évidemment, les autres principes permettant d'améliorer l'ancrage, soit l'ajout d'armature supplémentaire et l'utilisation d'un BFUP contenant plus de fibres, seraient repris pour les blocs d'ancrage du montage proposé.

Des cornières sont illustrées dans le schéma de la Figure 4.20, mais des investigations supplémentaires auraient à être faites concernant le montage d'acier permettant l'ancrage dans la presse et l'application de l'effort de traction. En effet, il faudrait vérifier l'épaisseur d'acier requise pour les cornières afin de transmettre l'effort adéquatement. L'utilisation d'un montage d'acier différent, plus efficace et/ou plus économique devrait aussi être envisagée. Le système de fixation à la presse serait également à développer.

Pour la mise en place des blocs d'ancrage à l'intérieur du montage d'acier, il faudrait vérifier si le contact du béton durci avec l'acier permettrait un transfert d'effort adéquat. Si ce n'est pas le cas, les trois options suivantes sont proposées. Premièrement, un coulis cimentaire pourrait être mis en place pour assurer le bon contact entre les deux matériaux. Si celui-ci est facile à retirer après l'essai, le montage d'acier pourrait être réutilisé d'un spécimen à l'autre. Deuxièmement, le béton pourrait être coulé directement dans les cornières en acier, mais ces pièces ne seraient alors pas réutilisables d'un spécimen à l'autre. Finalement, un principe de coulée conjuguée (« *match-cast* ») pourrait être adopté, en utilisant les cornières comme coffrage amovible, permettant un bon assujettissement des surfaces. Par contre, les coulées ne pourraient pas être réalisées simultanément, ce qui constitue un désavantage important de cette méthode.

L'effet des spécimens excentrés sur la mise en place du montage d'acier dans la presse, dont les points d'ancrage sont fixes, devrait aussi être étudié. Il faudrait soit prévoir des pièces d'acier modulables, avec plusieurs séries de trous, ou encore des trous oblongs, pour accommoder les variations d'alignement des semelles, soit prévoir des semelles légèrement surdimensionnées, permettant de varier le positionnement des barres à l'intérieur. L'installation du montage dans la presse permettrait toutefois de retenir la rotation des blocs supérieur et inférieur lors des essais sur les spécimens excentrés latéralement. Un montage de retenue de la rotation serait nécessaire seulement pour le joint lui-même.

Ce montage présente plusieurs avantages par rapport à celui avec vérins. Premièrement, les blocs d'ancrage nécessitent beaucoup moins de BFUP. Ainsi, ils seraient plus économiques à réaliser, plus simples à couler, plus faciles à manipuler et ils produiraient moins de déchets après les essais.

Deuxièmement, le dégagement des surfaces latérales du joint permettrait un suivi des déplacements par corrélation d'image lors des essais, ce qui est impossible avec les vérins. Troisièmement, l'avantage de la rigidité du BFUP pour l'ancrage afin d'obtenir une distribution uniforme des contraintes est conservé dans ce montage.

Quelques inconvénients sont tout de même associés à ce montage. D'abord, les essais devront absolument être faits dans la presse 12 MN, ou du moins dans une presse permettant de développer au minimum 4 MN (selon la force attendue au total dans les barres testées). La facilité de mise en place de ce montage reste à confirmer, puisque les pièces d'acier seront probablement lourdes à manipuler. Le montage d'acier pourrait peut-être demeurer dans la presse pour tous les essais, mais il serait aussi possible qu'il doive être démonté et remonté entre chaque essai. Les spécimens avec blocs d'ancrage de part et d'autre sont eux aussi assez lourds, donc l'installation dans la presse pourrait s'avérer difficile.

Une option alternative pour ce montage serait d'utiliser des semelles un peu plus grosses que celles illustrées à la Figure 4.20, mais tout de même plus petites que celles du montage avec vérins. Des trous pourraient alors être prévus dans celles-ci afin de permettre leur ancrage sur la presse par post-tension. Cet option pourrait s'avérer intéressante si le développement d'un montage en acier fonctionnel et efficace s'avérait trop complexe. Par contre, elle impliquerait une consommation plus importante de BFUP pour les semelles.

CHAPITRE 5 CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE

Ce chapitre présente la campagne expérimentale réalisée dans le but d'étudier le comportement de joints de chevauchement en BFUP, en abordant les sujets suivants : le programme expérimental, les étapes de la construction des spécimens, la caractérisation des matériaux, les modèles numériques réalisés, le détail du montage expérimental, la présentation des résultats et la discussion, et finalement, les conclusions de la campagne.

5.1 Programme expérimental

La section qui suit résume la campagne expérimentale d'essais de traction directe sur joints continus. Les choix ayant régi la conception des spécimens y sont décrits.

5.1.1 Géométrie des spécimens

Cinq configurations différentes ont été choisies pour les spécimens de joints de chevauchement. Les paramètres géométriques définissant chacune d'entre elles sont présentés au Tableau 5.1, et illustrés à la Figure 5.1. Les dispositions des barres d'armature dans les spécimens sont ensuite présentées à la Figure 5.2.

Tableau 5.1 Géométrie des spécimens

Type	ℓ_s (d_b)	ℓ_e (d_b)	c_{si} (d_b)	c_{so} (d_b)	c_r (d_b)	V_f (%)	Nombre barres testées	Nombre barres en attente	Épaisseur (mm)	Largeur (mm)	Hauteur (mm)
NCS	10	0	1.5	1.5	1.5	2.5	4	5	128	768	320
NCO	10	0	1.5	1.5	1.5	2.5	4	5	160	768	320
DNCO	10	0	1.5	1.5	1.5	2.5	4	10	192	768	320
CT	10	0	2	1.5	1.5	2.5	4	4	160	608	320
CL	10	0	1.5	1.5	1.5	2.5	4	4	128	640	320

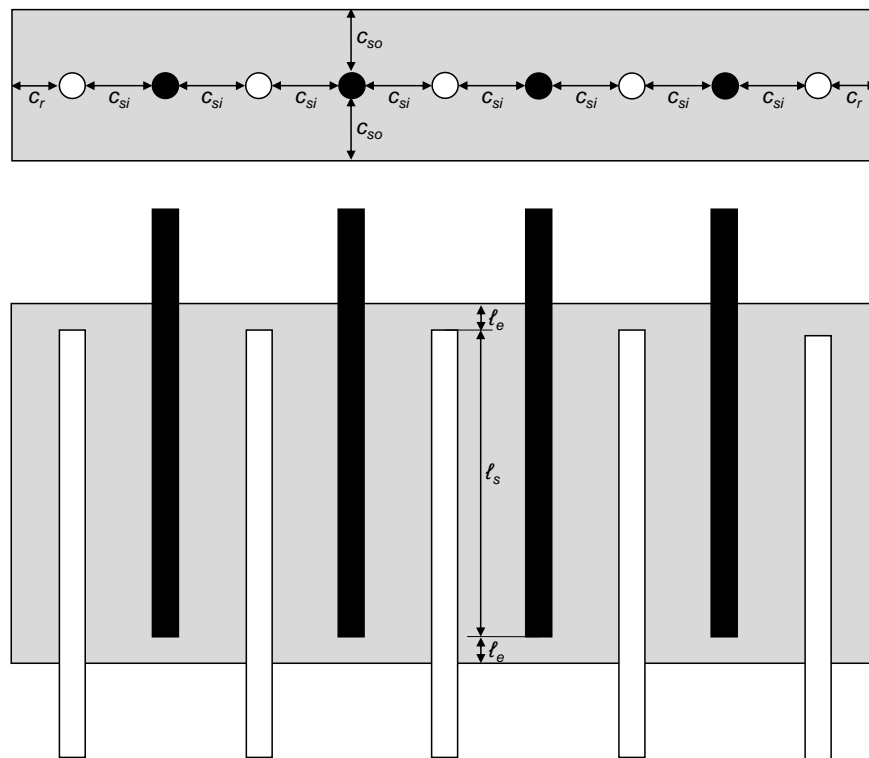
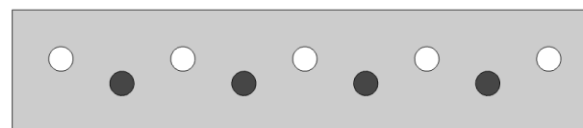


Figure 5.1 Paramètres géométriques des chevauchements

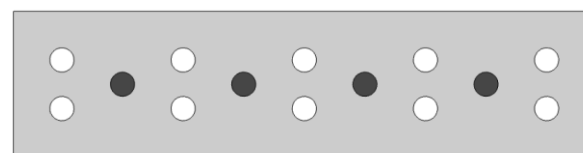
Sans contact - Symétrique (NCS)



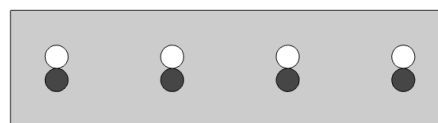
Sans contact - Décalé (NCO)



Sans contact - Double décalé (DNCO)



Avec contact - Transversal (CT)



Avec contact - Longitudinal (CL)



Figure 5.2 Configurations de barres d'armature dans les joints de chevauchement

L'espacement centre à centre des barres est dicté par la disposition calculée lors de la conception d'une culée selon la norme CSA S6:19. L'exemple de calcul, présenté en détail à l'Annexe A, considère une culée de 6 m de hauteur, située à Montréal. Pour la conception du mur de front, des barres d'armature 30M, espacées à 150 mm c/c sont nécessaires. Ceci correspond à un espacement de $5d_b$ c/c qui est repris pour tous les spécimens.

Différents objectifs sont visés par les essais sur différents agencements de barres d'armature dans le chevauchement. Premièrement, il est intéressant de comparer le comportement d'un joint avec des barres en contact ou non. En effet, dans le béton ordinaire, les chevauchements en contact sont généralement plus performants, mais ça semble être l'inverse pour le BFUP, c'est-à-dire que ce sont les chevauchements sans contact qui donnent de meilleurs résultats (Yuan & Graybeal, 2015). Plusieurs éléments structuraux existants, qui pourraient nécessiter un renforcement à l'aide du BFUP, comportent des joints avec contact. Les configurations en contact pourraient aussi être requises dans certaines situations, par exemple lorsque l'espacement des barres à chevaucher est trop petit. Deuxièmement, les configurations décalées présentent un avantage intéressant en chantier. En effet, le fait que les barres ne soient pas placées dans un même plan, ni longitudinalement, ni latéralement, alloue plus de marge de manœuvre lors de l'assemblage des pièces préfabriquées en chantier. Finalement, les configurations considérées couvrent divers alignements possibles pouvant être obtenus si une erreur est commise lors de la fabrication, et que les pièces ne s'alignent pas conformément au plan à l'assemblage. Les essais permettent ainsi de connaître l'effet sur la performance d'un tel désalignement.

La configuration DNCO est un nouveau concept proposé. Dans le cas présent, il est présenté avec le même diamètre pour les barres provenant des deux côtés du joint, par souci de simplicité, en utilisant les mêmes barres haute résistance no.10 que pour tous les autres spécimens. Par contre, les barres du côté double pourraient avoir une section jusqu'à deux fois inférieure à celle des barres du côté simple, afin d'avoir la même aire totale d'armature de part et d'autre du joint.

Les distances des barres aux faces externes sont choisies pour assurer une continuité avec les travaux de Bastide (2020), de manière à pouvoir comparer les résultats obtenus. Il s'agit aussi de dimensions raisonnables pour obtenir une bonne performance du joint de chevauchement tout en restant économique au niveau du volume de BFUP nécessaire pour la réalisation de ce type de joint dans une culée préfabriquée. La formule du BFUP et le volume de fibres y étant intégré sont aussi

choisis dans un souci de continuité avec les travaux de Bastide (2020). Par contre, le type de fibres est différent, donc les performances des BFUP devront être comparées avant de comparer les résultats des essais (voir section 5.6.3.1). La taille des spécimens testés en laboratoire pour les différentes configurations de barres est comparée à la taille du joint de BFUP prévu dans le concept avec parois de 225 mm à la Figure 5.3. Il est possible d'observer que les spécimens expérimentaux sont plus petits, donc plus critiques, que le joint prévu dans la culée réelle.

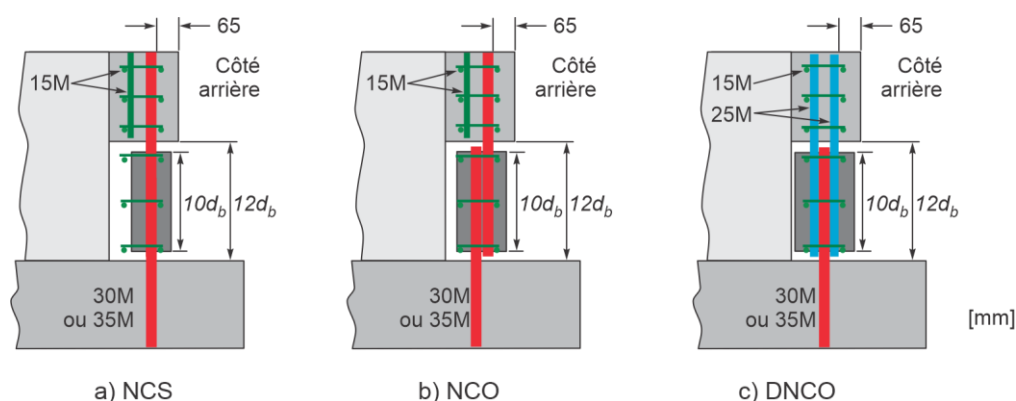


Figure 5.3 Taille des spécimens expérimentaux comparée aux joints réels (concept 225 mm)

Un nombre de 4 barres testées est choisi pour tous les spécimens. Ce choix est issu de campagnes d'études paramétriques réalisés lors de projets précédents (Bastide, 2020; Rosini, 2018; Zahedi, 2021), qui montrent qu'il s'agit d'un nombre de barres raisonnable en termes de faisabilité, mais qui permet tout de même d'obtenir une contrainte dans les barres intérieures représentative de celle qui serait obtenue avec un nombre de barres supérieur.

5.1.2 Fabrication d'un spécimen supplémentaire (NCS-1)

Les essais réalisés dans le cadre du présent projet comportent plusieurs éléments nouveaux, notamment l'essai lui-même, en traction directe sur plusieurs barres en simultanée. De plus, une méthode de coulée plus facilement reproductible et l'ajout d'un système de plaque en acier dans le coffrage sont testés. Étant donné les nombreuses incertitudes liées à ces innovations, il a été décidé de fabriquer un sixième spécimen, qui sert à valider les méthodes de fabrication, de coulée et d'essai, avant de tester les spécimens réels. Ce spécimen est construit selon la géométrie sans contact symétrique (NCS-1).

Le coffrage de ce spécimen a donc été construit le premier, puis une coulée test a été faite avec exactement la même formulation de BFUP. La conception du coffrage, la méthode de coulée et le

fonctionnement de la plaque d'acier ont donc été validés. Les coffrages des cinq autres spécimens ont pu être construits par la suite, et la coulée a été faite subséquemment. Le spécimen NCS-1 est également celui qui a été testé le premier, afin de valider que tout fonctionnait bien au niveau du montage et de l'instrumentation. Comme l'essai a été fructueux, les autres spécimens ont ensuite été testés. Le spécimen NCS-1 permet également de voir la reproductibilité d'un spécimen à l'autre pour une même géométrie, en le comparant au spécimen NCS-2.

5.1.3 Utilisation de barres haute résistance

La longueur de chevauchement de $10d_b$ choisie dans les spécimens de joint permettrait de développer une contrainte d'au moins 600 MPa, tel que démontré par les essais de Bastide (2020). Cette valeur correspond à la contrainte causant la rupture dans des barres d'armature régulières 400W. Ainsi, si ce type de barres étaient utilisées pour les essais, le mode de rupture de tous les spécimens consisterait en la rupture des barres d'armature. Aucune autre information ne serait obtenue au-delà de ce point, laissant inconnu le mode de fissuration et de rupture du BFUP. Il a donc été choisi, dans le cadre des présents essais, d'utiliser des barres d'armature haute résistance ASTM A1035, pouvant atteindre une contrainte à la rupture de plus de 1030 MPa. La courbe contrainte déformation de ces barres, mesurée au laboratoire, est donnée à la section 5.3.1.

Les barres utilisées proviennent des États-Unis, et les dimensions concordent donc avec le système impérial. Des barres no. 10 sont donc utilisées dans le cadre des essais ($d_b = 32$ mm), plutôt que les barres 30M calculées pour la culée de référence. Étant donné le faible écart entre les dimensions des deux types de barres, leur taille ne devrait pas affecter le comportement de l'ancrage, en autant que toutes les dimensions du joint y sont proportionnelles. Les dimensions initialement choisies pour des barres 30M sont donc adaptées en fonction du diamètre des barres no.10 utilisées.

5.1.4 Orientation des fibres

Un autre facteur majeur dans la conception des joints de chevauchements est l'orientation donnée aux fibres lors de la coulée du BFUP, tel que discuté à la section 2.3. En effet, les fibres ont tendance à adopter une orientation parallèle à la direction de l'écoulement du béton frais. Il est donc important de prêter une attention particulière à la méthode de coulée afin d'obtenir une orientation des fibres représentative de la réalisation en chantier de l'élément testé.

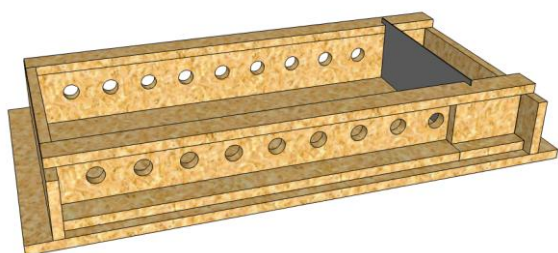
Les spécimens testés en laboratoire visent à reproduire le comportement du joint de chevauchement en BFUP à l'intersection du mur de front et de la semelle des culées préfabriquées. Tel que discuté à la section 2.3.2, l'orientation des fibres variera selon la méthode de coulée. Par contre, en raison du positionnement rapproché des barres et de la fissuration attendue, c'est l'orientation parallèle au plan des barres qui est la plus critique. C'est donc celle-ci qui a été adoptée pour les spécimens expérimentaux, puisqu'elle donnera des résultats conservateurs pour la résistance des joints. Il a été important de prêter une attention particulière à la direction d'écoulement du béton frais lors de la coulée des spécimens de joints, qui devait être perpendiculaire aux barres d'armature afin d'obtenir une orientation préférentielle des fibres adéquate.

5.2 Construction des spécimens

Cette section présente les étapes de la construction des spécimens, de la construction des coffrages à la coulée des joints, puis des semelles.

5.2.1 Coffrages des joints

La première étape de la fabrication des spécimens est la coulée des joints. Pour ce faire, des coffrages doivent d'abord être construits. Le coffrage du spécimen NCS, par exemple, est présenté à la Figure 5.4.



a) Concept du coffrage



b) Coffrage réel

Figure 5.4 Coffrage du spécimen de joint NCS

D'abord, étant donné la longueur relativement importante des faces longitudinales des coffrages, des raidisseurs sont ajoutés en haut et en bas de celles-ci afin de réduire la courbure pouvant se produire sous la pression du béton frais. Ensuite, neuf trous de 32 mm de diamètre sont percés dans chacune des faces longitudinales du coffrage, bien que seulement cinq barres dépassent d'un côté, et quatre de l'autre. En effet, puisque les barres sont chevauchées sur toute la longueur du joint, il

a été choisi de faire dépasser les barres du joint, sur environ 20 mm, du côté opposé à leur ancrage dans les semelles. Ainsi, elles peuvent passer dans les trous percés dans la face opposée du coffrage, permettant de les supporter en deux points et d'assurer leur alignement, tel que présenté à la Figure 5.5. Les barres de tous les spécimens sont placées avec la crénelure longitudinale vers les faces latérales (face non coffrée) afin d'assurer des conditions d'ancrage uniformes. Toutefois cela n'a pas été possible pour le spécimen CT pour lequel la crénelure longitudinale est orientée selon le plan des barres du joint afin d'assurer le bon contact entre les barres chevauchées.



Figure 5.5 Coffrage du spécimen NCS avec barres d'armature en place

Les fibres ont tendance à prendre une orientation aléatoire à l'endroit où est versé le béton frais. Dans le cas présent, une orientation préférentielle des fibres est visée dans le joint. Comme l'enrobage de part et d'autre des barres d'extrémité est relativement faible, il est certain qu'en versant le béton frais directement au bout du joint, l'orientation des fibres au niveau de la première barre serait inadéquate. Il a donc été choisi d'ajouter une surlargeur de 100 mm au coffrage, permettant ainsi de couler le béton à distance de la première barre. Ensuite, afin de détacher facilement la partie excédentaire du spécimen en BFUP, une plaque d'acier est insérée dans le béton frais. Le coffrage comporte donc une fente à l'endroit où la plaque doit être insérée afin d'obtenir la bonne largeur du joint.

5.2.2 Coulée des joints

La méthode adoptée pour la coulée des joints vise à générer l'orientation préférentielle des fibres perpendiculaire aux barres d'armature, tout en étant simple d'exécution et reproductible. De plus,

une vitesse suffisamment grande doit être générée afin de permettre au béton frais de s'écouler d'un bout à l'autre du coffrage, malgré l'encombrement dû aux barres d'armature. Pour ce faire, l'utilisation d'un réservoir présenté à la Figure 5.6 est retenue.



Figure 5.6 Réservoir utilisé pour la coulée des joints

Ce réservoir est conçu afin de contenir le même volume de béton que le plus gros des spécimens. Le BFUP frais y est donc versé, puis il est apporté sur un transpalette jusqu'au spécimen à couler. Une pièce en bois située à l'avant du réservoir permet de le fixer au coffrage du joint à l'aide de serre-joints afin de le maintenir en place. Une charnière relie cette pièce au réservoir, lui permettant de pivoter au bord du coffrage. Les anneaux d'ancrage situés à l'arrière servent à attacher le réservoir au pont roulant du laboratoire. Le réservoir peut donc être incliné afin de faciliter l'écoulement du béton frais. Lorsque tout est installé, la porte est légèrement ouverte afin de laisser le béton s'écouler, tel que présenté à la Figure 5.7.



Figure 5.7 Coulée des spécimens de joints

La méthode fonctionne bien lorsque le béton est suffisamment fluide. Par contre, la gâchée faite pour les spécimens CL et DNCO s'est avérée moins fluide que pour les autres spécimens de sorte que le BFUP ne se rendait pas jusqu'à l'extrémité du coffrage. Le remplissage des coffrages a donc dû être complété à la main, en faisant des passes à l'aide d'un seau. L'étalement de chacune des gâchées avait tout de même été mesuré avec un test au mini-cône basé sur la norme ASTM C1437 (modifiée), celui devant être de 215 ± 35 mm. (Industries KPM Ltée, 2021)

Une fois le coffrage rempli, la porte est fermée et le réservoir est retiré. La surface est ensuite égalisée à l'aide d'une truelle, puis la plaque d'acier est insérée. Finalement la face supérieure non coffrée est recouverte d'une pellicule plastique, tel que montré à la Figure 5.8.



a) Égalisation de la surface



b) Insertion de la plaque d'acier



c) Coulée terminée

Figure 5.8 Déroulement de la coulée d'un joint

La mise en place de la plaque d'acier dans le béton frais ne présente pas de problème, malgré la présence des fibres. Par contre, son insertion a pour effet de pousser les fibres qu'elle rencontre vers le fond du coffrage, ce qui crée une couche composée majoritairement de fibres sous la plaque, tel que montré à la Figure 5.9. Cette couche est assez mince, et facile à couper à l'aide d'une scie à béton du type montré ci-dessous.



Figure 5.9 Résultat de l'utilisation de la plaque en acier

La couche de fibres concentrées se formant sous la plaque d'acier est facile à observer une fois le spécimen scié. L'orientation des fibres de cette couche laisse notamment présager une bonne orientation des fibres dans le spécimen lui-même.

Les spécimens demeurent dans le coffrage pour une période de 24h suite à la coulée, afin de permettre la prise initiale du béton. Ils sont ensuite décoffrés, puis emballés dans du jute imbibé d'eau pour la cure humide. Ils sont finalement emballés dans une pellicule plastique afin d'éviter une évaporation trop rapide de l'eau pendant la cure. Enfin, 6 jours plus tard, donc 7 jours après la coulée, les jutes sont retirés et le béton est laissé à l'air libre pour mûrir jusqu'à l'essai.

Étant donné le caractère relativement nouveau de la méthode de coulée et les nombreuses incertitudes y étant liées, une coulée test a été réalisée avec un spécimen de convenance, ayant la géométrie NCS (désigné NCS-1 dans la suite). Celle-ci a permis de vérifier les propriétés du béton frais, le coffrage, la méthode de coulée et le sciage après la cure. Quelques problèmes sont d'ailleurs survenus et ont pu être corrigés avant la coulée principale. Premièrement, un seau de glace a été oublié lors du malaxage. L'erreur a évidemment été remarquée à partir de la consistance du béton obtenu, et la glace a été ajoutée plus tard dans la procédure de malaxage. Des amas de ciment mal incorporés se sont tout de même formés dans le béton frais. Deuxièmement, au moment du

décoffrage du joint, les faces latérales du coffrage ont été très difficiles à retirer, en raison des nombreuses barres les traversant, causant beaucoup de frottement. Le coffrage a donc dû être démolé pour être retiré, mais ce processus a pu créer des impacts et de la vibration sur le spécimen en jeune âge, l'endommageant prématurément. Pour les spécimens principaux, une meilleure méthode de décoffrage a été trouvée. Si une autre campagne du même type devait être entreprise, les coffrages pourraient être mieux pensés en vue d'un décoffrage simple et efficace.

5.2.3 Coffrages des semelles

Afin d'accélérer et de simplifier la construction des coffrages, il a été choisi d'utiliser les mêmes dimensions pour les semelles en BFUP de tous les spécimens. Ainsi, un seul type de coffrage peut être conçu et réutilisé partout. De plus, pour faciliter une telle réutilisation, chaque semelle est centrée sur les barres qui y sont ancrées. Six coffrages ont été construits, permettant de couler trois spécimens à la fois, donc deux coulées ont dû être faites.

Les dimensions des semelles en BFUP ont été sélectionnées en fonction de plusieurs critères. Tel que discuté à la section 4.4.1.1, la hauteur a été établie à 400 mm, afin d'avoir un ancrage plus long que celui disponible dans les spécimens, qui est de $10d_b$, soit 320 mm. La longueur a été posée à 800 mm, pour permettre d'accommoder les spécimens les plus longs, qui font 768 mm. La largeur a été choisie de manière à permettre de positionner les vérins en contact avec les semelles supérieure et inférieure, en laissant 20 mm d'espace par rapport à la face du spécimen, centrés sur les barres du haut. La géométrie des semelles est résumée à la Figure 5.10.

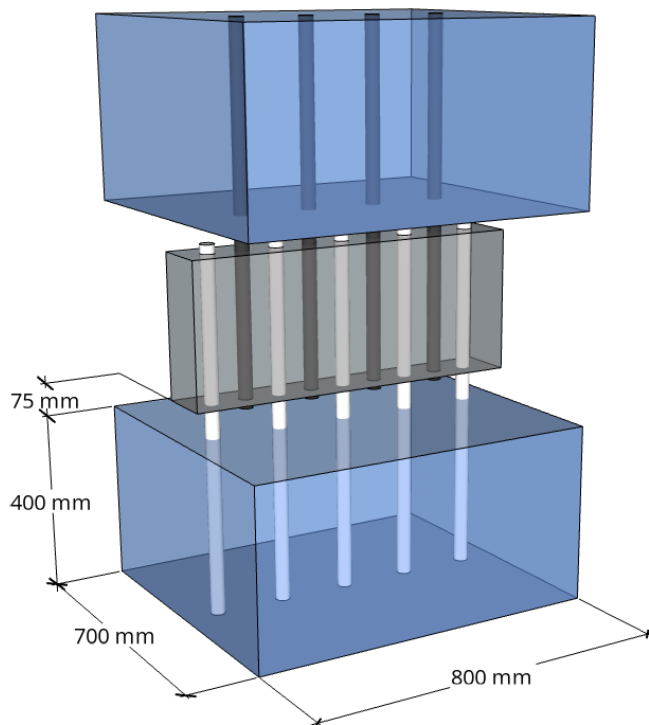
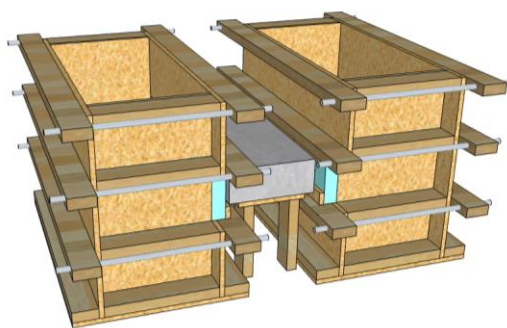


Figure 5.10 Dimensions des semelles en BFUP

La Figure 5.10 ci-dessus montre également un espace vertical de 75 mm prévu entre le spécimen de joint et chaque semelle. Cet espace permet d'abord de coller les jauges de déformation sur les barres d'armature. Il permet ensuite de placer le coffrage des semelles lors de leur coulée et aussi d'avoir suffisamment de dégagement entre les semelles pour y positionner le montage mécanique des vérins. Finalement, il permet une observation visuelle de la face du joint perpendiculaire à l'axe des barres.

La coulée des semelles s'est faite à l'horizontale, pour couler 2 semelles à la fois, et avoir des surfaces coffrées sur les faces d'appui des vérins. Étant donné la hauteur de béton frais contenue par les coffrages, les parois verticales sont construites avec du contre-plaqué, et rigidifiées par des moises. Des tiges filetées agissant comme tirants empêchent les parois de s'ouvrir. Le concept des coffrages, ainsi que le produit obtenu, sont présentés à la Figure 5.11. Il est intéressant de mentionner ici que l'utilisation de dessins 3D pour ces coffrages a été fort utile pour la prédiction des conflits possibles entre les nombreux éléments présents. Plusieurs itérations ont été nécessaires pour arriver à un concept qui fonctionne.



a) Concept des coffrages



b) Coffrages réels

Figure 5.11 Coffrages des semelles avec joint en BFUP intercalé

Le spécimen de joint étant déjà coulé au moment de faire les semelles, celui-ci a été déposé sur une petite table afin de le soutenir à la bonne hauteur durant la coulée des blocs et ce, jusqu'à leur mûrissement. Les coffrages des semelles ont ensuite été insérés par l'extrémité des barres, jusqu'à ce que celles-ci touchent l'autre côté du coffrage.

Il était important de concevoir la face du coffrage qui se trouve du côté du spécimen de manière à pouvoir être retirée aisément une fois le béton durci, puisqu'elle se retrouve entre le joint et la semelle. Cette face a donc été assemblée avec deux panneaux de contre-plaqué en haut et en bas, et avec du styromousse dans la partie traversée par les barres. Les morceaux de contre-plaqué ont donc pu être retirés aisément lors du décoffrage et réutilisés, et le morceau de styromousse a simplement été brisé pour être retiré. Les jauges de déformation (sur les barres d'armature et sur le béton) étant collées avant la coulée des semelles, le styromousse présente aussi l'avantage de protéger celles-ci lors de la coulée, contrairement à un coffrage en bois.

5.2.4 Armature des semelles

Tel que discuté à la section 4.4.1.1, les semelles comportent de l'armature supplémentaire afin de contribuer à la résistance de l'ancrage des barres d'armature et d'éviter une rupture à cet endroit. Deux barres 20M en acier 400W sont placées de part et d'autre de chacune des barres provenant du joint afin de reprendre le tirant horizontal se formant dans les semelles. Quatre barres 10M 400W sont également disposées perpendiculairement aux 20M. La Figure 5.12 présente la disposition de l'armature supplémentaire pour une semelle où quatre barres haute résistance sont

ancrées. Pour les semelles contenant cinq ou dix barres haute résistance, celles-ci demeurent centrées dans la semelle, et le nombre de barres 20M et/ou 10M est augmenté en conséquence.

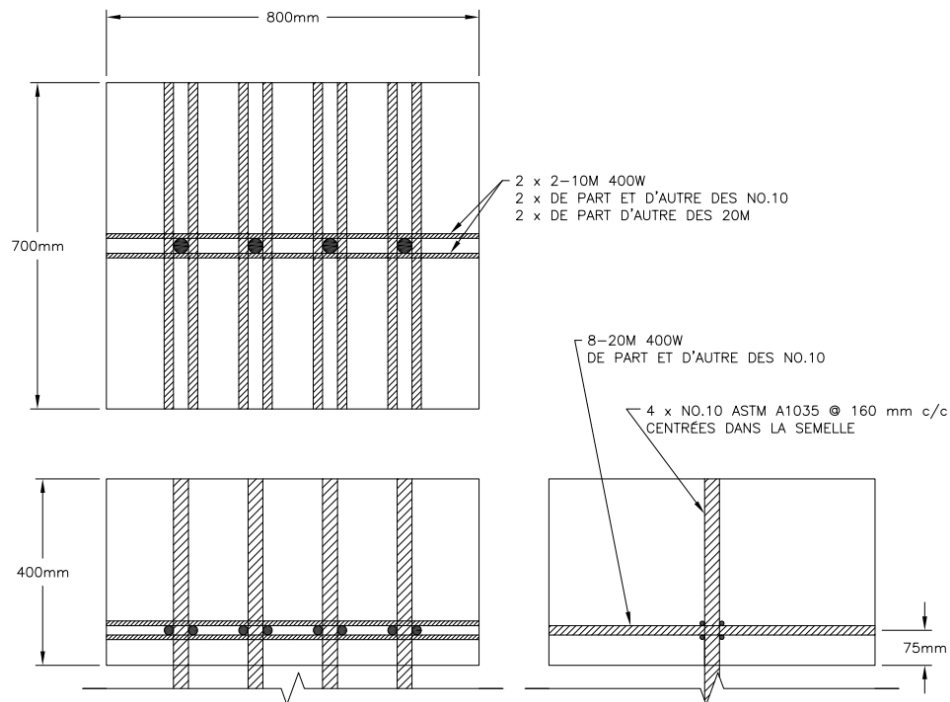


Figure 5.12 Plan des barres d'armature supplémentaires dans une semelle

Les barres d'armature supplémentaires sont prolongées d'un bout à l'autre de la semelle, car aucun enrobage minimal n'est requis ici. L'armature est mise en place après l'assemblage du coffrage. Les barres ASTM A1035 no. 10 se retrouvent donc à l'horizontale. Les armatures 20M sont d'abord mises en place, à la verticale, en étant appuyées au fond du coffrage et attachées aux barres no. 10. Les armatures 10M sont ensuite placées et attachées au-dessus et au-dessous des barres no. 10, de part et d'autre des barres 20M. La Figure 5.13 montre le résultat obtenu.



Figure 5.13 Armature supplémentaire mise en place

La disposition obtenue n'a pas toujours été parfaite car les barres reçues étaient parfois légèrement courbées et les armatures 20M ont été attachées en un seul point. Toutefois cela n'a pas affecté le comportement des blocs lors des essais.

5.2.5 Coulée des semelles

Tel que mentionné précédemment, un jeu de six coffrages a été fabriqué pour les semelles, donc deux coulées distinctes ont dû être réalisées pour l'ensemble des spécimens. Un malaxeur ayant une capacité de 130 L a été utilisé pour la préparation du BFUP. Une semelle ayant un volume de 224 L sans pertes, deux gâchées sont nécessaires pour remplir un coffrage. Un total de 12 gâchées de BFUP a donc dû être malaxé en une journée de coulée. Il a par conséquent été nécessaire d'établir une procédure de coulée efficace afin de réussir à tout réaliser en une journée. Ainsi, pendant qu'une gâchée était coulée dans le coffrage, le malaxage de la gâchée suivante devait être fait. Afin de permettre ce roulement, et d'acheminer le béton frais vers les coffrages, un bac en bois, similaire au réservoir utilisé pour la coulée des joints mais de plus grandes dimensions, a été employé. Il était accroché au pont roulant du laboratoire, et était aussi muni d'une porte permettant de gérer l'écoulement.

Une problématique importante est associée au fait que deux gâchées soient nécessaires pour remplir un coffrage. En effet, comme il a été mentionné précédemment, les coffrages des semelles ont été conçus de manière à ce que les barres qui y sont ancrées soient centrées dans la largeur (qui se retrouve à être à la verticale pour les coulées). Ainsi, si une première moitié du coffrage est coulée avec une gâchée, puis la seconde moitié avec une deuxième gâchée, il y a de fortes chances de

retrouver un joint froid, ou du moins un plan de faiblesse sans fibres, exactement à l'endroit où passent les barres d'armature et où les efforts de traction dans le BFUP des semelles est le plus élevé. Afin de remédier à ce problème, une séquence de coulée a été établie. Les deux semelles d'un même spécimen étaient remplies chacune au quart avec la première gâchée. Un des deux coffrages était ensuite rempli aux trois quarts avec la deuxième gâchée, idem pour le second coffrage avec la troisième gâchée. Finalement, la quatrième gâchée était répartie pour compléter le remplissage des deux coffrages. Dans le but de tout de même minimiser la ségrégation entre les différentes couches de béton coulées, une pellicule plastique était appliquée sur le béton frais entre les gâchées. De plus, la surface était de nouveau mélangée avant de verser une nouvelle gâchée alors que le béton était vibré manuellement, avec une pelle dans le béton frais, afin de bien mélanger et lier les couches. L'orientation des fibres est donc aléatoire dans les semelles. La Figure 5.14 présente quelques étapes du déroulement de la coulée d'une semelle décrites ci-dessus.



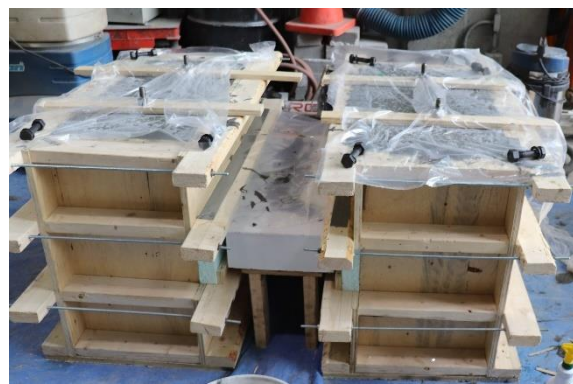
a) Remplissage du bac en bois



b) Coulée d'une semelle



c) Pellicule plastique entre les gâchées



d) Résultat final

Figure 5.14 Coulée des semelles

Une inquiétude a été soulevée concernant la chaleur d'hydratation générée par la masse relativement importante du BFUP des semelles. Un thermocouple a donc été installé dans le béton frais de l'une d'elles afin de monitorer l'évolution de la température, tel que présenté à la Figure 5.15. Une température maximale de 76.2°C est atteinte environ 15h après la coulée.

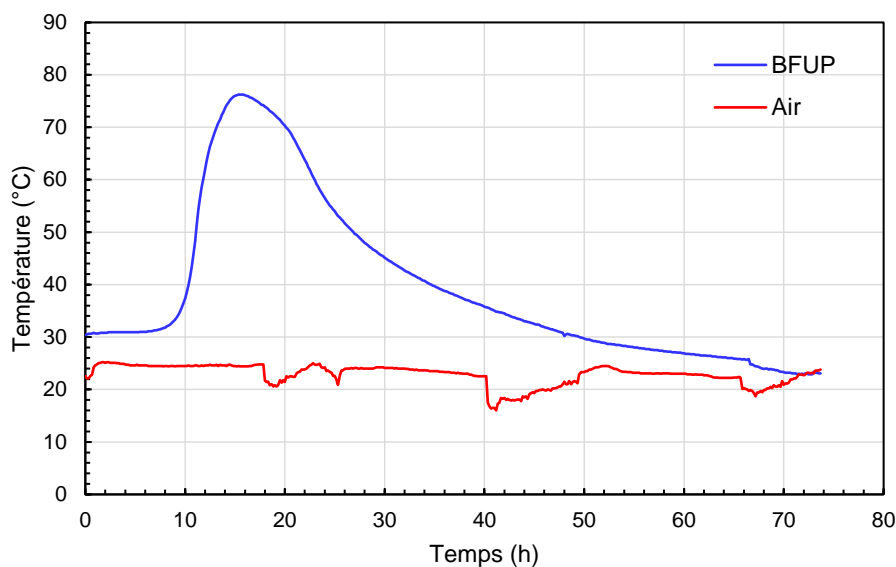


Figure 5.15 Chaleur d'hydratation du BFUP

Comme pour les joints, les semelles ont été laissées dans leur coffrage pendant 24h, puis elles ont été emballées dans du jute imbibé d'eau, puis dans une pellicule plastique pour minimiser l'évaporation. De l'eau a été ajoutée lorsqu'il en manquait, pendant 6 jours. Le plastique et le jute ont ensuite été retirés puis le BFUP a été laissé à l'air libre.

5.3 Matériaux

La section qui suit présente les propriétés des matériaux composant les spécimens testés ainsi que les semelles.

5.3.1 Barres d'armature haute-résistance

Les barres d'armature utilisées dans les spécimens de joint sont des barres américaines haute-résistance ASTM A1035 Grade 120 commercialisées par l'entreprise MMFX. Des barres no. 10 (10/8^e de pouce) ayant un diamètre nominal de 32 mm (1.270 po) et une section nominale de 819 mm² (1.270 po²), ont été utilisées afin de correspondre à celles utilisées pour l'ancrage du mur

de front des culées aux semelles (généralement 30M ou 35M). Les propriétés nominales de ces barres sont présentées dans le Tableau 5.2. Toutefois, les propriétés réelles doivent être utilisées pour le traitement des données. En effet, la caractérisation du comportement de ces barres est cruciale, puisque c'est à l'aide des jauges de déformation sur les barres d'armature que la répartition de la contrainte est calculée au fil des essais.

Tableau 5.2 Propriétés nominales des barres MFX ASTM 1035 – Grade 120

Propriété	Unités américaines (ksi)	Unités SI (MPa)
$f_y^{(1)}$	120	827
f_u	150	1034

⁽¹⁾ Décalage de 0.2%

Trois barres ont été préparées comme celles des joints, c'est-à-dire que les crénelures sont sablées, et deux jauges de déformation sont collées de part et d'autre, à 90° de l'axe de la crénelure longitudinale. Une quatrième barre a été usinée afin de réduire son diamètre à environ 25 mm (24.6 mm exactement), et instrumentée avec deux jauges également. Cet usinage permet de connaître l'aire exacte de la barre et donc de déduire le module élastique de l'acier. Les résultats de ces tests sont présentés à la Figure 5.16. Les barres ne sont pas chargées jusqu'à la rupture, afin d'éviter d'endommager les mâchoires de la presse lorsque la rupture est atteinte étant donné la grande force accumulée à ce moment.

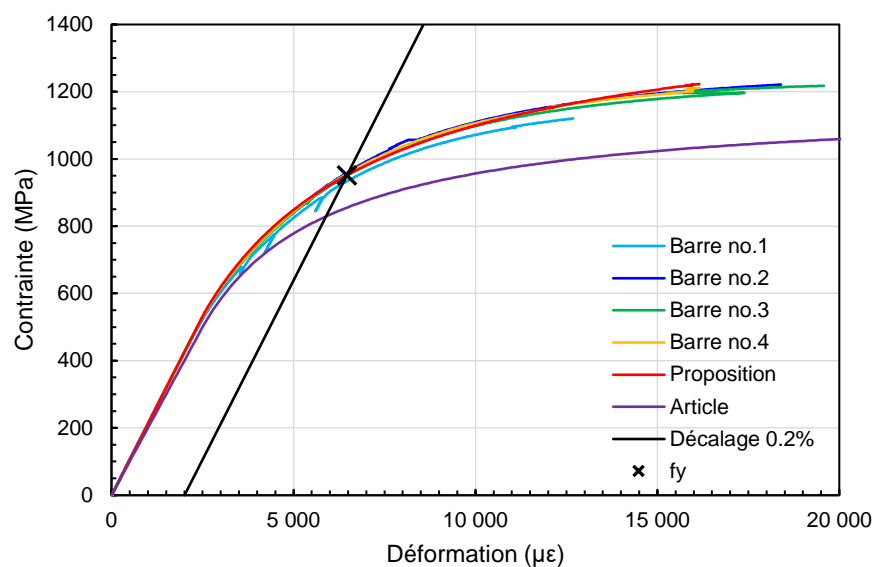


Figure 5.16 Essais de traction sur les barres d'armature

La barre no. 4 est celle qui est usinée à un diamètre de 24.6 mm. Les résultats de cet essai sont donc utilisés pour déterminer le module élastique de l'acier, qui est de 212 700 MPa. Cette valeur correspond à la valeur de 210 000 MPa observée par Bastide (2020) qui a utilisé le même type de barres d'armature, acier et diamètre.

Pour les barres 1 à 3, en raison du sablage, l'aire transversale est incertaine. Celle-ci est donc déterminée de manière à obtenir le même module élastique (donc la même pente dans la section linéaire de la courbe). Les aires trouvées sont respectivement de 767 mm², 719 mm² et 740 mm². La moyenne de ces trois valeurs est égale à l'aire définie par le diamètre intérieur de la barre, c'est-à-dire 742 mm². Cette aire est utilisée pour traiter les données issues des jauges de déformation lors des essais.

Aldabagh et Alam (2020) ont proposé l'équation ci-dessous pour décrire le comportement des barres ASTM A1035, représentée par la courbe en violet intitulée « Article » à la Figure 5.16.

$$f_s = \begin{cases} 200\,000 \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq 0.00241 \\ 1172 - \frac{2.379}{\varepsilon_s + 0.00104} & 0.00241 < \varepsilon_s \leq 0.060 \end{cases} \quad (5.1)$$

Cette équation suppose que le module élastique de l'acier est de 200 000 MPa. Comme il est illustré à la Figure 5.16, la courbe donnée par cette équation ne convient pas tout à fait aux barres testées dans le cadre des essais. Un ajustement des paramètres de l'équation est donc fait afin de mieux s'adapter aux courbes obtenues en laboratoire. La relation contrainte-déformation proposée est la suivante, correspondant à la courbe « Proposition » à la Figure 5.16 :

$$f_s = \begin{cases} 212\,700 \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq 0.00255 \\ 1472 - \frac{4.640}{\varepsilon_s + 0.00244} & 0.00255 < \varepsilon_s \leq 0.016 \end{cases} \quad (5.2)$$

Cette équation donne des résultats très près des valeurs mesurées jusqu'à une déformation de 12 000 $\mu\varepsilon$. Elle s'écarte cependant des résultats expérimentaux pour des déformations supérieures à 15 000 $\mu\varepsilon$. Toutefois, les déformations atteintes au cours des essais sur les joints de chevauchement restent inférieures à cette valeur, donc la courbe est adéquate pour le traitement des données. La limite élastique obtenue d'un décalage de 0.2% de la droite donnée par le module élastique, à l'intersection avec la courbe calculée avec l'équation (5.2) est égale à 951 MPa.

5.3.2 BFUP des joints de chevauchement

Le BFUP composant les spécimens de joints de chevauchement a été sélectionné afin de correspondre à celui utilisé dans le cadre des essais de Bastide (2020), les deux projets étant reliés. Il s'agit d'une formulation commercialisée par *Sika* (anciennement *Matériaux King*) sous l'appellation UP-F2.5 POLY contenant 2.5% par volume (195 kg/m^3) de fibres. Pour les spécimens de joints, des fibres Dramix OL13/.2 fabriquées par l'entreprise *Bekaert* ont été retenues.

Pour la coulée test du spécimen NCS-1, une seule gâchée de 65 L a été requise. Quelques cylindres de 3 po. ainsi que deux tirants $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ ont été fabriqués. Les essais de compression semblent montrer que l'erreur commise lors du malaxage (voir section 5.2.2) ait légèrement bonifié la résistance à cet effort (voir Tableau 5.3). Cependant, l'essai sur l'un des deux tirants testés n'a pas été concluant (tous les LVDT ont décollé juste après le pic), donc il est difficile de tirer des conclusions sur la performance en traction. Des résistances au pic de 11.9 MPa et 10.3 MPa ont été obtenues à des déformations respectives de $2910 \mu\epsilon$ et de $3260 \mu\epsilon$, comparé à 11.6 MPa à $1832 \mu\epsilon$ pour la courbe moyenne des six tirants de la coulée principale (voir Annexe C). L'ouverture de fissure maximale atteinte dans le seul tirant concluant a été d'environ 3 mm, comparé à environ 4 mm pour la moyenne de la coulée principale. Les comportements en traction semblent donc comparables, mais il est impossible de l'affirmer en toute certitude.

Pour la coulée principale, un total de 201 L a été nécessaire pour les cinq joints eux-mêmes alors que 114 L ont été requis pour les spécimens de caractérisation, en plus des pertes. Le malaxeur du Laboratoire de structures de Polytechnique Montréal ayant une capacité de 130 L, trois gâchées ont été nécessaires pour couler l'ensemble des spécimens. La coulée des spécimens de caractérisation a été répartie sur l'ensemble des gâchées réalisées, afin d'avoir une bonne représentation de la variabilité des mélanges, bien que la formule reste la même.

La campagne d'essais de caractérisation comprend les spécimens suivants :

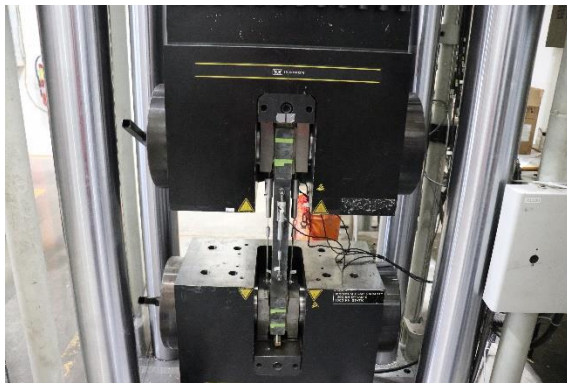
- 6 os de section $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$, testés en traction directe;
- 6 tirants de section $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, testés en traction directe;
- 6 dallettes de section $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$, testées en flexion 4 points;
- 10 cylindres de 3 po. de diamètre, pour la détermination de f'_c à diverses échéances;
- 3 cylindres de 4 po. de diamètre, pour la détermination du module élastique.

La résistance en compression a été testée une première fois à 35 jours, puis une deuxième fois lors des essais sur les joints. Le module élastique a été testé lors des essais sur les joints. Les résultats obtenus sont résumés au Tableau 5.3. Les essais sur les joints ont eu lieu alors que le béton avait un âge entre 98 et 139 jours.

Tableau 5.3 Propriétés en compression du BFUP UP-F2.5 POLY

Coulée	Âge (jours)	f_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
Test	106	176.9	--	--
Principale	35	159.6	--	--
	111	166.7	43 575	0.240

Le comportement en traction est tiré des essais sur les os, sur les tirants et sur les dallettes. Seuls les résultats des essais sur les os sont présentés ci-dessous. Les résultats obtenus des tirants et des dallettes sont présentés à l'Annexe C. La Figure 5.17 présente un essai de traction directe sur os en BFUP.



a) Montage dans la presse Instron



b) Os fissuré

Figure 5.17 Essai de traction directe sur os en BFUP

Pour l'essai de traction directe, l'os est installé dans les mâchoires de la presse à ses deux extrémités plus larges et mis en traction jusqu'à sa rupture. Des LVDT sont installés sur chacune des faces afin de mesurer les déplacements et d'obtenir les courbes contrainte – déformation et contrainte – ouverture de fissure présentées à la Figure 5.18.

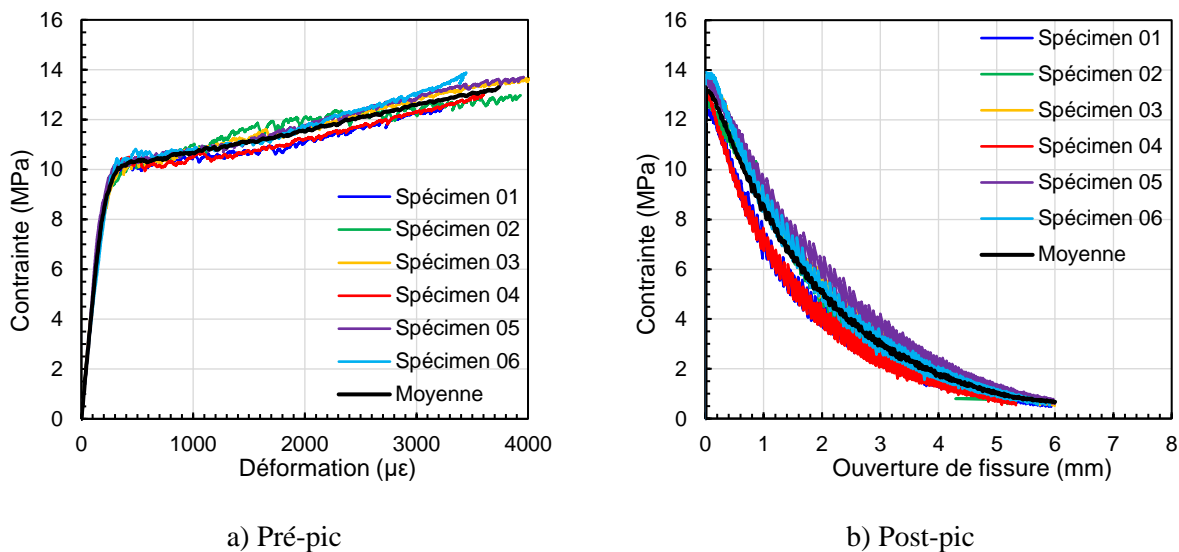


Figure 5.18 Courbes de comportement en traction des os de BFUP UP-F2.5 POLY

La contrainte de traction moyenne atteinte au pic est donc de 13.3 MPa, pour une déformation de 3738 $\mu\epsilon$. L'ouverture maximale des fissures tend asymptotiquement vers 7.5 mm, la demi-longueur des fibres. Ces essais ont été réalisés à 111 jours.

5.3.3 BFUP des semelles

Le BFUP composant les semelles est une formulation commercialisé par *Lafarge* sous l'appellation Ductal® et contenant 3% par volume (234 kg/m^3) de fibres droites en acier haute résistance. Tel que mentionné précédemment, deux journées de coulées ont été nécessaires afin de fabriquer l'ensemble des 12 semelles nécessaires aux 6 spécimens de joints, pour un total de 2688 L, sans considérer les pertes. Pour chacune de ces journées, 12 gâchées ont été mélangées, chacune permettant de couler la moitié d'une semelle. Les surplus de béton ont été utilisés pour les spécimens de caractérisation. Une troisième journée de coulée a été organisée pour la fabrication des spécimens de caractérisation manquants. La campagne d'essais de caractérisation est la même que celle réalisée pour le BFUP des joints (voir section 5.3.2).

La résistance en compression a été testée à différentes échéances afin de caractériser l'évolution de la résistance en compression au fil du temps. La Figure 5.19 résume ces résultats.

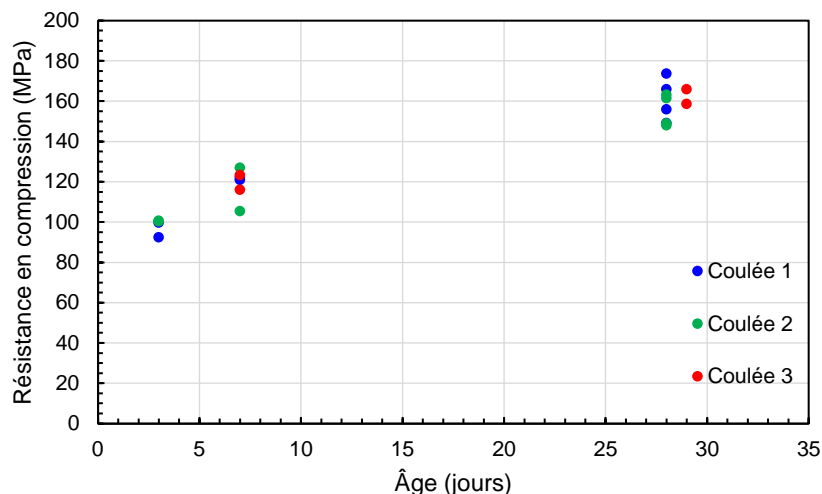


Figure 5.19 Évolution de la résistance en compression du BFUP Ductal® 3% dans le temps

Le BFUP n'a pas été testé de nouveau au moment des essais sur les joints puisque ce n'est pas lui qui dicte la résistance de ces derniers. Les propriétés à 28 jours sont tout de même résumées ci-dessous.

Tableau 5.4 Propriétés en compression du BFUP Ductal® 3%

Échéance (jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
28	159.5	57 082	0.272

Les essais sur les joints ont eu lieu alors que le béton des semelles avait de 51 à 92 jours, donc il est attendu que celui-ci ait gagné en résistance au-delà de la valeur mesurée à 28 jours.

Le comportement en traction est encore une fois tiré des essais sur les os, sur les tirants et sur les dalles. Seuls les résultats des essais sur les os sont présentés ci-dessous. Les résultats obtenus des tirants et des dalles sont présentés à l'Annexe C. Les courbes contrainte – déformation et contrainte – ouverture de fissure sont présentées à la Figure 5.20.

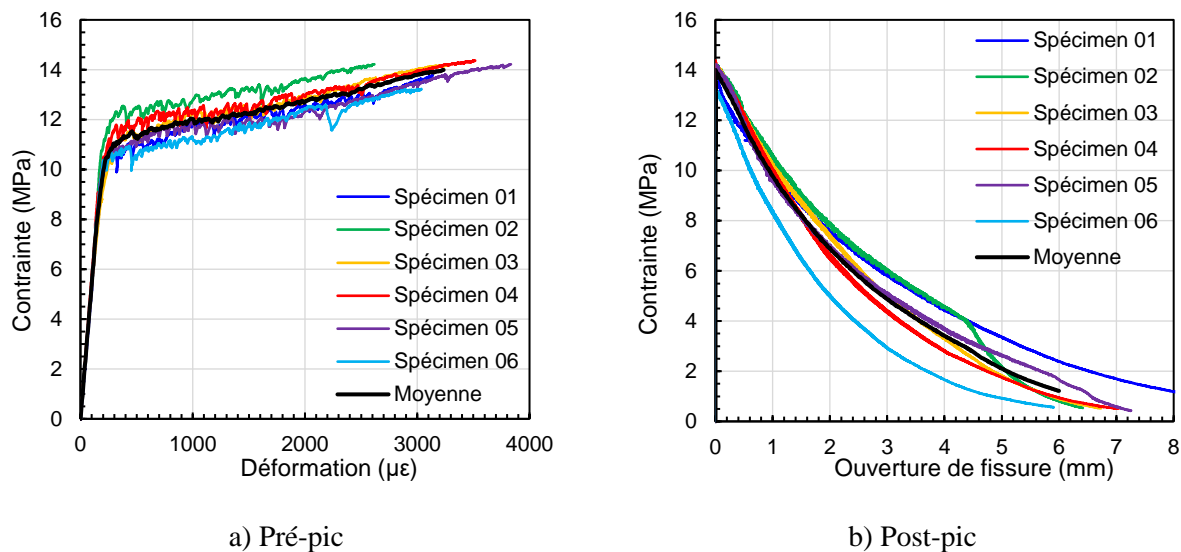


Figure 5.20 Courbes de comportement en traction des os de BFUP Ductal® 3%

La contrainte de traction moyenne atteinte au pic est donc de 14.0 MPa, pour une déformation de 3234 $\mu\epsilon$. Ces essais ont été réalisés à 28 jours. Le BFUP a donc pu avoir gagné légèrement en résistance jusqu'aux essais.

5.4 Modèles numériques des joints

Des modèles numériques par éléments finis ont été réalisés à partir du logiciel Abaqus, afin de prédire le comportement des spécimens, notamment leur résistance et leur patron de fissuration. Les résultats ont ainsi permis de guider la préparation du montage (calibration de l'instrumentation, force à développer dans les vérins) et la disposition de l'instrumentation pour capter les fissures importantes.

5.4.1 Hypothèses des modèles

Des modèles à l'échelle de la crénelure comme ceux développés par Lagier (2015) et présentés à la section 2.5.3 ont été préparés par Zahedi (2021). Ainsi, deux composantes ont été modélisées, soit une barre d'armature et un prisme de béton, tel que montré à la Figure 5.21.

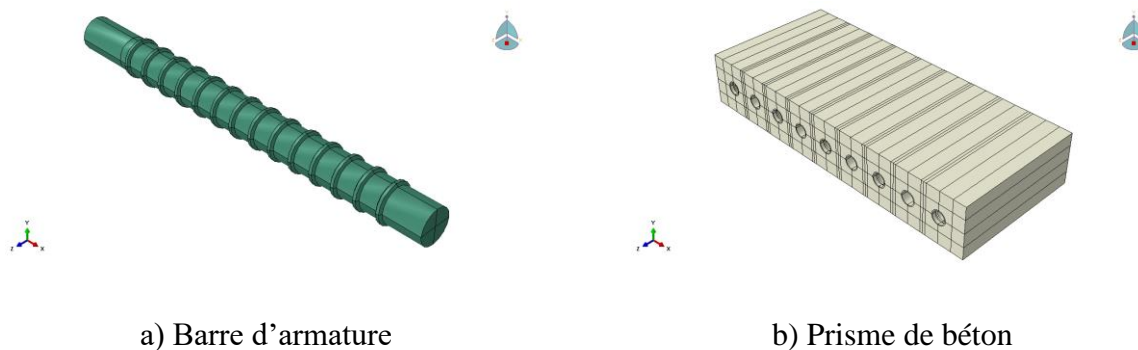


Figure 5.21 Composantes modélisées dans Abaqus

La modélisation de la barre inclut donc des crénelures transversales, permettant de bien représenter la surface de contact entre la barre et le béton. Le prisme de béton, quant à lui, comporte des zones de vide correspondant aux positions des barres qui y sont ancrées et à leur géométrie.

Au niveau des propriétés des matériaux, l'acier est modélisé de manière linéaire élastique, avec un module élastique de 200 000 MPa et un coefficient de Poisson de 0.3. Le comportement du BFUP est représenté à l'aide du modèle constitutif EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2017), présenté à la section 2.4. Les courbes de comportement simplifiées et réduites définissant le matériau sont présentées à la Figure 5.22.

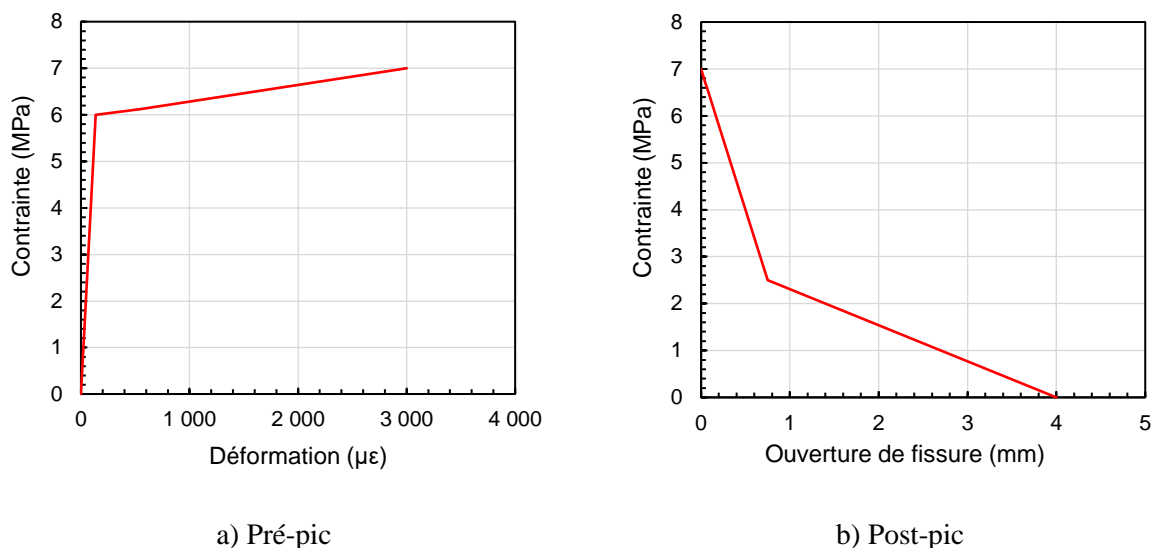


Figure 5.22 Loi de comportement en traction préliminaire du BFUP des joints dans EPM3D

Ces lois de comportement sont seulement préliminaires, puisque le travail sur les modèles a été réalisé préalablement au travail en laboratoire. Le modèle EPM3D ne permet pas pour le moment

de tenir compte de l'orthotropie du BFUP, selon la direction préférentielle d'orientation des fibres. Pour cette raison, une loi réduite relativement aux propriétés mesurées expérimentalement de campagnes d'essais antérieures a été retenue.

L'analyse est de type dynamique explicite. Le temps d'analyse imposé est choisi de manière à obtenir des ratios d'énergie cinétique vs énergie interne inférieurs à 5%, ce qui permet de supposer une analyse quasi-statique. Le contact entre le béton et l'armature est modélisé à l'aide d'une loi de type Hard contact. Le frottement acier-béton n'est pas considérée dans les modèles, puisqu'il a été montré que celui-ci affecte peu le résultat des analyses (Zahedi, 2021), surtout qu'il s'agit de modèles préliminaires, comportant déjà beaucoup d'hypothèses.

Au niveau des conditions frontières, les déplacements transversaux en x et y (la direction z correspondant à l'axe d'une barre d'armature) sont bloqués au niveau du point situé au centre des barres, à chacune de leurs extrémités. Le chargement est contrôlé en déplacement, en appliquant un mouvement en z à la face transversale des barres testées, là où se trouverait la semelle supérieure. Le déplacement en z des barres en attente est quant à lui empêché, là où se trouverait la semelle inférieure.

Tel que mentionné à la section 2.5.3, la taille du maillage est dictée par la taille des crénelures, soit 3 mm. Les éléments sont des éléments *Explicit* hexaédriques à intégration réduite (C3D8R) avec un *Hourglass control* (déformation nulle au point d'intégration de l'élément) défini par le mode *Relax Stiffness*.

5.4.2 Résultats obtenus et prédiction du comportement

L'objectif des modèles est surtout de prédire la contrainte développée dans chacune des barres et d'en vérifier l'uniformité, ainsi que d'observer le patron de fissuration attendu. Comme mentionné précédemment, les propriétés orthotropes du BFUP attendues en laboratoire en raison de l'orientation des fibres perpendiculaire aux barres ne sont pas prises en compte dans le modèle numérique. Ainsi, certaines des fissures prédites par les modèles en direction perpendiculaire aux fibres ne se produisent pas nécessairement en laboratoire et inversement, les fissures parallèles aux fibres se produisent plus facilement. La fissuration du BFUP prédite par EPM3D est illustrée à l'aide de la variable SDV52.

La contrainte moyenne développée dans les barres testées, pour chacun des spécimens, est présentée à la Figure 5.23. Le déplacement est celui imposé aux barres testées pour le chargement.

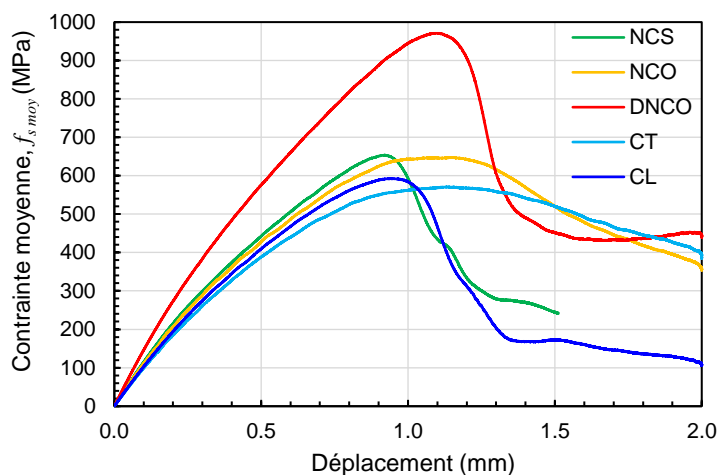


Figure 5.23 Comparaison des modèles numériques des joints

D'abord, les spécimens avec chevauchement en contact développent une résistance inférieure à ceux sans contact. Les spécimens CL et NCS, c'est-à-dire ceux ayant toutes les barres dans le plan longitudinal, présentent une pente post-pic plus prononcée que celle des spécimens dont les barres sont décalées transversalement (CT et NCO), ce qui laisse présager une rupture plus fragile. Le spécimen DNCO est celui ayant de loin la plus grande résistance, probablement en raison du nombre supplémentaire de barres en attente et de l'épaisseur de béton qui s'en trouve augmentée, améliorant le confinement.

5.4.2.1 Types de fissuration observés

Deux directions principales de fissuration de fendage sont observées dans les modèles et plus loin dans les spécimens expérimentaux. Ils sont présentés à la Figure 5.24.

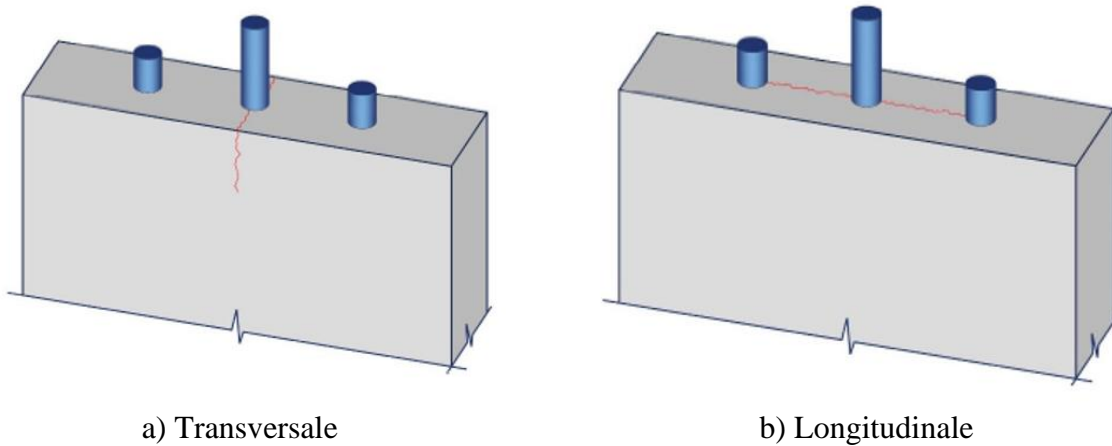


Figure 5.24 Types de fissuration présents dans les joints de chevauchement (Zahedi, 2021)

La fissuration se fait selon deux directions principales. Elle peut être perpendiculaire au plan des barres d'armature, et être alors désignée comme transversale. Elle peut également être parallèle au plan des barres, se formant d'une barre chevauchée à l'autre, et être désignée comme longitudinale. Cette nomenclature est adoptée pour toute la suite de ce mémoire.

5.4.2.2 Spécimen sans contact symétrique (NCS)

Le spécimen NCS atteint une résistance moyenne maximale dans les barres de 654 MPa. La Figure 5.25 fait la comparaison des contraintes dans chacune des barres.

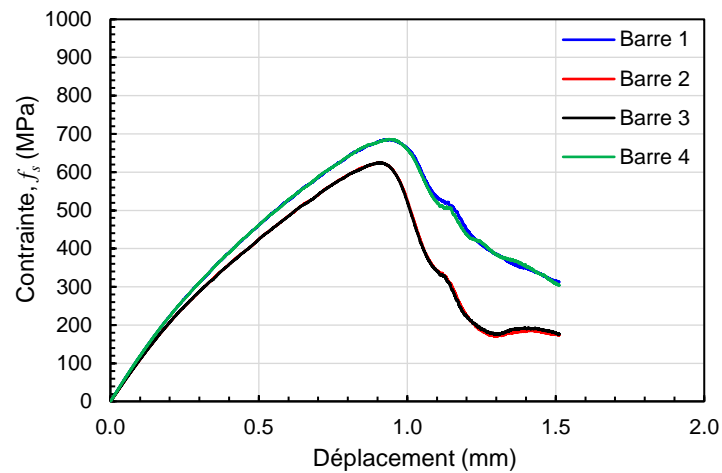


Figure 5.25 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen NCS

Des contraintes maximales de 686 MPa et 625 MPa sont atteintes respectivement dans les barres extérieures et intérieures. La contrainte maximale est d'abord atteinte dans les barres intérieures,

puis dans les barres extérieures avec un léger décalage. Le patron de fissuration est présenté à la Figure 5.26.

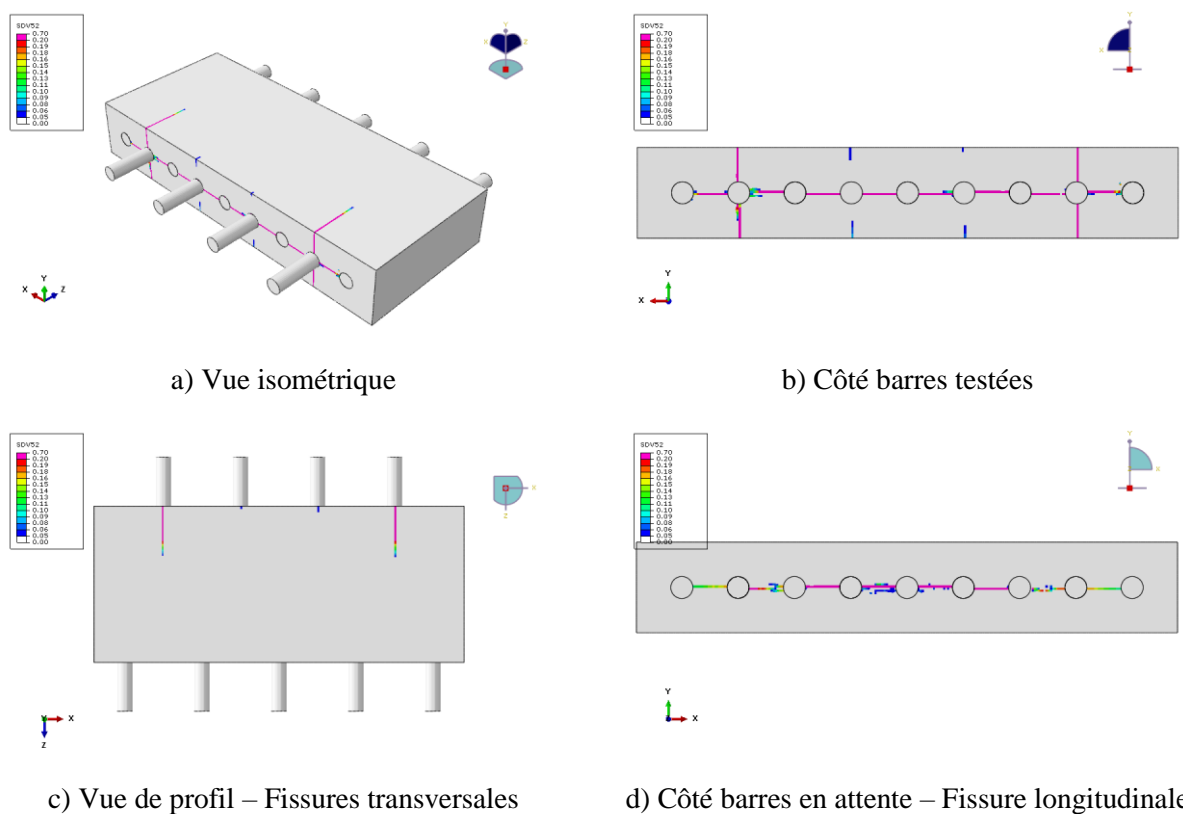


Figure 5.26 Fissuration à la rupture - Spécimen NCS

Les fissures de fendage transversales (perpendiculaires au plan des barres) sont les premières à se former vis-à-vis des barres extérieures. Ensuite, la fissure de fendage longitudinale (parallèle au plan des barres) se forme à partir des barres intérieures. Finalement, la rupture se produit lorsque la fissure longitudinale traverse l'ensemble du joint, d'une barre extérieure à l'autre, de haut en bas du spécimen. Le patron de fissuration n'est pas symétrique du côté des barres testées et du côté des barres en attente, en raison du nombre de barres en attente qui est supérieur, donc la contrainte est moindre dans chacune des barres.

5.4.2.3 Spécimen sans contact décalé (NCO)

Le spécimen NCO atteint une résistance moyenne maximale dans les barres de 648 MPa. La Figure 5.27 fait la comparaison des contraintes dans chacune des barres.

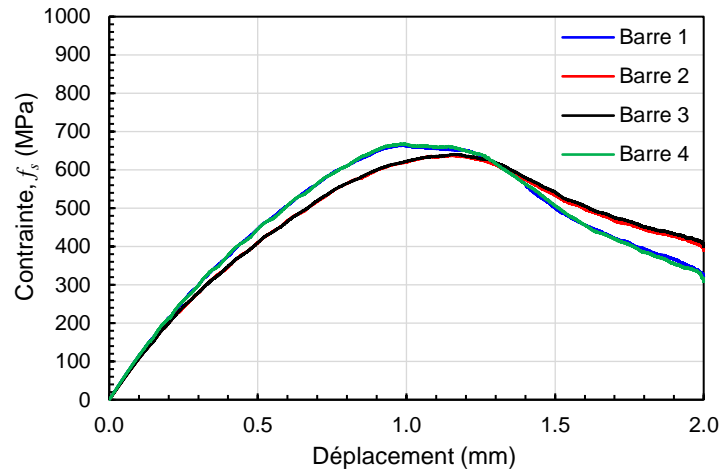


Figure 5.27 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen NCO

Des contraintes maximales de 666 MPa et 639 MPa sont atteintes respectivement dans les barres testées extérieures et intérieures. La contrainte maximale est d'abord atteinte dans les barres extérieures, puis dans les barres intérieures. Comme observé sur le graphique de la contrainte moyenne, la pente post-pic est peu prononcée. Le patron de fissuration est présenté à la Figure 5.28.

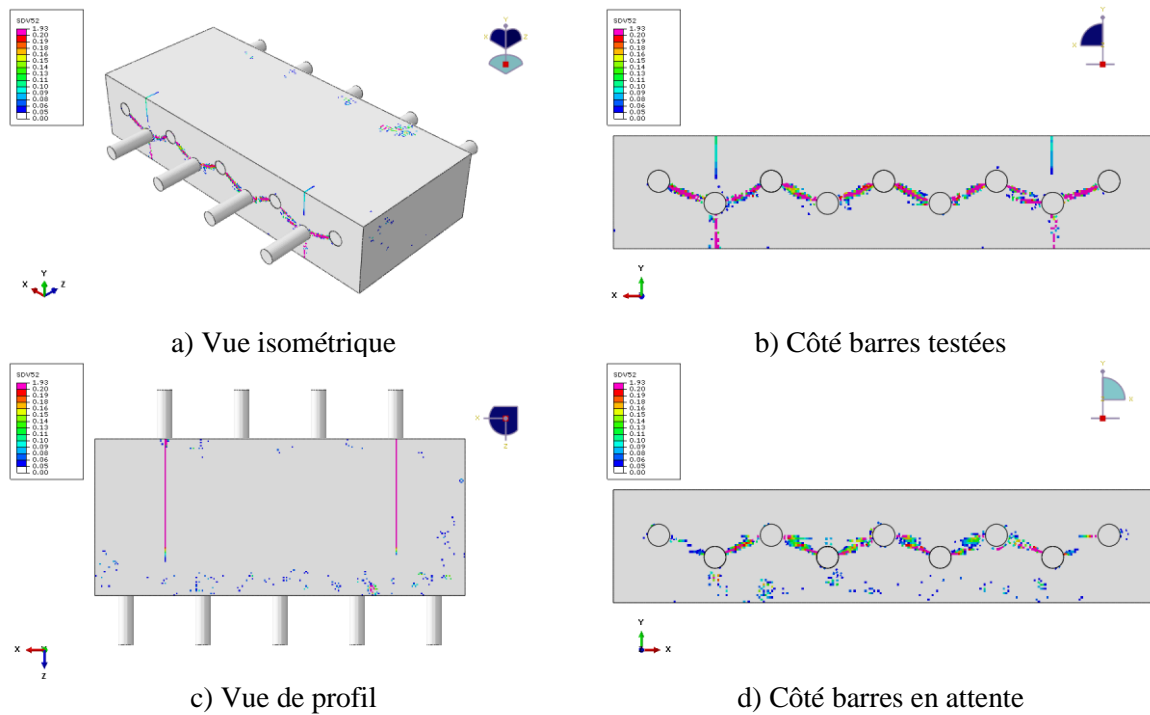


Figure 5.28 Fissuration à la rupture - Spécimen NCO

Les fissures transversales sont les premières à se former vis-à-vis les barres extérieures, vers la face la plus près. Ensuite, la fissure longitudinale en zigzag se forme à partir de toutes les barres testées. Puis, la fissure transversale des barres extérieures du côté de la face la plus éloignée commencent à se développer. Finalement, la rupture se produit lorsque la fissure longitudinale en zigzag se développe sur l'ensemble du joint, d'une barre extérieure à l'autre, de haut en bas du spécimen. La fissure de fendage transversale du côté de l'enrobage moindre fait alors presque toute la hauteur du spécimen, tandis que celle du côté opposé est peu développée. Le patron de fissuration n'est pas symétrique du côté des barres testées et du côté des barres en attente, en raison du nombre de barres en attente qui est supérieur, donc la contrainte est moindre dans chacune des barres.

5.4.2.4 Spécimen sans contact double décalé (DNCO)

Le spécimen DNCO atteint une résistance moyenne maximale dans les barres de 971 MPa. La Figure 5.29 fait la comparaison des contraintes dans chacune des barres.

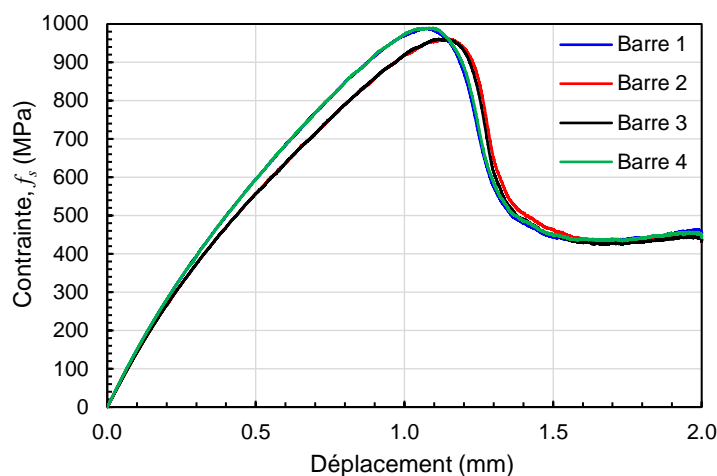


Figure 5.29 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen DNCO

Des contraintes maximales de 989 MPa et 960 MPa sont atteintes respectivement dans les barres testées extérieures et intérieures. La contrainte maximale est d'abord atteinte dans les barres extérieures, puis dans les barres intérieures. Le patron de fissuration est présenté à la Figure 5.30.

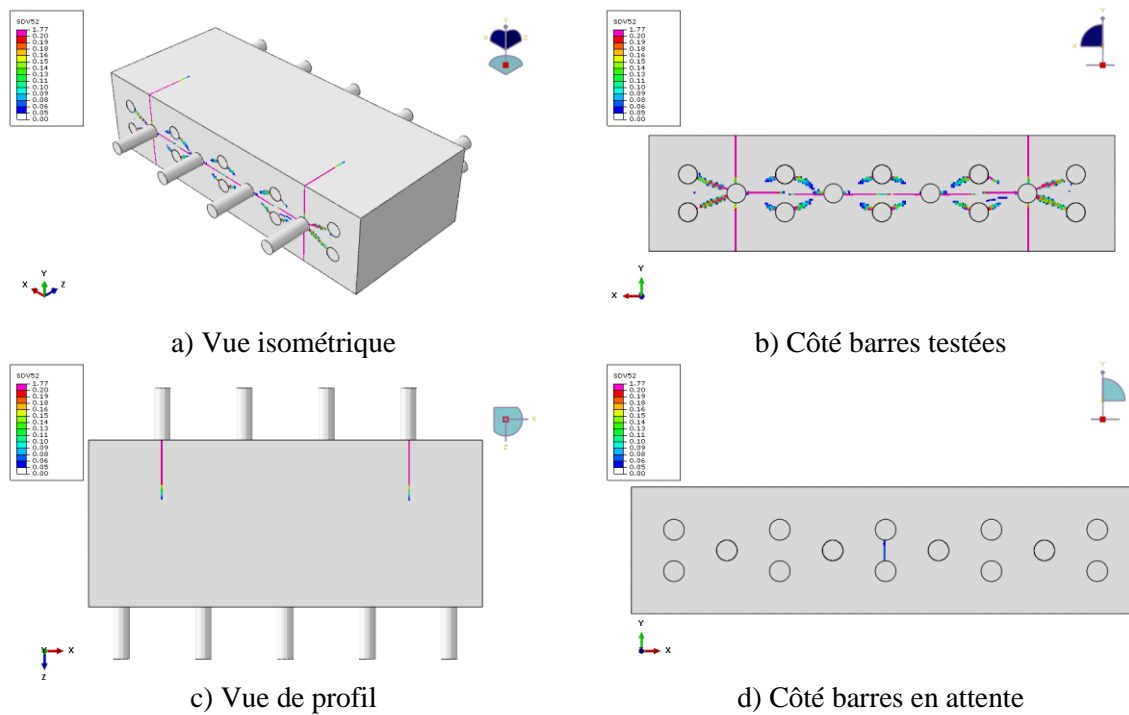


Figure 5.30 Fissuration à la rupture - Spécimen DNCO

La fissure parallèle est la première à se former, partant des barres extérieures vers l'intérieur, et des barres intérieures de part et d'autre. Ensuite, des fissures transversales se forment des deux côtés des barres extérieures. Puis, les fissures diagonales entre les barres en attente et les barres testées se forment. Finalement, la rupture se produit lorsque la fissure longitudinale est formée sur la longueur du joint, d'une barre extérieure à l'autre, avec une importante progression de la fissure transversale, et l'amorce de fissures en zigzag de part et d'autre des barres testées, vers les barres en attente. La fissuration au niveau de la face du bas est alors presque inexistante.

5.4.2.5 Spécimen en contact transversal (CT)

Le spécimen CT atteint une résistance moyenne maximale dans les barres de 571 MPa. La Figure 5.31 fait la comparaison des contraintes dans chacune des barres.

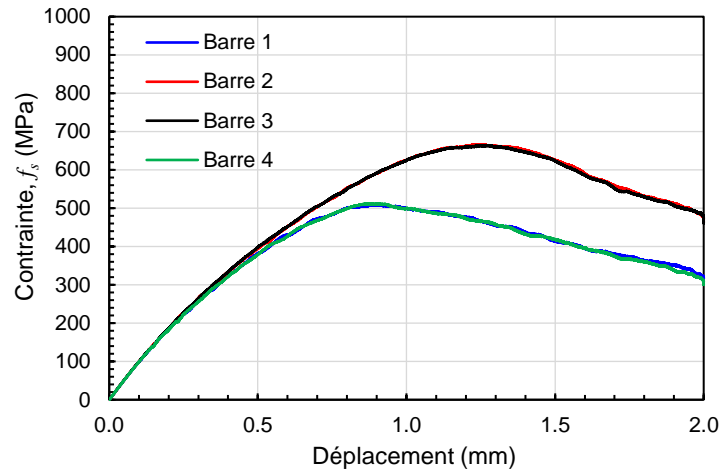


Figure 5.31 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen CT

Des contraintes maximales de 510 MPa et 665 MPa sont atteintes respectivement dans les barres testées extérieures et intérieures. La contrainte maximale est d'abord atteinte dans les barres extérieures, bien avant celle dans les barres intérieures. Comme observé sur le graphique de la contrainte moyenne, la pente post-pic est peu prononcée. Le patron de fissuration est présenté à la Figure 5.32.

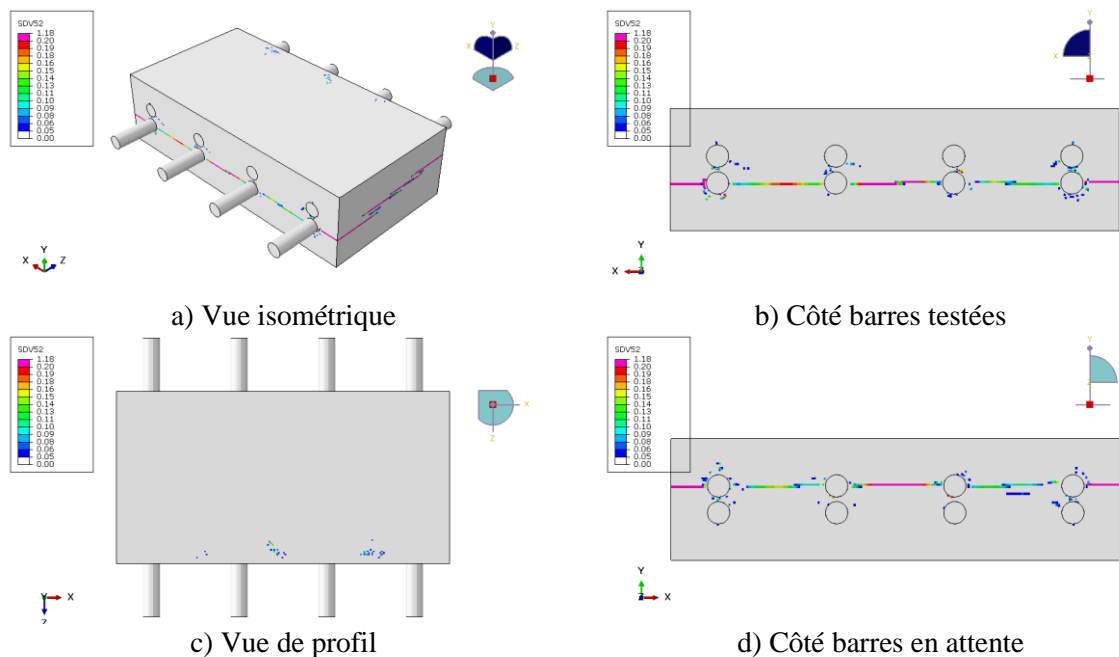


Figure 5.32 Fissuration à la rupture - Spécimen CT

Des fissures longitudinales entre les barres extérieures et les faces de côté du spécimen sont les premières à se former. Ensuite, ces fissures longitudinales se propagent vers l'intérieur. Finalement,

la rupture se produit lorsque la fissure longitudinale est formée d'un bout à l'autre et de haut en bas du spécimen. Le patron de fissuration est symétrique du côté des barres testées et ancrées. La fissure à l'extrémité du spécimen est diagonale, de manière à ce que celle initiée du côté des barres testées, et celle initiée du côté des barres ancrées se joignent.

5.4.2.6 Spécimen en contact longitudinal (CL)

Le spécimen CL atteint une résistance moyenne maximale dans les barres de 593 MPa. La Figure 5.33 fait la comparaison des contraintes dans chacune des barres.

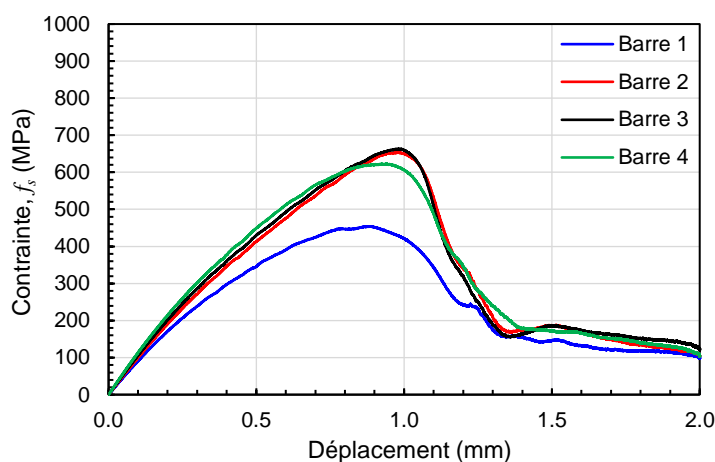


Figure 5.33 Contrainte dans les barres testées intérieures et extérieures – Spécimen CL

Ce spécimen se démarque des autres en raison de la répartition des contraintes dans les barres testées. En effet, les deux barres intérieures ont des courbes de contrainte presque identiques, atteignant une contrainte maximale de 659 MPa en moyenne. Par contre, les deux barres extérieures ont des comportements très différents. La barre 1 est celle directement au bord de la face extérieure, alors que la barre 4 est celle séparée de la face du spécimen par une barre en attente. Elles atteignent des contraintes maximales respectives de 454 MPa et 623 MPa. La résistance moyenne est donc inférieure à celle des spécimens sans contact, mais la contrainte développée dans les barres 2, 3 et 4 est somme toute similaire à celle dans les barres des spécimens NCS et NCO.

Ce résultat est probablement dû au fait que le spécimen est non symétrique, et donc le patron de fissuration n'est pas le même pour les deux barres extérieures. La flexion induite par l'excentricité des centres de gravité des barres testées et en attente peut aussi jouer un rôle dans la distribution des efforts. Le patron de fissuration est présenté à la Figure 5.34.

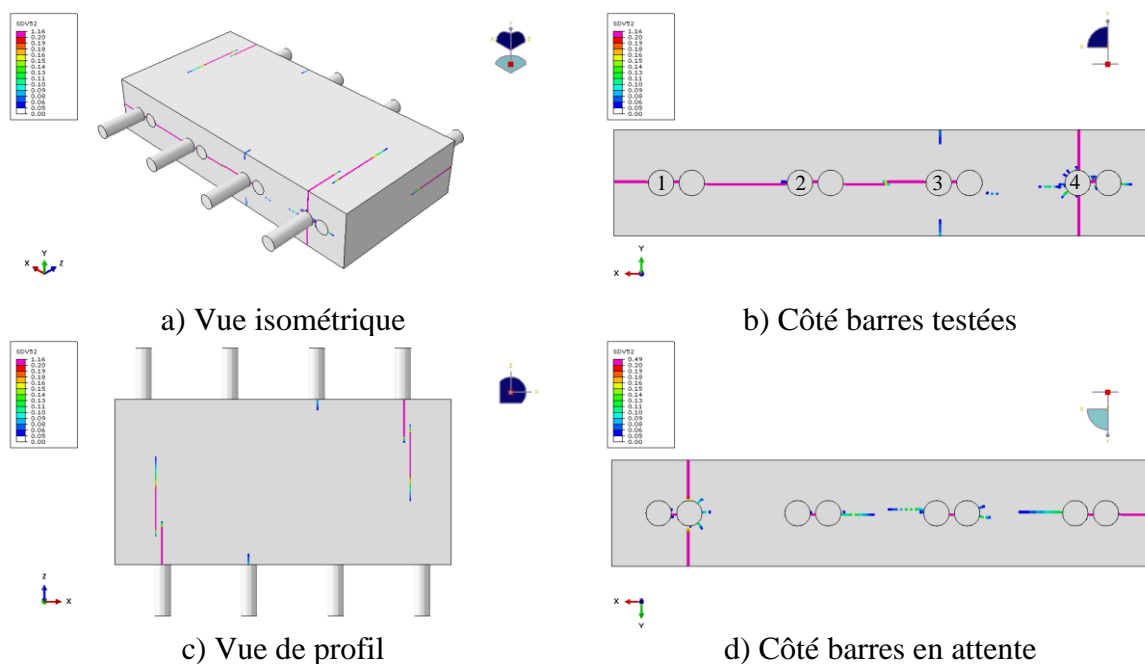


Figure 5.34 Fissuration à la rupture - Spécimen CL

Les premières fissures à se former sont la fissure longitudinale entre la barre 1 et la face extérieure du spécimen, suivie de très près par la fissure transversale vis-à-vis la barre 4. Ensuite, la fissure longitudinale se développe de la barre 1 à 3. Au moment de la rupture, une autre fissure de fendage s'initie à la barre 3. La rupture est due à une combinaison de la fissure transversale et de la fissure longitudinale, puisque cette dernière n'a pas encore progressé sur toute la longueur du spécimen. Il est aussi intéressant de remarquer sur la vue de profil que la fissure transversale s'initie à la barre testée, et semble avoir tendance à se décaler vers la barre en attente, créant une fissure diagonale. Le patron de fissuration est symétrique du côté des barres testées et du côté des barres en attente.

5.4.3 Conclusion des modèles numériques des joints

Pour conclure, les spécimens de joints avec chevauchement sans contact sont plus résistants que les spécimens avec chevauchement en contact, le plus résistant de tous étant le spécimen DNCO. La distribution des efforts dans les joints continus a pour effet de générer des contraintes non uniformes dans les barres testées, même si les conditions de chargement sont parfaitement identiques sur toutes les barres. Selon la contrainte maximale développée, soit dans le spécimen DNCO, le montage expérimental doit permettre de développer au moins 3200 kN au total.

La plupart des spécimens atteignent la rupture lors de la formation de la fissure longitudinale de haut en bas du joint de chevauchement, avec une contribution ou non des fissures transversales aux barres extérieures. Cependant, il ne faut pas oublier l'influence de l'orientation des fibres en laboratoire, qui n'est pas prise en compte dans les modèles. Ainsi, on peut s'attendre à ce que l'influence de l'orientation des fibres soit moins critique pour les fissures transversales alors qu'elle est plus défavorable pour la fissure longitudinale et a une contribution majeure sur la résistance.

5.5 Montage expérimental

Cette section présente le détail du montage d'essai, tel qu'il a été réalisé au laboratoire. La réflexion ayant mené au choix de ce montage est présentée à la section 4.4.

5.5.1 Détail du montage mécanique

Au niveau du spécimen, le montage mécanique est constitué des quatre vérins de chargement, mis en place à l'aide d'un assemblage de pièces d'acier, tel que présenté à la Figure 5.35.

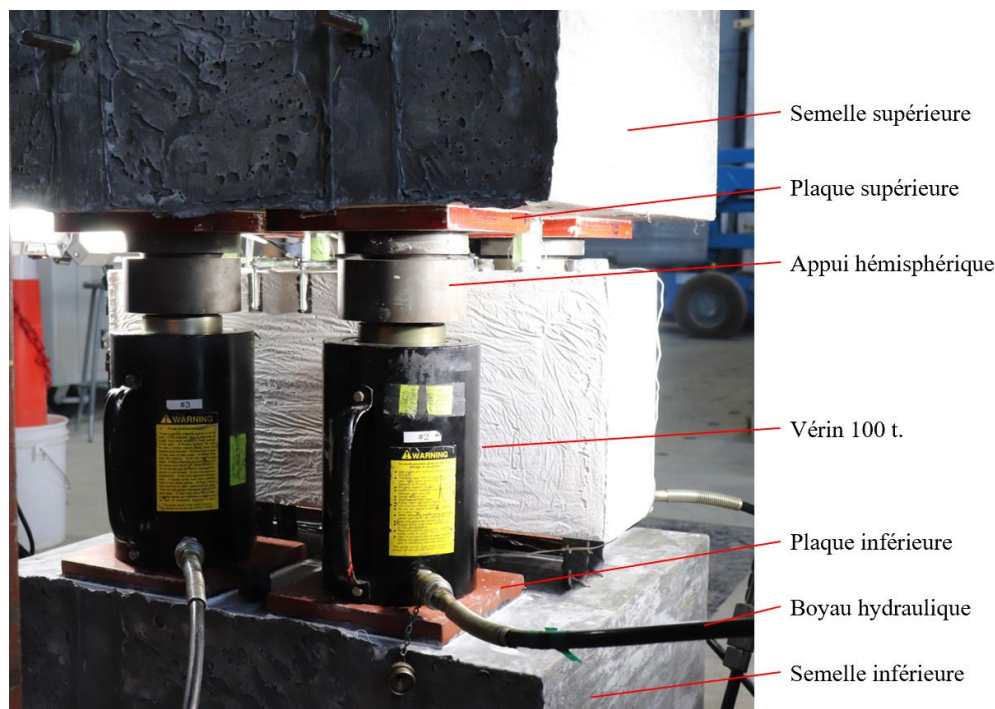


Figure 5.35 Montage mécanique des vérins de chargement

La mise en place du montage mécanique est répétée quatre fois, pour chacun des quatre vérins de chargement. Premièrement, une plaque d'acier est placée sur la semelle inférieure, afin de fournir

une surface d'appui plane au vérin. Un coulis à base de plâtre est coulé entre la semelle et la plaque afin d'établir un bon contact entre les deux surfaces. Deuxièmement, le vérin est placé sur la plaque, le plus centré possible, en mesurant la distance au bord sur les quatre côtés. Troisièmement, un appui hémisphérique est placé sur le piston du vérin, encore une fois centré. Cet appui hémisphérique permet d'accommoder le léger manque de parallélisme pouvant s'être produit entre les surfaces des semelles supérieure et inférieure. Finalement, une seconde plaque d'acier identique à celle du bas est placée, centrée sur la rotule. Le même coulis est fait entre cette plaque et la semelle supérieure. Pour ce faire, le coulis liquide est d'abord versé sur les quatre plaques, puis elles sont mises en place sur les appuis hémisphériques et enfin les pistons des vérins sont actionnés jusqu'à ce que le contact avec la semelle supérieure soit établi. Une pression produisant un effort total d'environ 20 kN dans les quatre vérins est maintenue au moins jusqu'à ce que le coulis ait durci, et même idéalement jusqu'au début de l'essai, afin d'éviter que les pièces se déplacent. Le temps minimal de durcissement du coulis est de 1 à 4 heures.

Une fois les quatre vérins de chargement en place, ceux-ci sont ensuite connectés par boyaux hydrauliques à un vérin de contrôle placé sous la presse. Une pompe manuelle est aussi connectée au système, ainsi que des valves à l'entrée de chacun de vérins et de la pompe, tel que montré à la Figure 5.36.



Figure 5.36 Système de vérins pour le chargement

Lors de la mise en place du coulis entre la plaque et la semelle supérieure, la pompe manuelle est utilisée pour établir le contact (en fermant la valve du vérin de contrôle). Les valves des vérins de chargement sont ensuite fermées pour maintenir la pression et le contact. Au moment de lancer l'essai, la valve du vérin de contrôle est ouverte afin d'utiliser la pompe manuelle pour établir le contact avec la presse. Afin d'avoir la plus grande course possible pour l'essai, le piston du vérin de contrôle doit être sorti au maximum. La valve de la pompe manuelle est ensuite fermée, et celles des vérins de chargement sont ouvertes. L'essai est alors prêt à être lancé.

5.5.2 Protocole de chargement

Le chargement s'effectue lorsque le plateau de la presse s'abaisse. Cela a pour effet d'enfoncer le piston du vérin de contrôle. La pression d'huile dans les boyaux hydrauliques fait ainsi sortir les pistons des vérins de chargement qui s'appuient sur la semelle supérieure. Comme le mouvement est restreint par la résistance de l'ancrage, la pression dans le système augmente, et la charge aussi par le fait même. Les boyaux hydrauliques étant connectés en parallèle, la pression est uniforme dans les quatre vérins de chargement.

Le contrôle de l'essai se fait au niveau de la presse, en spécifiant une vitesse de déplacement en mm/s. La pression dans les boyaux hydrauliques est mesurée et une vitesse de chargement en kN/s est calculée en temps réel. À l'aide de cette vitesse, la personne en charge de la presse peut ajuster manuellement la vitesse de déplacement (en mm/s) demandée à la presse afin d'obtenir une vitesse de chargement (en kN/s) environ constante. Une durée de l'essai d'environ 30 minutes est visée pour le spécimen NCS. En fonction de la résistance attendue selon le modèle numérique, une vitesse de chargement de 1.1 à 1.2 kN/s est visée. Ce même taux de chargement est conservé pour les essais sur les autres spécimens.

5.5.3 Instrumentation

Quatre types d'instrumentation sont utilisés pour suivre le comportement des spécimens lors des essais : des jauges de déformation sur l'acier, des jauges de déformation sur le béton, des LVDT et un inclinomètre.

Des jauges de déformation pour l'acier ont été installées sur les barres d'armature afin de suivre leur chargement lors de l'essai. Pour les spécimens avec un nombre différent de barres de chaque côté (NCS-2 & 2, NCO, DNCO), la rupture s'initie du côté supérieur du joint disposant de quatre barres. Deux jauges ont donc été collées sur chacune des barres de ce côté afin d'en déduire la charge. Pour les spécimens ayant un nombre identique de barres en haut et en bas (CL, CT), deux jauges par barre ont été collées sur les barres supérieures et inférieures, ne sachant pas de quel côté la rupture s'initierait. Le fait de coller deux jauges par barre permet de faire la moyenne des deux déformations mesurées et assure une redondance dans l'éventualité où une jauge serait endommagée lors de la fabrication des semelles ou cesse de fonctionner durant l'essai.

Des jauges de déformation pour le béton ont aussi été mises en place sur les spécimens. Grâce aux modèles numériques réalisés en amont, décrits à la section 5.3, le patron de fissuration attendu était connu. Les jauges ont donc été installées là où les fissures les plus importantes étaient prévues, ce qui varie d'un spécimen à l'autre. L'information obtenue de ces jauges permettra éventuellement de calibrer les modèles numériques par rapport aux résultats obtenus en laboratoire, et donc de perfectionner ceux-ci.

Encore une fois, ce sont les résultats prédits par les modèles numériques qui ont régi le choix de la position des LVDT. En effet, une fissure longitudinale (parallèle au plan des barres) était attendue

à la rupture de tous les spécimens. Les LVDT ont donc été installés de part et d'autre des barres intérieures afin de suivre l'évolution de cette fissure.

Pour les spécimens dont les barres supérieures sont excentrées par rapport à celles du bas (CT, NCO), une problématique de rotation générée par la flexion engendrée par l'excentricité entre les barres s'est présentée, telle que décrite à la section suivante. Un inclinomètre a donc été installé sur le dessus de la semelle supérieure afin de suivre sa rotation lors de l'essai.

5.5.4 Problématique des spécimens avec barres excentrées latéralement

Une problématique est associée aux deux spécimens ayant des barres excentrées latéralement, c'est-à-dire les spécimens CT et NCO. En effet, l'excentricité des centres de gravité des barres d'armature crée un bras de levier entre les forces de traction appliquées dans les barres testées et celles en attente, ce qui génère un moment de flexion dans le joint, tel qu'illustré à la Figure 5.37.

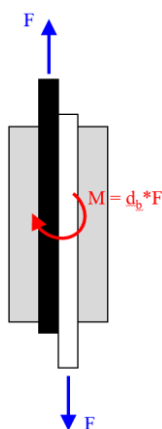


Figure 5.37 Moment de flexion dans les spécimens avec barres excentrées latéralement

Les vérins appliquent une force sur les blocs du haut et du bas, mais ils constituent un système fermé qui ne permet pas de compenser à lui seul le moment de flexion. Ainsi, plusieurs itérations ont été nécessaires afin d'arriver à une configuration permettant de tester les spécimens CT et NCO de manière adéquate, et sont présentées à l'Annexe D.

Au final, il a été nécessaire d'installer des contreventements de part et d'autre du spécimen à tester. Des colonnettes s'appuyant en haut, côté barres ancrées et en bas, côté barres testées ont d'abord dû être ajoutées pour contrer le moment de rotation du spécimen. Des appuis à rouleaux ont aussi dû être ajoutés de part et d'autre de la semelle supérieure pour bloquer son déplacement latéral et sa rotation. Finalement, la ligne d'action des vérins a dû être centrée sur le centre de gravité de la

semelle supérieure, pour empêcher qu'elle pivote et ne se soulève. Le montage final est présenté à la Figure 5.38.

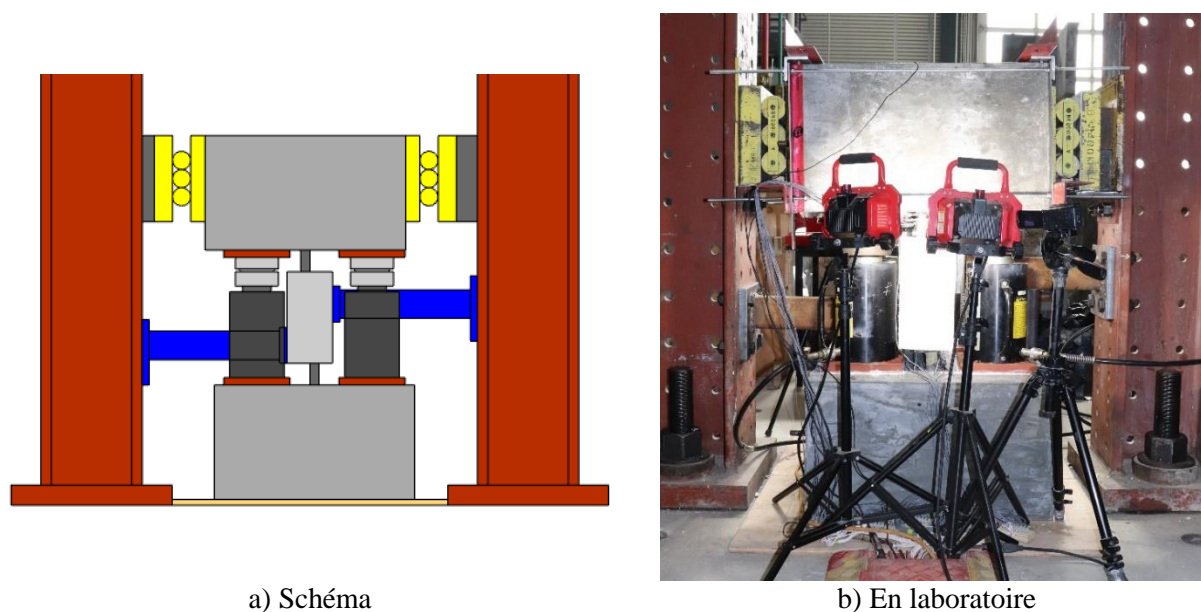


Figure 5.38 Montage d'essai pour les spécimens excentrés latéralement

Toutes les itérations nécessaires à la recherche d'un montage d'essai adéquat pour les spécimens avec barres excentrées latéralement ont été faites sur le spécimen NCO. Celui-ci a donc été chargé un total de 6 fois pour obtenir un essai fructueux, permettant d'atteindre la rupture. Le spécimen était fissuré suite au premier essai réalisé et le joint ainsi que la semelle supérieure conservaient une certaine déformation suite à chacune des tentatives. Cela pourrait donc avoir eu une influence sur les résultats.

L'ajout des butées pour contrer la rotation du joint a pour effet de comprimer celui-ci, et donc d'augmenter le confinement du béton dans le joint. Tel que discuté à la section 2.5.2, l'ajout de compression extérieure améliore la performance d'un ancrage. Ainsi, l'utilisation de ce système de butée pourrait avoir bonifié la résistance des spécimens CT et NCO. Cette butée est tout de même concentrée à la zone centrale du spécimen, les plaques d'appui ayant une largeur de 6", donc l'effet n'est peut-être pas majeur. Il est tout de même important d'empêcher la rotation du joint, puisque sa flexion affecte elle aussi la performance du joint. De plus, dans l'application prévue de ces joints, soit dans les culées, le béton de l'élément préfabriqué présent autour du joint crée un effet de butée similaire à celui en laboratoire.

5.6 Résultats et discussion

Cette section résume les résultats obtenus en laboratoire, soit les observations réalisées, les données mesurées, ainsi que la comparaison aux résultats prédits par les modèles numériques.

5.6.1 Comparaison des spécimens

5.6.1.1 Sommaire des résultats

Les propriétés et résistances maximales des 6 spécimens testés sont résumées au Tableau 5.5. La performance des différentes configurations de joints est ensuite comparée à l'aide de la contrainte moyenne dans les barres testées, tirée de la force mesurée dans les vérins de chargement à la Figure 5.39. Afin de permettre la comparaison des spécimens, le temps de chargement est normalisé, une valeur de 1 correspondant au moment où la charge maximale est atteinte au cours de l'essai.

Tableau 5.5 Sommaire des propriétés et résistances des spécimens à l'essai

Spécimen	Âge (jours)	f'_c ⁽¹⁾ (MPa)	$P_{tot\ max}$ (kN)	$f_s\ moy\ max$ (MPa)
NCS-1	105	176.9	2272	763
NCS-2	98	166.7	2628	879
NCO	121	166.7	2583	864
DNCO	139	166.7	2713	905
CT	133	166.7	1484	497
CL	110	166.7	1630	546

⁽¹⁾ Mesuré à 106 jours pour le béton du spécimen NCS-1 et à 111 jours pour le béton des autres spécimens

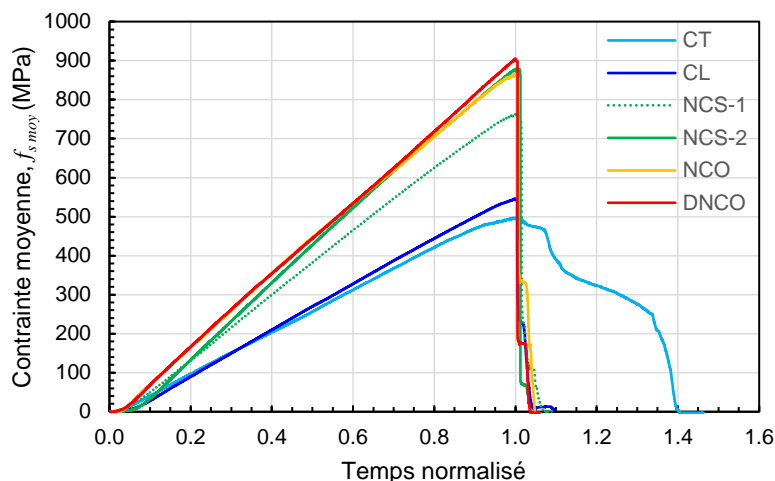


Figure 5.39 Comparaison des résistances obtenues en laboratoire

Il est d'abord possible d'observer que les configurations de barres d'armature en contact sont moins performantes que les configurations sans contact. Elles permettent tout de même de développer une contrainte supérieure à la plastification des barres d'armature 400W régulières. Les spécimens NCS-2, NCO et DNCO ont des résistances assez près les unes des autres, permettant de développer une contrainte moyenne dans les barres largement supérieure à la contrainte de rupture des barres 400W ($f_u = \pm 600$ MPa).

Les deux exemplaires du spécimen NCS n'ont pas atteint la même résistance, ce qui signifie qu'une différence est présente entre les deux spécimens. Les problèmes survenus lors du malaxage et du décoffrage du spécimen de convenance (NCS-1) sont fort probablement à l'origine de cet écart. La reproductibilité des résultats pourrait être un paramètre intéressant pour une campagne ultérieure.

Tous les spécimens, à l'exception de la configuration CT, ont une rupture fragile. Celle-ci est d'abord due au type de montage utilisé. En effet, une fois la rupture atteinte, la pression accumulée dans les vérins tend à vouloir se relâcher. Les pistons sortent donc rapidement, jusqu'à ce que la pression dans le système se soit équilibrée avec la résistance résiduelle du spécimen. Il est ainsi difficile de contrôler la courbe de chargement en post-pic. Ensuite, la raison principale de cette rupture fragile est l'orientation des fibres choisie. Pour tous les spécimens, c'est la fissure longitudinale dans le plan des barres qui contrôle la rupture. Comme les fibres sont orientées parallèlement à cette fissure, ces dernières ne contribuent pas à retenir son ouverture, contrairement à ce qui est généralement favorisé dans le BFUP. Une fois que la fissure apparaît, elle est donc libre de s'ouvrir, permettant aux barres de s'extraire du béton. Le joint perd alors toute résistance. Le cas particulier du spécimen CT est traité dans la section le concernant.

5.6.1.2 Spécimen sans contact symétrique #1 (NCS-1)

Le spécimen NCS-1 a permis de développer une contrainte moyenne maximale de 763 MPa dans les quatre barres d'armature testées, selon la force mesurée dans les vérins. La Figure 5.40 présente l'évolution de la contrainte dans chacune de ces barres au cours de l'essai. La numérotation des barres est faite de la même manière pour tous les spécimens, c'est-à-dire que la barre 1 est celle se trouvant du côté où le BFUP a été introduit dans le coffrage (extrémité plaque d'acier) alors que la barre 4 est celle se trouvant à l'extrémité opposée, vers laquelle le béton s'écoulait (extrémité coffrage).

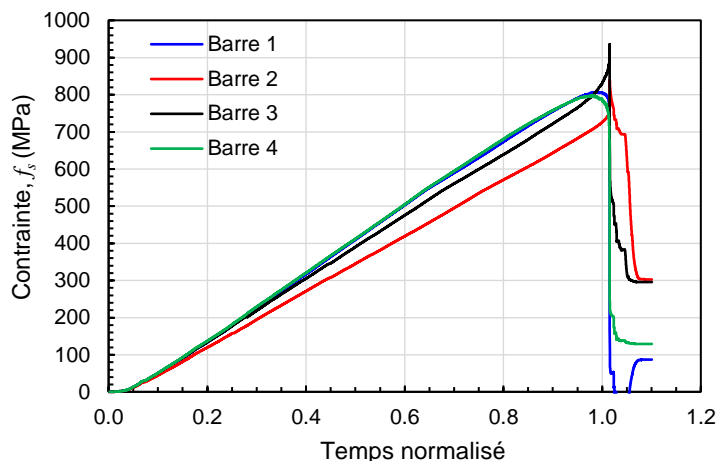


Figure 5.40 Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen NCS-1

La contrainte dans les barres est calculée à partir des deux jauges de déformation collées de part et d'autre de chacune de celles-ci. La moyenne de la déformation dans les deux jauges est faite, puis la contrainte est calculée à partir de l'équation trouvée à la section 5.3.1. La force totale au pic calculée à partir de la contrainte dans les barres est de 2348 kN, comparé à 2272 kN calculé à partir de la pression dans le système hydraulique, soit un écart de 3.4%. L'équation proposée pour le comportement contrainte – déformation des barres haute résistance et l'aire moyenne utilisée pour le calcul sont donc validées.

Les courbes de contraintes superposées pour les deux barres extérieures laissent supposer que le montage expérimental permet un chargement symétrique, ce qui sera confirmé par les autres spécimens testés. Par contre, pour les barres intérieures, il est possible d'observer que la barre 2 reprend moins d'efforts que la barre 3. Il est quand même plausible de supposer que cet écart provient d'une imperfection du spécimen plutôt que du montage. À l'approche de la rupture, la contrainte dans les barres extérieures commence à chuter, tandis que celle dans les barres intérieures prend la relève et augmente rapidement. La résistance chute subitement une fois la rupture atteinte. Un écart est observé entre les contraintes des barres intérieures et extérieures, phénomène qui concorde avec les résultats des modèles numériques sur joints continus. La comparaison des contraintes maximales obtenues du modèle numérique et en laboratoire est présentée au Tableau 5.6. Il est important de noter que les barres demeurent linéaires élastiques tout au long du chargement dans les modèles numériques, alors que la contrainte atteinte en laboratoire dépasse celle délimitant la portion linéaire de la courbe de comportement des barres haute résistance qui est de 542 MPa.

Tableau 5.6 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement –
Spécimen NCS-1

	$f_{s1\ max}$ (MPa)	$f_{s2\ max}$ (MPa)	$f_{s3\ max}$ (MPa)	$f_{s4\ max}$ (MPa)	$f_{s\ moy\ max}$ (MPa)
Numérique	686	625	625	686	654
Expérimental	807	840	936	798	791
Ratio (exp./num.)	1.18	1.34	1.50	1.16	1.21

La contrainte moyenne maximale dans les barres ($f_{s\ moy\ max}$) est calculée en faisant la moyenne des déformations dans les quatre barres à chaque incrément de temps, puis en sélectionnant la valeur maximale. Comme les contraintes maximales ne sont pas atteintes simultanément dans les quatre barres, il serait inexact de calculer la moyenne des valeurs maximales de chacune des barres.

Comme prédit par le modèle numérique, les contraintes dans les barres extérieures sont supérieures à celles dans les barres intérieures. Un écart assez marqué peut tout de même être observé entre les deux résultats, les contraintes atteintes en laboratoire étant supérieures de 21% en moyenne à celles prédites par le modèle. Celui-ci est plus important pour les barres intérieures. L'écart peut être expliqué par différents facteurs. D'abord, comme il s'agissait de modèles préliminaires, réalisés avant que ne débute la campagne de caractérisation des matériaux, une loi de béton plausible mais relativement conservatrice a été utilisée. Ainsi, celle-ci ne représente pas parfaitement le comportement du BFUP des joints mesuré ultérieurement. Ensuite, étant donné l'hypothèse de propriétés isotropes du BFUP dans l'analyse, le mode de fissuration des modèles numériques n'est pas exactement le même que celui observé expérimentalement.

Afin d'avoir un meilleur aperçu de la fissuration des faces perpendiculaires à l'axe des barres, le spécimen a été séparé des semelles supérieure et inférieure en coupant les barres d'armature à l'aide d'une torche à plasma. La fissuration du spécimen NCS-1 est similaire à celle prédite par le modèle numérique. La Figure 5.41 présente les photos de la fissuration du spécimen prises suite à la rupture, alors que la Figure 5.42 répète la fissuration prédite par le modèle numérique, pour les six mêmes faces du spécimen. La Figure 5.43 présente les fissures de fendage étant présentes au cours du chargement, mais s'étant refermées suite à la rupture et au déchargement.

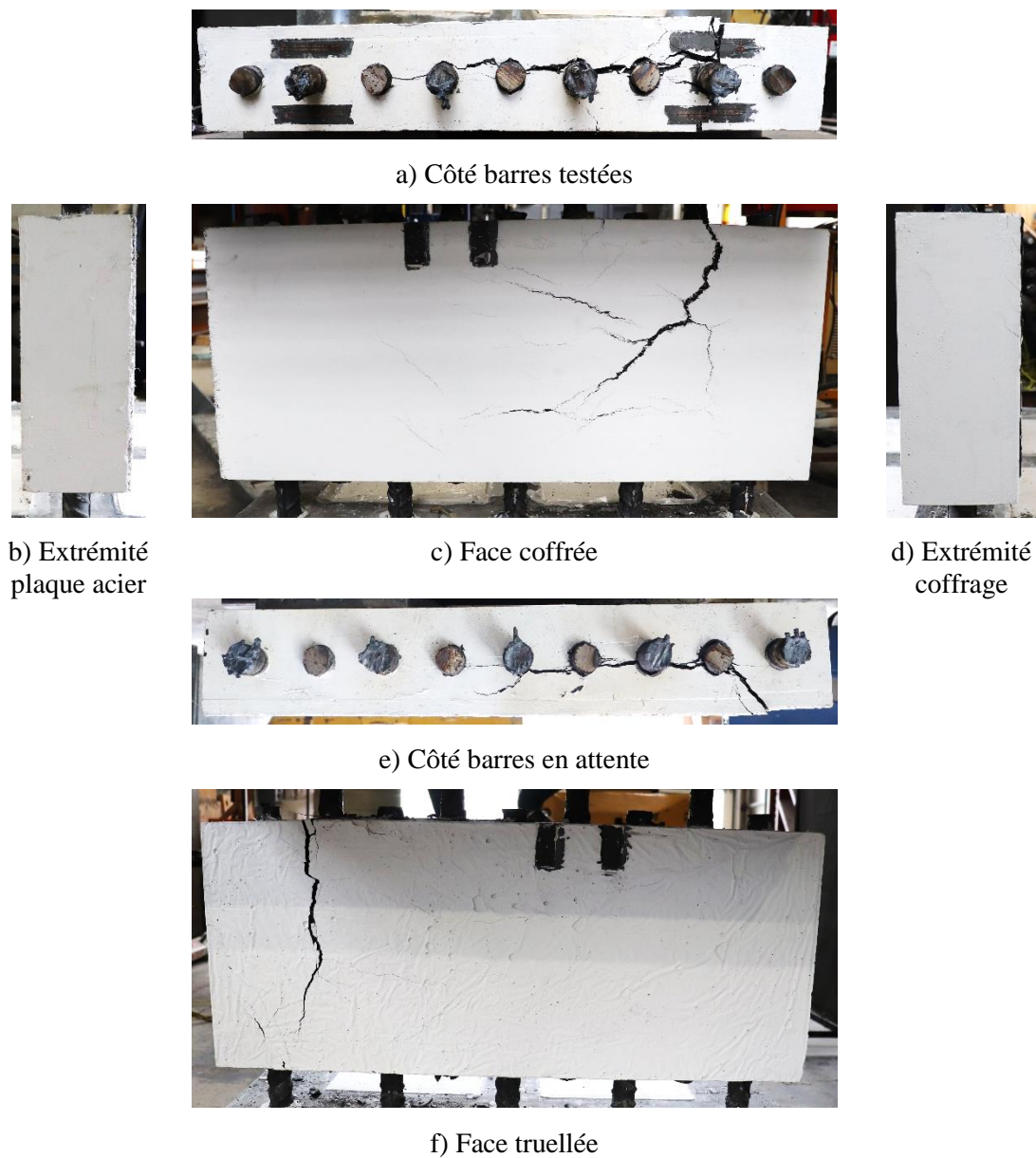


Figure 5.41 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen NCS-1

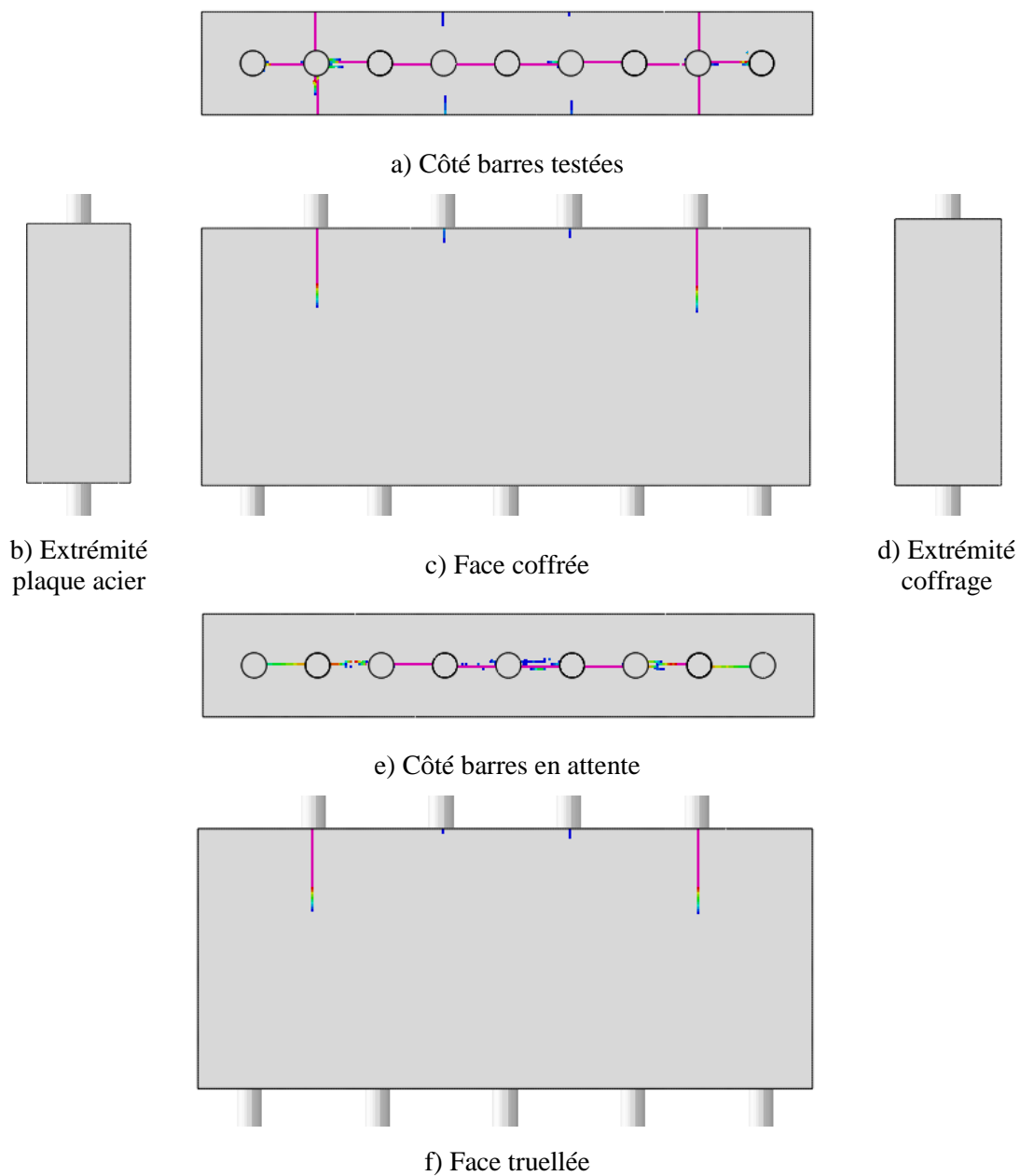


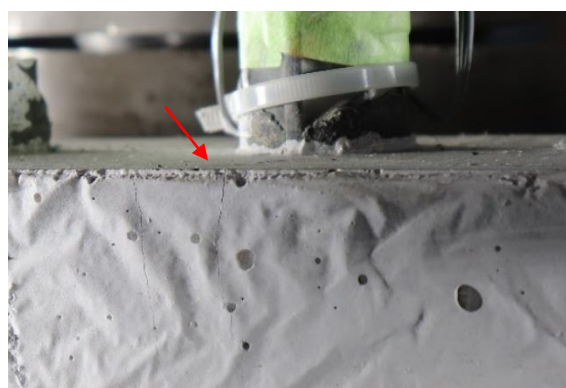
Figure 5.42 Fissuration prédite par le modèle numérique - Spécimen NCS



a) Barre 1, face coffrée



b) Barre 1, face truellée



c) Barre 3, face truellée

Figure 5.43 Fissures transversales s'étant refermées après la rupture – Spécimen NCS-1

Les premières fissures à apparaître dans le modèle numérique sont les quatre fissures transversales de part et d'autre des barres extérieures (1 et 4). En laboratoire, ces fissures apparaissent aussi en premier, aux mêmes endroits. La progression et l'ouverture de celles-ci est quand même beaucoup plus marquée du côté de la barre 4 (extrémité coffrage).

Un début de fissuration transversale apparaît également dans le modèle vis-à-vis des barres intérieures (2 et 3) au moment de la rupture. En laboratoire, seule la fissure vis-à-vis de la barre 3, côté face coffrée, se forme. Elle apparaît après la fissure transversale aux barres extérieures, mais avant la fissure longitudinale. À la rupture, la fissure transversale pour la barre 3 est nettement plus courte et moins ouverte que la fissure transversale de la barres 4.

La fissure longitudinale, dans le plan des barres, se produit dans le modèle et en laboratoire, menant à la rupture. Par contre, celle-ci se forme seulement de la barre 2 à la barre 4, contrairement au modèle où elle se forme d'une barre extérieure à l'autre. L'ouverture de la fissure est donc plus

marquée vers l'extrémité coffrage. Ainsi, la rupture laisse présager une contribution de la fissuration transversale dans le mode de rupture du spécimen.

Il est évident que la fissuration en laboratoire est plus marquée du côté de l'extrémité coffrage du spécimen, autant par l'apparition de la fissure transversale que par la continuité de la fissure longitudinale jusqu'à l'extrémité du spécimen. Des fissures horizontales apparaissent sur les faces latérales du spécimen, montrant que le BFUP est généralement sollicité en traction sur la hauteur du spécimen.

Comme il était anticipé que la fissure longitudinale contrôlerait la rupture du spécimen, il a été décidé de positionner des LVDT de part et d'autre des barres intérieures. Puisqu'il s'agit d'un spécimen de convenance, seulement deux LVDT ont été mis en place, de part et d'autre de la barre 2. Leurs positionnement, numérotation et mesures expérimentales sont présentés à la Figure 5.44.

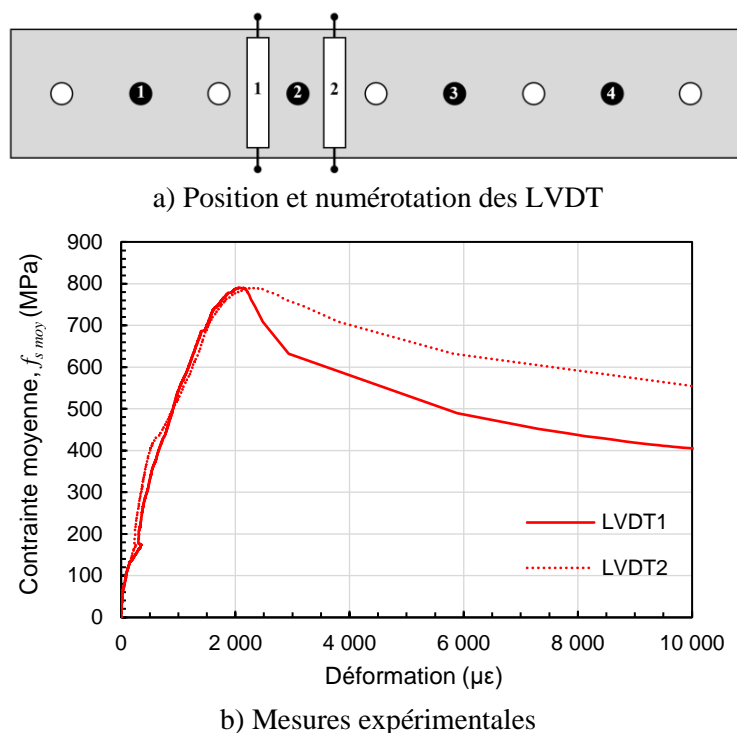


Figure 5.44 LVDT - Spécimen NCS-1

Les déformations mesurées de part et d'autre de la barre 2 sont assez similaires tout au long de l'essai. Les courbes de déformation sont assez similaires à celles du spécimen NCS-2 pour les mêmes LVDT. La déformation du BFUP reste inférieure à la déformation au pic dans les os ($3738 \mu\epsilon$), considérée comme le point d'initiation de la macrofissuration, pendant toute la durée de

l'essai avant la rupture. Ainsi, il semblerait que dès que la macrofissuration apparaît, la rupture survient.

Toujours parce qu'il s'agit d'un spécimen de convenance, seulement quatre jauges à béton ont été mises en place, vis-à-vis des barres extérieures. Les déformations mesurées dans les jauges à béton ainsi que leur position et numérotation sont présentées à la Figure 5.45.

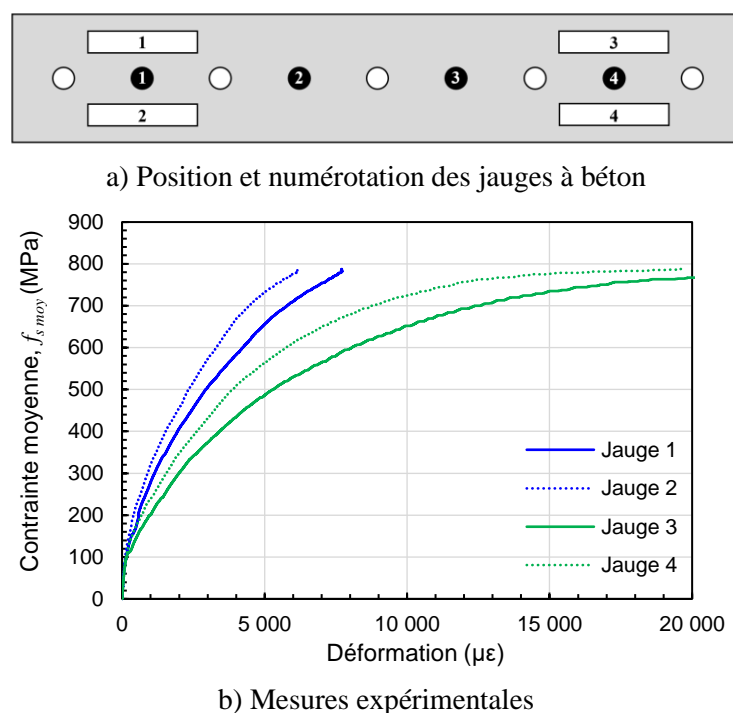


Figure 5.45 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen NCS-1

Les courbes sont tracées jusqu'à l'atteinte de la charge maximale dans les vérins, afin de permettre une meilleure lisibilité du graphique, puisque certaines jauges cassent une fois la rupture atteinte. Les jauges 3 et 4 sont celles se trouvant vis-à-vis de la barre 4. Les fissures transversales se formant directement sous les jauges, la déformation mesurée augmente rapidement, s'accordant avec les observations visuelles. Les jauges 1 et 2, vis-à-vis de la barre 1 subissent des déformations moindres, mais tout de même suffisamment importantes pour être associées à l'apparition de macrofissures de moindre ampleur.

5.6.1.3 Spécimen sans contact symétrique #2 (NCS-2)

Le spécimen NCS-2 a permis de développer une contrainte moyenne maximale de 879 MPa dans les quatre barres d'armature testées, selon la force mesurée dans les vérins. La Figure 5.46 présente l'évolution de la contrainte dans chacune de ces barres au cours de l'essai.

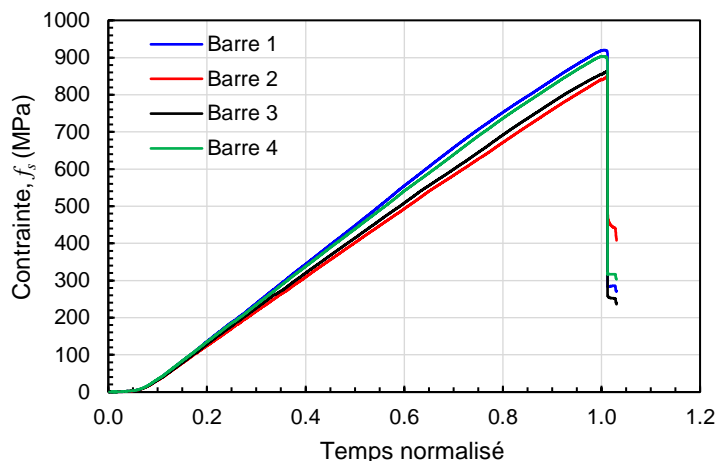


Figure 5.46 Contraite mesurée dans les barres testées - Spécimen NCS-2

Les courbes de contrainte dans chacune des quatre barres confirment que le montage expérimental permet de charger symétriquement le spécimen, avec peu d'écart d'une barre à l'autre due à la déformée de la semelle. À l'atteinte de la rupture, la résistance du joint chute subitement. Un écart est observé entre la contrainte des barres intérieures et extérieures, phénomène qui concorde avec les résultats des modèles numériques sur joints continus. La comparaison des contraintes maximales obtenues du modèle numérique et en laboratoire est présentée au Tableau 5.7. Il est important de noter que les barres demeurent linéaires élastiques tout au long du chargement dans les modèles numériques, alors que la contrainte atteinte en laboratoire dépasse celle délimitant la portion linéaire de la courbe de comportement des barres haute résistance qui est de 542 MPa.

Tableau 5.7 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen NCS-2

	$f_{s1 \max}$ (MPa)	$f_{s2 \max}$ (MPa)	$f_{s3 \max}$ (MPa)	$f_{s4 \max}$ (MPa)	$f_s \text{ moy max}$ (MPa)
Numérique	686	625	625	686	654
Expérimental	920	853	863	904	883
Ratio (exp./num.)	1.34	1.36	1.38	1.32	1.35

Comme prédit par le modèle numérique, les contraintes dans les barres extérieures sont supérieures à celles dans les barres intérieures. Un écart assez marqué peut tout de même être observé entre les deux résultats, les contraintes atteintes en laboratoire étant supérieures de 35% en moyenne à celles prédites par le modèle. Cet écart, très similaire pour toutes les barres, peut toujours être expliqué par les mêmes facteurs, soit l'absence de propriétés orthotropes du BFUP dans les modèles et la loi de comportement conservatrice. Pour ce spécimen l'écart moyen est plus élevé que pour le

spécimen NCS-1, probablement en lien avec le patron de fissuration réel qui est moins similaire à celui prédit numériquement. La Figure 5.47 présente les photos de la fissuration du spécimen prises suite à la rupture alors que la Figure 5.48 répète la fissuration prédite par le modèle numérique, pour les six mêmes faces du spécimen.

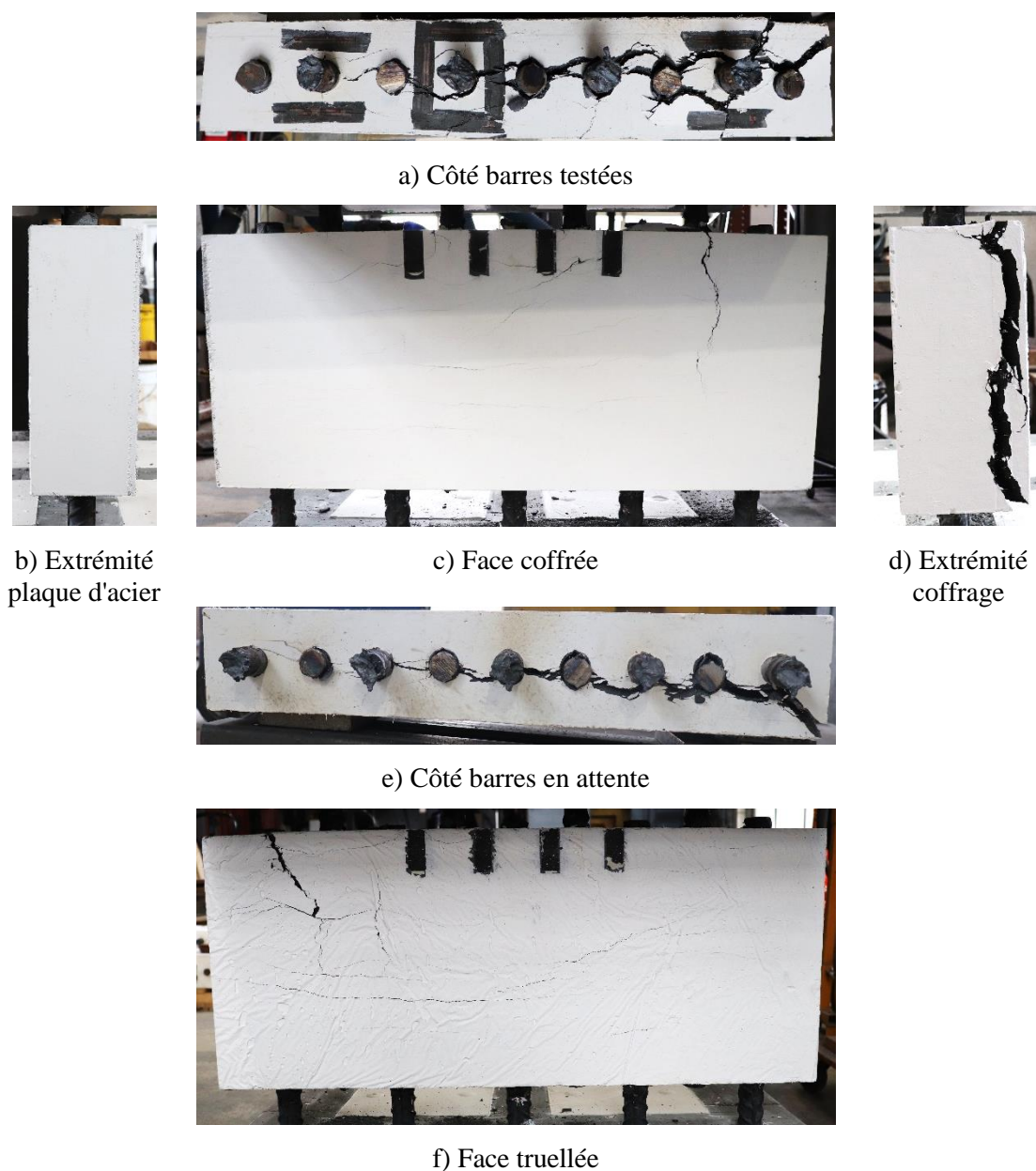


Figure 5.47 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen NCS-2

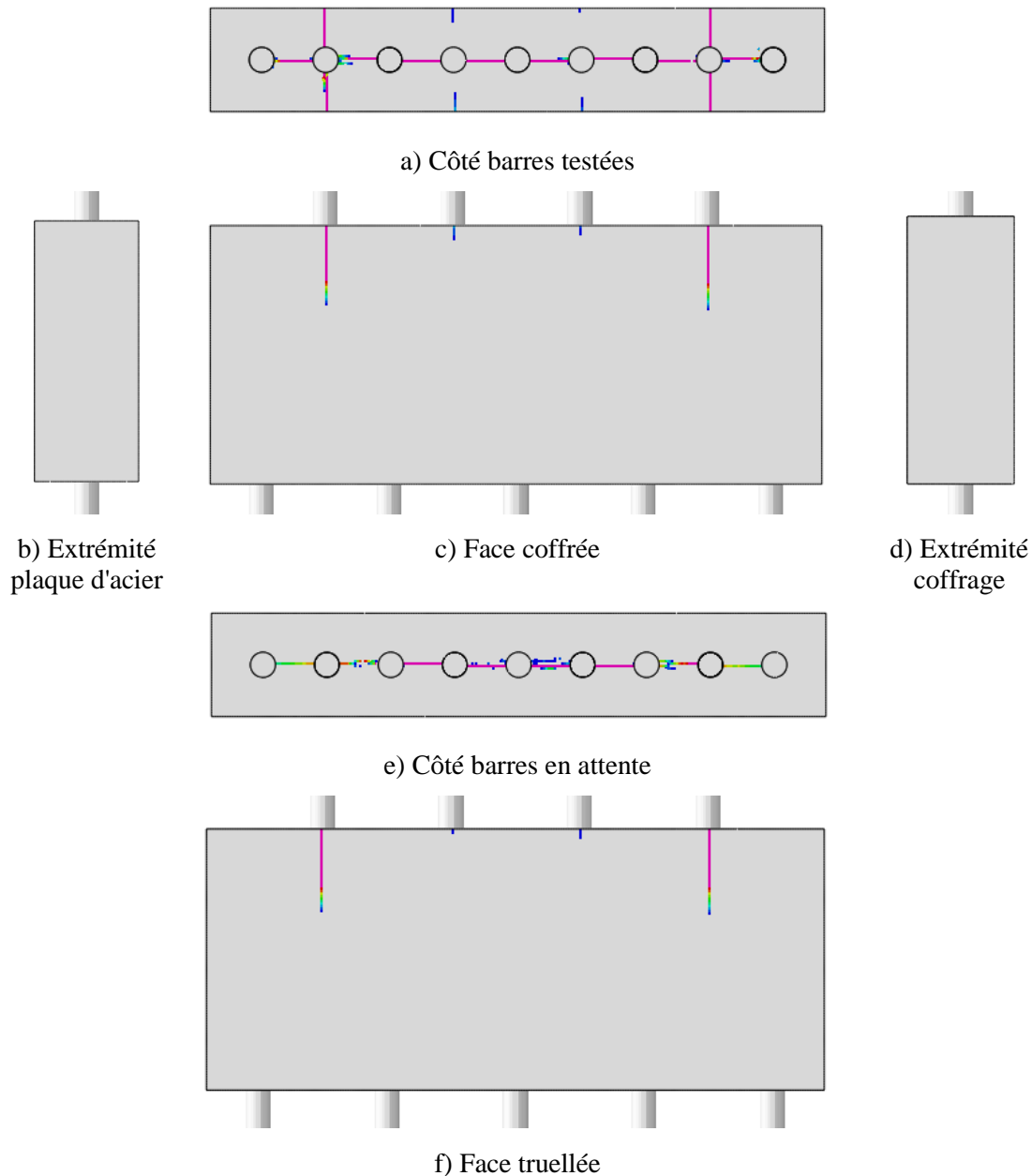


Figure 5.48 Fissuration prédite par le modèle numérique – Spécimen NCS

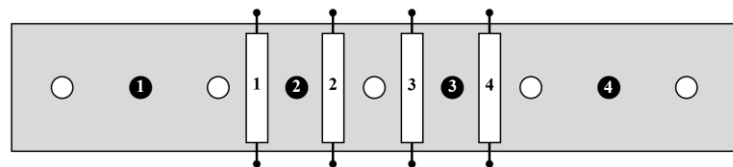
Les fissures transversales aux barres extérieures qui sont les premières à apparaître dans le modèle apparaissent également en premier au laboratoire, mais seulement vis-à-vis la barre 4 (extrémité coffrage), contrairement au spécimen NCS-1. De plus, du côté de la face truillée, la fissure ne se forme pas parfaitement perpendiculairement à la face, mais plutôt en diagonale, ce qui implique une propagation sur une longueur supérieure, et pourrait justifier un écart dans la résistance.

Encore une fois, une seule des fissures transversales aux barres intérieures s'est produite en laboratoire, vis-à-vis de la barre 3, côté face truellée. Cette fissure se forme après les fissures transversales aux barres extérieures, mais avant la fissure longitudinale. À la rupture, la fissure transversale de la barre 3 est beaucoup moins marquée que la fissure transversale de la barre 4.

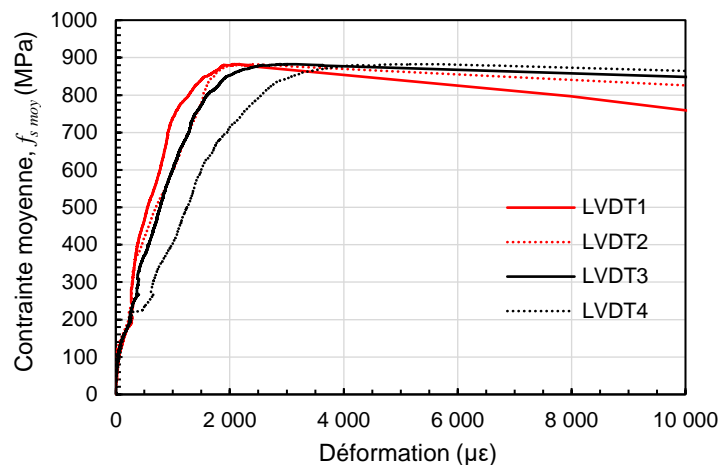
La fissure longitudinale se produit aussi ici, dans le modèle comme en laboratoire. Dès que cette fissure se propage d'une barre extérieure à l'autre, la rupture survient. Dans le modèle numérique, l'effet de cette fissure, combiné à la contribution de la fissure transversale mène à une rupture en mode mixte. En laboratoire, une particularité supplémentaire apparaît : la fissure longitudinale se poursuit également au-delà de la barre 4, jusqu'à l'extrémité coffrage du BFUP. C'est donc principalement l'ouverture soudaine et importante de cette fissure parallèle à l'orientation des fibres qui permet l'extraction de la barre 4. Ce phénomène n'est pas présent au niveau de la barre 1 (plaque d'acier). Le comportement de ce spécimen diffère donc de celui du spécimen NCS-1 par son mode de rupture, malgré leur géométrie et propriétés de matériaux supposées être identiques. Encore une fois, les problèmes mentionnés à la section 5.2.2 avec le spécimen NCS-1 pourraient expliquer cet écart.

La fissuration est ici aussi plus marquée du côté de l'extrémité coffrage, avec des fissures transversales et une fissure longitudinale largement ouvertes. Des fissures horizontales apparaissent sur les faces latérales du spécimen, montrant que le BFUP est généralement sollicité en traction sur la hauteur du spécimen.

Des LVDT ont été placés de part et d'autre de chacune des barres intérieures afin de suivre la progression de la fissure longitudinale. Leurs positionnement, numérotation et mesures expérimentales sont présentés à la Figure 5.49.



a) Position et numérotation des LVDT

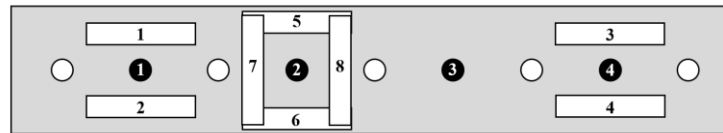


b) Mesures expérimentales

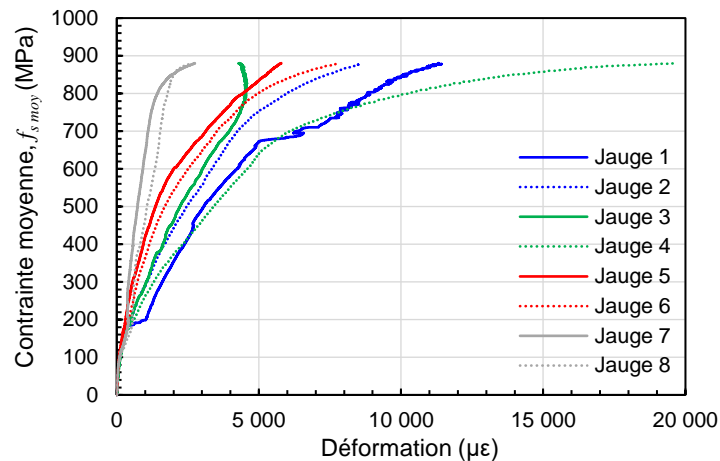
Figure 5.49 LVDT - Spécimen NCS-2

Il est possible de remarquer que la déformation augmente avec la numérotation des LVDT, s'accordant avec l'endommagement plus marqué du côté coffrage (LVDT 4) vs la plaque d'acier (LVDT1). Comme les LVDT mesurent l'allongement sur une longueur relativement grande, la déformation mesurée est inférieure à celle issue des jauges présentée plus loin. La déformation du BFUP semble aussi demeurer inférieure à la valeur d'initiation de la macrofissuration, jusqu'à la rupture.

Les déformations mesurées dans les jauges à béton, ainsi que leur position et numérotation sont présentées à la Figure 5.50. Pour ce spécimen, la périphérie de l'une des barres intérieures, soit à barre 2, a été instrumentée.



a) Position et numérotation des jauges à béton



b) Mesures expérimentales

Figure 5.50 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen NCS-2

Les courbes sont tracées jusqu'à l'atteinte de la charge maximale dans les vérins, afin de permettre une meilleure lisibilité du graphique, puisque certaines jauges cassent une fois la rupture atteinte. Les jauges 3 et 4 sont celles se trouvant vis-à-vis de la barre 4. Il est facile d'observer dans la jauge 4 l'augmentation marquée de la déformation en raison de la fissure transversale passant directement sous celle-ci. Une fissure transversale apparaît aussi vis-à-vis de la jauge 3, mais elle se forme en diagonale, contournant la jauge 3. C'est pourquoi une diminution de la déformation est mesurée. La mesure de la jauge 1 présente beaucoup de fluctuations qui semblent être le fruit de problèmes électroniques. Ses résultats sont donc considérés invalides. Les jauges 2, 5 et 6 montrent des déformations relativement importantes, dépassant la déformation au pic mesurée dans les os ($3738 \mu\epsilon$). Par contre, aucune fissure de fendage n'est observable à l'œil nu vis-à-vis des barres 1 et 2. Il est cependant important de noter que la déformation des os est mesurée à l'aide de LVDT de 300 mm et 400 mm ce qui peut réduire la déformation calculée à partir de leur allongement par rapport à ce qui serait mesuré par une jauge. Les jauges 7 et 8 mesurent respectivement leur déformation sur la même zone de béton que les LVDT 1 et 2. L'allure des courbes est donc la même pour ces deux types d'instruments, bien que la valeur numérique des déformations soit différente en raison de la longueur de mesure. Il est intéressant de remarquer que les déformations atteintes dans les jauges 7 et 8 juste avant l'apparition de la macrofissuration sont largement

inférieures à celles mesurée dans les jauges 2, 5 et 6 au moment de la rupture, sans apparition de fissures. Ce phénomène est encore une fois dû à l'orientation des fibres. Comme très peu de fibres traversent le plan de fissuration longitudinal, le BFUP se déforme très peu avant la fissuration et la rupture. Au contraire, les fibres sont orientées perpendiculairement au plan de fissuration transversal, donc le béton se microfissure et peut se déformer beaucoup avant l'apparition d'une macrofissure.

5.6.1.4 Spécimen sans contact décalé (NCO)

Le spécimen NCO a permis de développer une contrainte moyenne maximale de 864 MPa dans les quatre barres d'armature testées, selon la force mesurée dans les vérins. La Figure 5.51 présente l'évolution de la contrainte dans chacune de ces barres au cours de l'essai.

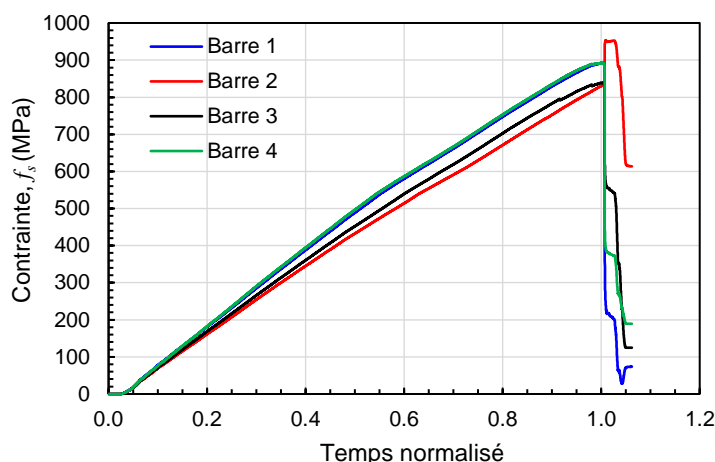


Figure 5.51 Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen NCO

Les courbes de contrainte dans chacune des quatre barres sont ici aussi assez proches les unes des autres pour laisser supposer un chargement symétrique, sans flexion majeure de la semelle. À l'atteinte de la rupture, la résistance du joint chute subitement, montrant un comportement fragile. L'écart observé entre la contrainte des barres intérieures et extérieures concorde avec les résultats du modèle numérique. La comparaison des contraintes maximales obtenues du modèle numérique et en laboratoire est présentée au Tableau 5.8. Il est important de noter que les barres demeurent linéaires élastiques tout au long du chargement dans les modèles numériques, alors que la contrainte atteinte en laboratoire dépasse celle délimitant la portion linéaire de la courbe de comportement des barres haute résistance qui est de 542 MPa.

Tableau 5.8 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement –
Spécimen NCO

	$f_{s1\ max}$ (MPa)	$f_{s2\ max}$ (MPa)	$f_{s3\ max}$ (MPa)	$f_{s4\ max}$ (MPa)	$f_{s\ moy\ max}$ (MPa)
Numérique	664	638	641	668	648
Expérimental	893	953	839	892	864
Ratio (exp./num.)	1.35	1.49	1.31	1.34	1.33

L'écart entre le résultat du modèle numérique et celui du spécimen expérimental est assez similaire à celui observé pour le spécimen NCS-2. La loi de comportement du BFUP imparfaite et l'absence de propriétés orthotropes sont toujours des raisons plausibles pour l'explication de cet écart. La Figure 5.52 présente les photos de la fissuration du spécimen prises suite à la rupture, après la coupe des barres. La Figure 5.53 répète la fissuration prédite par le modèle numérique, pour les six mêmes face du spécimen.



a) Côté barres testées

b) Extrémité
plaque d'acier

c) Face coffrée

d) Extrémité
coffrage

e) Côté barres en attente



f) Face truellée

Figure 5.52 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen NCO

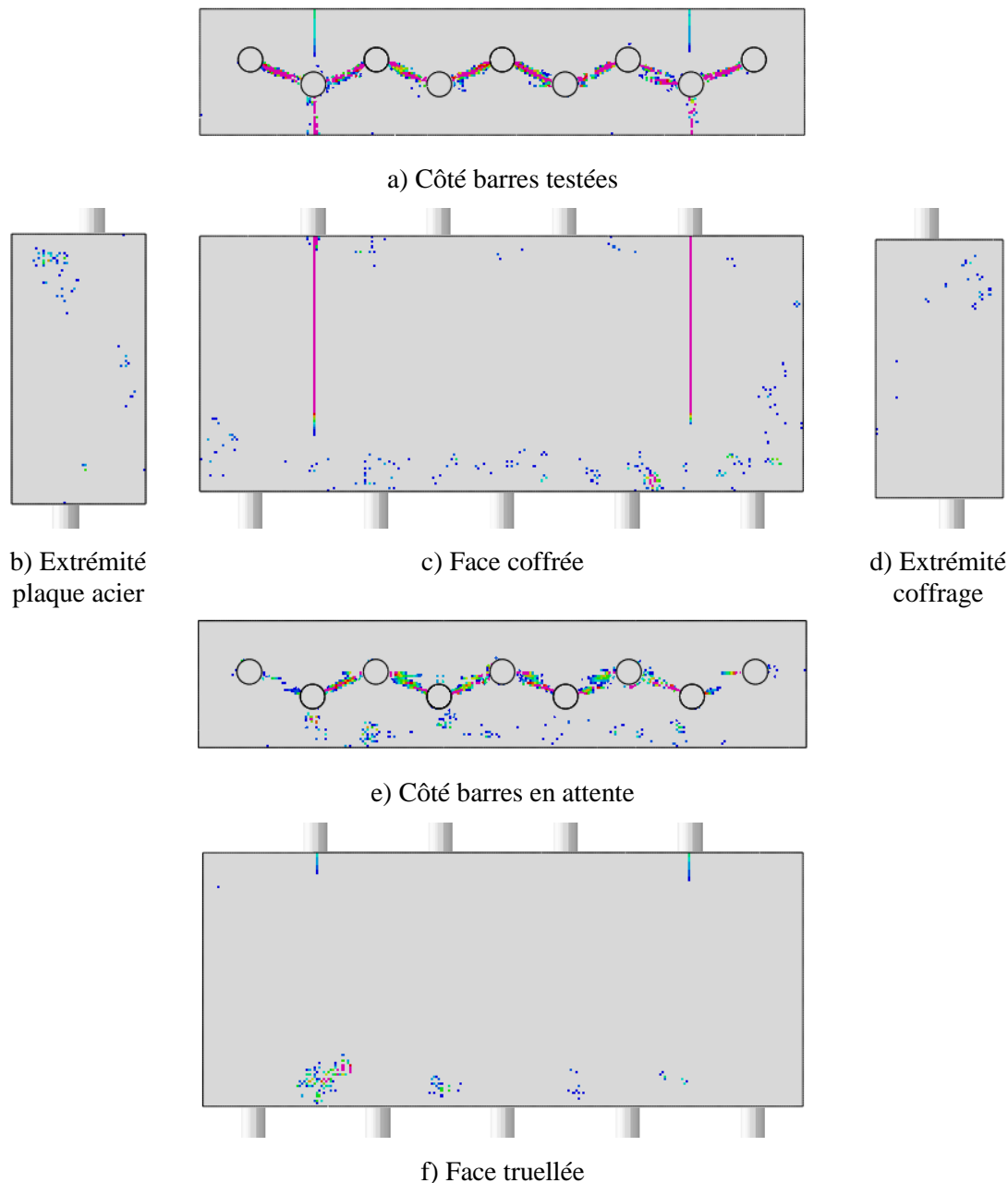


Figure 5.53 Fissuration prédite par le modèle numérique - Spécimen NCO

Dans le modèle numérique, les premières fissures à apparaître sont les fissures transversales vis-à-vis des barres extérieures, vers la face latérale la plus près. Plus tard dans le chargement, la fissure transversale vers la face la plus éloignée apparaît également. En laboratoire, ces fissures apparaissent seulement au niveau de la barre 4. La fissure vers la face la plus éloignée (face truellée) se propage seulement jusqu'à atteindre la fissure longitudinale entre la barre ancrée adjacente et l'extrémité. La fissure transversale du côté de la face la plus près (face coffrée) est beaucoup moins

longue que celle prédite par le modèle au moment de la rupture. Une fissure transversale apparaît également au bas du spécimen, côté barres en attente, ce qui n'a pas été prédit par le modèle. L'action de l'appui pour la restriction de la rotation du spécimen, qui agit à cet endroit, pourrait entrer en jeu dans le mécanisme de formation de cette fissure.

La fissuration longitudinale prédite par le modèle se produit en quinconce, se propageant en diagonale entre les barres testées et les barres en attente. En laboratoire, le spécimen présente plutôt une combinaison de fissuration en quinconce, entre les barres testées et en attente, et de fissuration longitudinale droite, d'une barre ancrée à l'autre. La rupture semble s'être initiée à partir du dessous du spécimen, la fissuration longitudinale étant plus importante sur cette face. Celle-ci se propage également jusqu'à l'extrémité coffrage du BFUP, comme dans le cas du spécimen NCS-2.

La fissuration du spécimen NCO est aussi plus marquée du côté de l'extrémité coffrage, avec des fissures transversales et une fissure longitudinale largement ouvertes. Des fissures horizontales apparaissent sur les faces latérales du spécimen, montrant que le BFUP est généralement sollicité en traction sur la hauteur du spécimen.

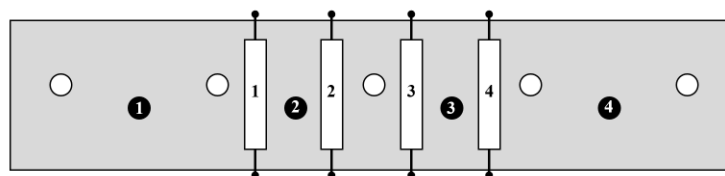
Le mode de fissuration longitudinal particulièrement différent pour ce spécimen par rapport au modèle pourrait être expliqué par le fait que plusieurs tentatives ont été nécessaires pour arriver à un montage d'essai qui fonctionne et qui permet d'empêcher la rotation du spécimen et des semelles. Effectivement, la fissure longitudinale en sous-face du spécimen était déjà présente avant l'essai ayant permis d'atteindre la rupture. La disposition des fibres découlant de l'écoulement du BFUP lors de la coulée pourrait également être une explication. La Figure 5.54 montre l'écoulement du BFUP au niveau des barres en attente lors de la coulée.



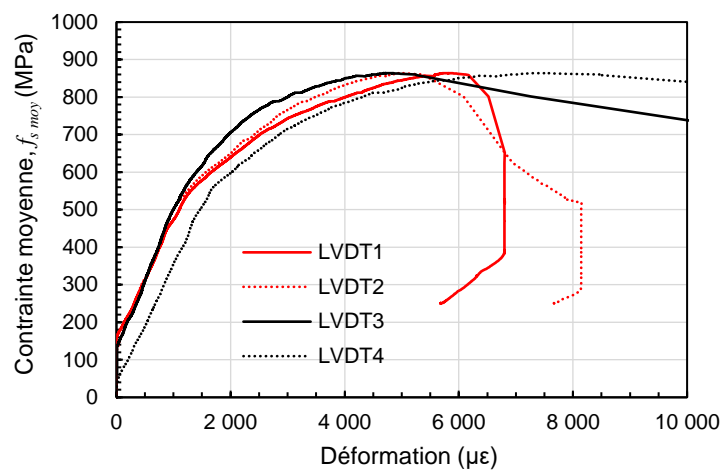
Figure 5.54 Coulée du spécimen NCO

Il est possible d'observer sur la photo que le BFUP s'est d'abord écoulé sous les barres du dessous (testées) et remonte entre celles-ci vers les barres du haut (en attente). Simultanément, le BFUP s'écoule aussi à partir du dessus des barres. À la rencontre de ces deux fronts d'écoulement, qui se trouve à être dans le plan des barres en attente, un plan de faiblesse ne contenant moins de fibres se forme. Ceci explique donc la formation de la fissure longitudinale droite d'une barre en attente à l'autre observée lors de l'essai. La rupture de ce spécimen a peut-être été prématurée, et une plus grande résistance aurait ainsi pu être atteinte pour une meilleure disposition des fibres. En effet, cette fissure qui est très peu traversée par des fibres prend le dessus sur la fissure diagonale qui est mieux retenue par les fibres. Une coulée du spécimen à la verticale, dans la position réelle du joint en chantier, pourrait permettre de remédier à ce problème. La résistance étant la même que celle des deux autres spécimens sans contact présentés précédemment, il pourrait aussi s'agir de la capacité maximale d'un joint de chevauchement sans contact, sans que l'effet du plan de faiblesse ait été majeur.

Des LVDT ont été placés de part et d'autre de chacune des barres intérieures afin de suivre la progression de la fissure longitudinale en zigzag. Leurs positionnement, numérotation et mesures expérimentales sont présentés à la Figure 5.55.



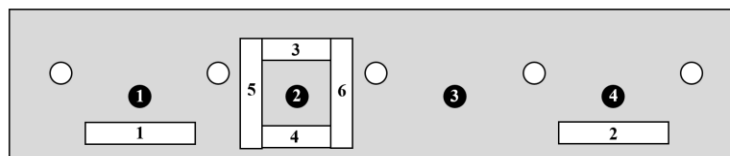
a) Position et numérotation des LVDT



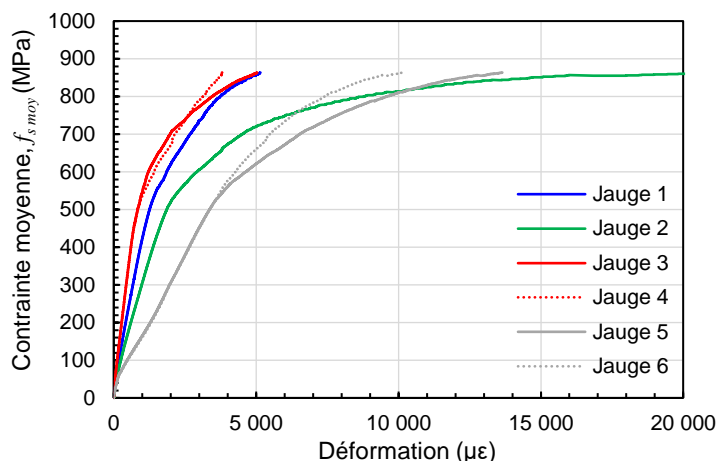
b) Mesures expérimentales

Figure 5.55 LVDT - Spécimen NCO

Dans ce cas-ci, la déformation n'augmente pas nécessairement suivant la numérotation des LVDT. La pente de la courbe de déformation est beaucoup plus douce pour ce spécimen, probablement en lien avec le fait que la fissure longitudinale se fait partiellement en zigzag d'une barre à l'autre, donc en diagonale par rapport à l'orientation des fibres plutôt que seulement parallèlement pour les spécimens NCS. La fissure s'ouvre donc légèrement plus doucement pour le spécimen NCO, bien que la rupture soit assez brusque dès que l'arrachement des barres se fait. La déformation mesurée dans les jauges à béton, ainsi que leur position et numérotation sont présentées à la Figure 5.56.



a) Position et numérotation des jauges à béton



b) Mesures expérimentales

Figure 5.56 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen NCO

Les courbes sont tracées jusqu'à l'atteinte de la charge maximale dans les vérins, afin de permettre une meilleure lisibilité du graphique, puisque certaines jauges cassent une fois la rupture atteinte. Seulement 6 jauges ont été installées sur le spécimen NCO, puisque la fissure de fendage du côté de l'enrobage plus épais apparaît plus tard dans le modèle numérique, et est donc de moindre importance. Justement, cette fissure n'est pas apparue lors de l'essai. La jauge est positionnée vis-à-vis de la barre 4, là où se forme une fissure transversale. La déformation de la jauge s'accorde avec cette observation. Aucune fissure n'est visible à l'œil vis-à-vis des jauges 1, 3 et 4, bien que leur déformation dépasse celle mesurée dans les os au pic. Les jauges 5 et 6 mesurent la même déformation que les LDVT 1 et 2 respectivement. L'allure de la courbe est donc la même, bien que la valeur numérique des déformations soit différente, notamment à cause de la longueur de mesure. Ici aussi il est possible de remarquer que la déformation dans les jauges 5 et 6 à la rupture est largement supérieure à celle dans les jauges 7 et 8 du spécimen NCS-2 à la rupture également, laissant penser que le patron de fissuration en diagonale cause une rupture plus douce. La déformation dans ces jauges reste tout de même inférieure à celle de la jauge 2, pour laquelle les fibres sont complètement perpendiculaires au plan de fissuration, et non diagonales.

5.6.1.5 Spécimen sans contact double décalé (DNCO)

Le spécimen DNCO a permis de développer une contrainte moyenne maximale de 905 MPa dans les quatre barres d'armature du haut, selon la force mesurée dans les vérins. La Figure 5.57 présente l'évolution de la contrainte dans chacune de ces barres au cours de l'essai.

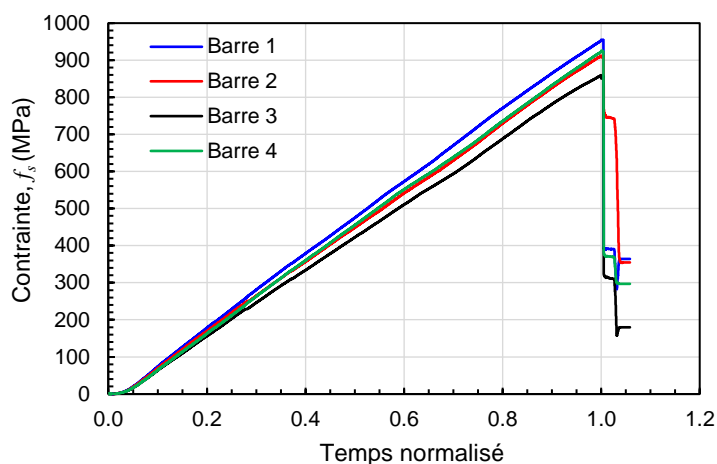


Figure 5.57 Contrainte mesurée dans les barres testées - Spécimen DNCO

Les courbes de contrainte dans les barres 1 et 2 sont légèrement au-dessus de celles des barres 3 et 4. Il se pourrait donc qu'un mauvais alignement se soit produit lors de la mise en place des coffrages des semelles, faisant en sorte que l'application de l'effort ne soit pas tout à fait verticale, donc pas parfaitement symétrique. Somme toute, l'écart n'est pas majeur (1.6% d'écart à la moyenne entre les barres 1 et 4, et 3.0% entre les barres 2 et 3), donc les résultats restent tout de même valides. À l'atteinte de la rupture, la résistance du joint chute subitement. L'écart observé entre la contrainte des barres intérieures et extérieures concorde avec les résultats du modèle numérique. La comparaison des contraintes maximales obtenues du modèle numérique et en laboratoire est présentée au Tableau 5.9. Il est important de noter que les barres demeurent linéaires élastiques tout au long du chargement dans les modèles numériques, alors que la contrainte atteinte en laboratoire dépasse celle délimitant la portion linéaire de la courbe de comportement des barres haute résistance qui est de 542 MPa.

Tableau 5.9 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement –
Spécimen DNCO

	$f_{s1\ max}$ (MPa)	$f_{s2\ max}$ (MPa)	$f_{s3\ max}$ (MPa)	$f_{s4\ max}$ (MPa)	$f_{s\ moy\ max}$ (MPa)
Numérique	988	960	960	989	971
Expérimental	955	912	859	925	911
Ratio (exp./num.)	0.97	0.95	0.89	0.94	0.94

Le spécimen DNCO présente un faible écart entre la contrainte développée dans les barres dans le modèle numérique et en laboratoire. Le patron de fissuration longitudinale est d'ailleurs assez similaire entre le spécimen réel et le modèle. La Figure 5.58 présente les photos de la fissuration du spécimen prises suite à la rupture, après la coupe des barres. La Figure 5.59 répète la fissuration prédite par le modèle numérique, pour les six mêmes face du spécimen.

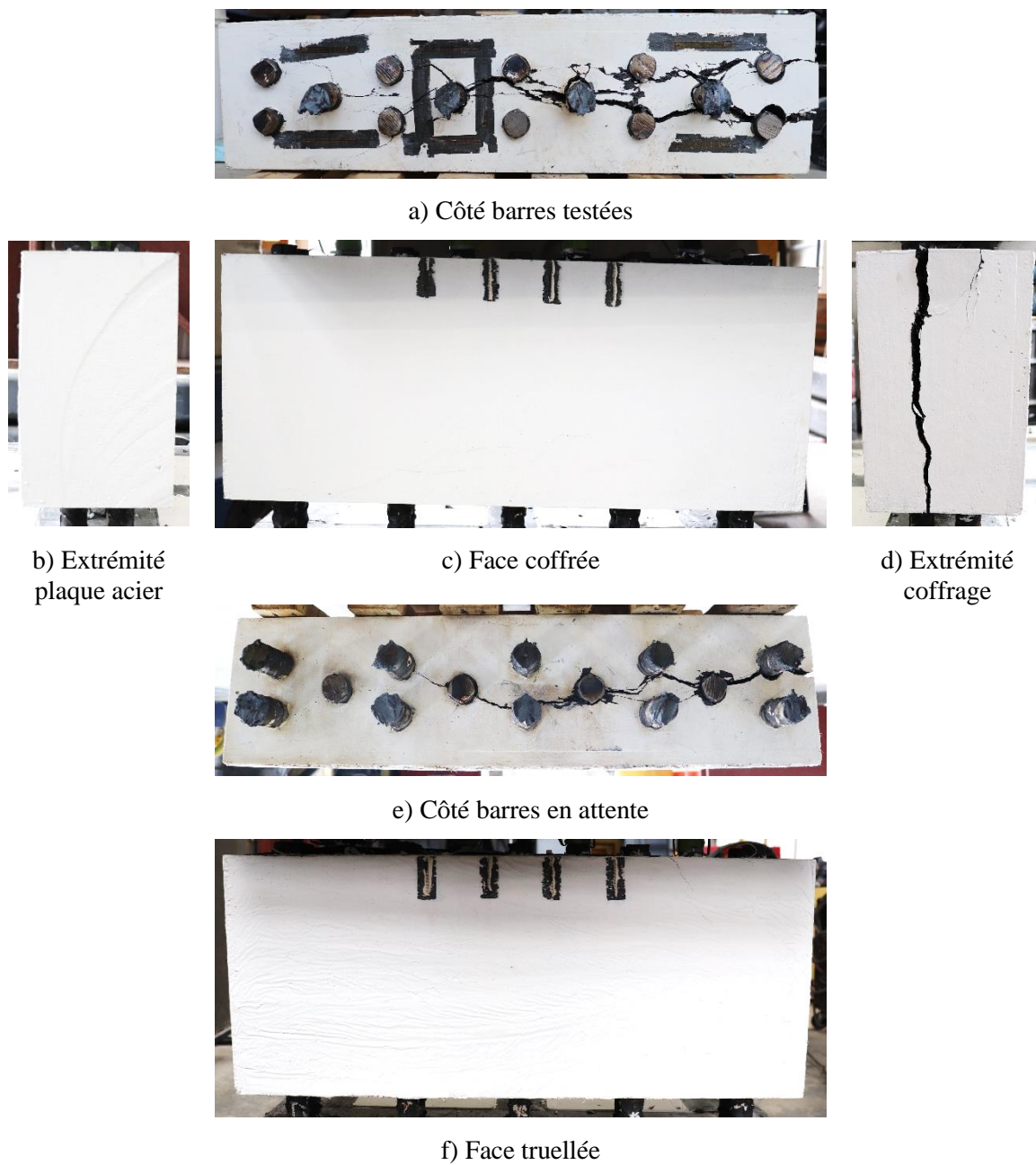


Figure 5.58 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen DNCO

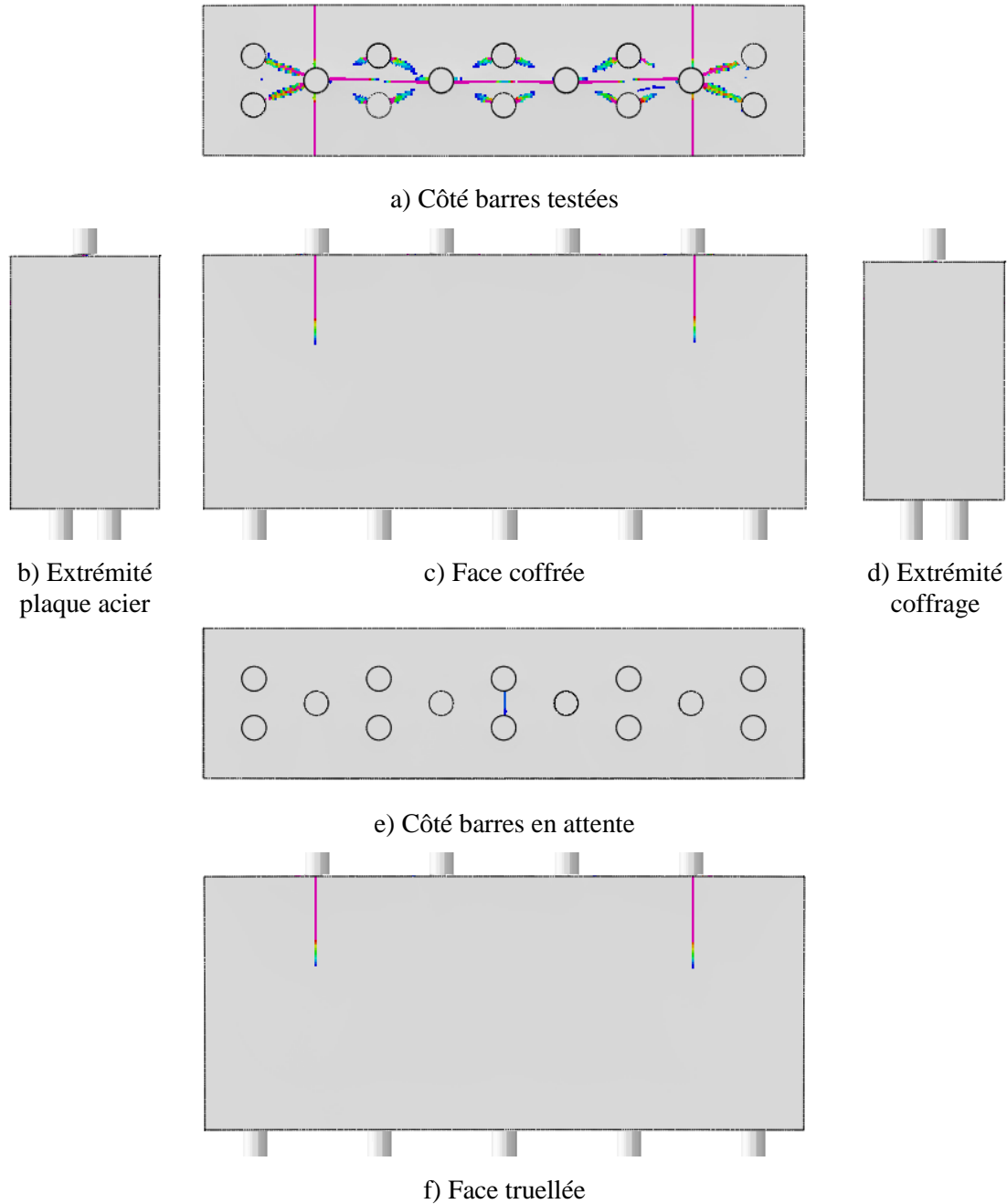
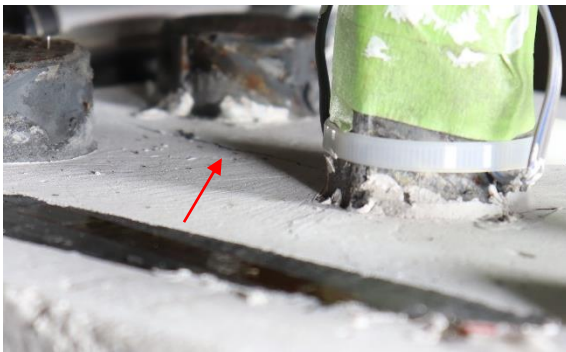


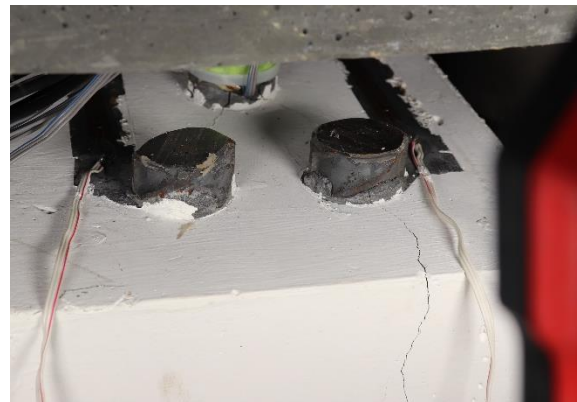
Figure 5.59 Fissuration prédite par le modèle numérique – Spécimen DNCO

Dans le modèle numérique, les quatre fissures transversales vis-à-vis des barres extérieures se forment après la fissure longitudinale. En laboratoire, comme l'orientation des fibres améliore la performance du BFUP pour cette orientation de fissuration, les fissures transversales n'apparaissent pas du tout au cours de l'essai.

Concernant la fissuration longitudinale en face supérieure, le modèle prédit premièrement une fissuration droite d'une barre testée à l'autre, puis l'initiation de fissures en double quinconce, entre les barres testées et les barres ancrées. En face inférieure, la fissuration est presque inexistante à la rupture. En laboratoire, la fissuration est variable le long du spécimen sur la face supérieure de la barre 3 à l'extrémité coffrage, la fissuration est seulement en double quinconce, alors que de la barre 1 à 3, le mode de fissuration est plus similaire au modèle, avec une combinaison de fissuration droite et de fissuration en quinconce. Au niveau de la face inférieure, la fissuration est seulement en simple quinconce, entre les barres testées et l'une des barres ancrées adjacentes, probablement la plus proche. La fissuration longitudinale se produit au-delà de la barre 4, jusqu'à l'extrémité coffrage du BFUP. Contrairement au spécimen NCS-2, pour lequel l'apparition de la fissure longitudinale est soudaine et cause immédiatement la rupture du spécimen, la progression de la fissuration longitudinale peut être observée avant la rupture pour le spécimen DNCO. La Figure 5.60 présente les fissures longitudinales observées au cours du chargement.



a) Fissuration partant de la barre 4 vers l'intérieur



b) Fissuration à l'extrémité coffrée

Figure 5.60 Fissuration longitudinale en cours d'essai - Spécimen DNCO

La possibilité d'une plus grande ouverture des fissures longitudinales est probablement associée au fait que les fissures sont diagonales par rapport à l'orientation des fibres, ce qui permet une plus grande ductilité avant la rupture.

La fissuration du spécimen DNCO est aussi plus marquée du côté de l'extrémité coffrage, avec une plus grande ouverture des fissures longitudinales. Quelques fissures horizontales apparaissent sur les faces latérales du spécimen, montrant que le BFUP est généralement sollicité en traction sur la hauteur du spécimen.

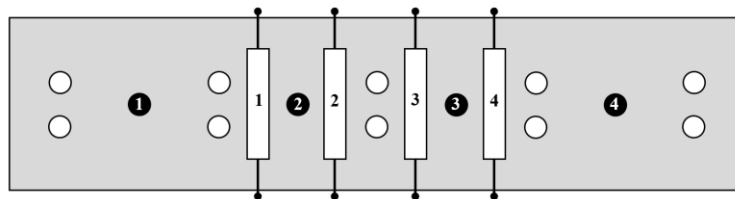
Le spécimen DNCO ne reproduit pas le plan de faiblesse au niveau des barres ancrées s'étant trouvées dans le haut du coffrage au moment de la coulée, contrairement au spécimen NCO. Ceci peut encore une fois être expliqué par le déroulement de la coulée du BFUP. En effet, la gâchée utilisée pour la coulée du spécimen DNCO s'écoulait moins bien que celle du spécimen NCO. Ainsi, l'ensemble de la coulée n'a pu être fait avec le réservoir puisque le BFUP ne s'écoulait plus après un certain temps. Le remplissage du coffrage a donc été complété en faisant des passes à l'aide d'un seau, tel que montré à la Figure 5.61, comme lors de la coulée des os en BFUP, afin de tout de même obtenir la même orientation des fibres.



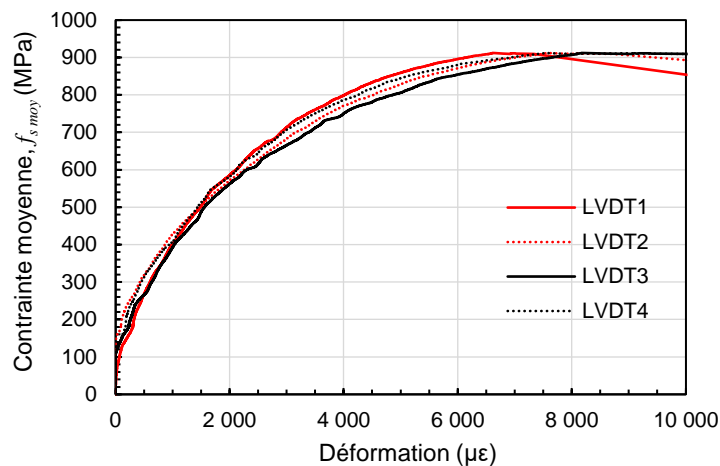
Figure 5.61 Fin du remplissage du coffrage du spécimen DNCO par passes à l'aide d'un seau

Ainsi, le plan de faiblesse à la rencontre des deux fronts d'écoulement observé pour le spécimen NCO n'est pas reproduit ici. En effet, la coulée par passes reproduit mieux l'écoulement se faisant par en-dessous avec la boîte et évite d'avoir deux fronts d'écoulement distincts.

Des LVDT ont été placés de part et d'autre de chacune des barres intérieures afin de suivre la progression de la fissuration longitudinale. Leurs positionnement, numérotation et mesures expérimentales sont présentés à la Figure 5.62.



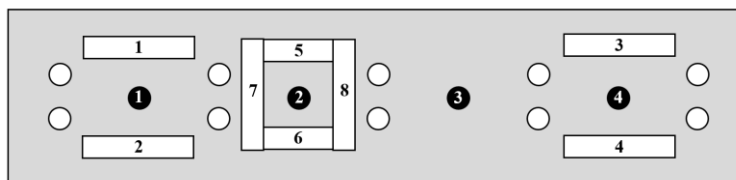
a) Position et numérotation des LVDT



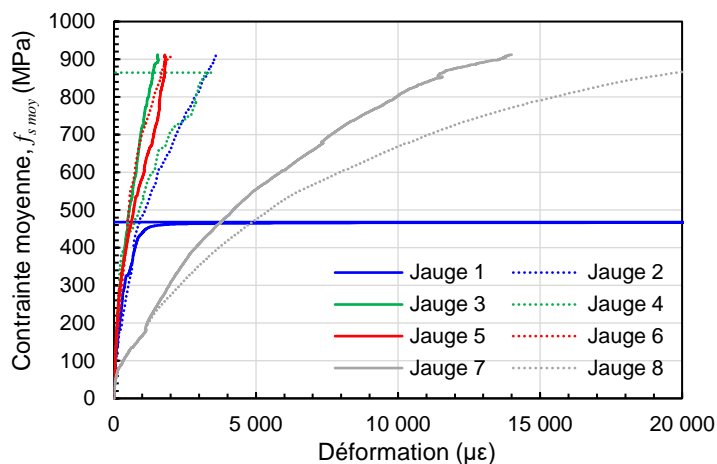
b) Mesures expérimentales

Figure 5.62 LVDT - Spécimen DNCO

La déformation est assez uniforme pour les quatre LVDT. Comme pour le spécimen NCO, la pente de la courbe est assez douce, probablement en raison du fait que la fissuration longitudinale n'est pas parfaitement droite ni parallèle aux fibres, mais plutôt en diagonale. Cela concorde avec l'observation visuelle des fissures qui a été possible pendant l'essai (voir Figure 5.60). La fissure longitudinale s'ouvre donc relativement lentement, mais la rupture reste rapide une fois que l'arrachement des barres s'amorce. La déformation mesurée dans les jauges à béton, ainsi que le rappel de leur position et numérotation est présenté à la Figure 5.63.



a) Positions des jauges à béton



b) Mesures expérimentales

Figure 5.63 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen DNCO

Les courbes sont tracées jusqu'à l'atteinte de la charge maximale dans les vérins, afin de permettre une meilleure lisibilité du graphique, puisque certaines jauges cassent une fois la rupture atteinte. Malheureusement, comme il est possible de le remarquer sur le graphique, la jauge 1 a décollé de la surface du béton à environ la moitié de l'essai. La jauge 4 semble elle aussi avoir décollé juste avant la fin. La déformation dans les jauges 2 à 6 reste relativement faible ne laissant présager aucune fissuration à leur emplacement. Cela est probablement dû à l'épaisseur de béton qui est de $2.5d_b$ vis-à-vis des barres testées, en comparaison à $1.5d_b$ dans les spécimens où se produit du fendage, rigidifiant la section à cet endroit. Les jauges 7 et 8 mesurent la même déformation que les LVDT 1 et 2 respectivement. L'allure de la courbe est donc la même, bien que la valeur numérique des déformations soit différente, notamment à cause de la longueur de mesure. La déformation maximale atteinte dans les jauges 7 et 8 est grande et la pente est douce, prouvant encore une fois que la fissuration longitudinale progresse tranquillement dans le spécimen DNCO.

5.6.1.6 Spécimen en contact transversal (CT)

Le spécimen CT a permis de développer une contrainte moyenne maximale de 497 MPa dans les quatre barres d'armature du haut, selon la force mesurée dans les vérins. Pour les spécimens

contenant un nombre identique de barres testées et en attente, dont le spécimen CT, des jauges ont été installées sur toutes les barres, puisqu'il est impossible de prédire de quel côté se fera d'abord la rupture. La Figure 5.64 présente donc l'évolution de la contrainte au cours de l'essai, dans les barres testées et ancrées.

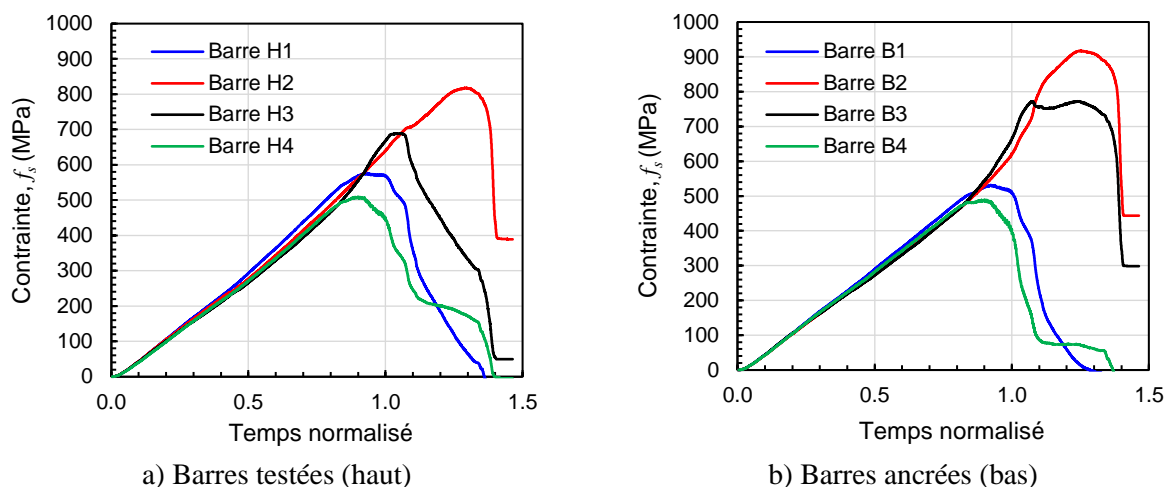


Figure 5.64 Contrainte mesurée dans les barres - Spécimen CT

La contrainte dans les quatre barres testées et dans les quatre barres ancrées est assez similaire au cours du chargement, jusqu'à l'amorce de la rupture. À ce moment, il est possible d'observer que la rupture s'initie dans les barres extérieures, tel qu'illustré par la chute de la contrainte dans la barre 4, puis dans la barre 1. Une certaine résistance de l'ancrage subsiste tout de même vis-à-vis des barres intérieures. La contrainte dans ces barres continue donc d'augmenter, même après la perte d'ancrage dans les barres 1 et 4. Éventuellement, la contrainte se met à redescendre dans la barre 3, puis dans la barre 2. L'essai a été arrêté une fois une pente descendante amorcée dans toutes les barres, afin d'éviter d'endommager le montage inutilement. Ce comportement à la rupture est à l'origine de la pente post-pic de la contrainte moyenne beaucoup plus douce pour le spécimen CT que pour les autres spécimens.

Le spécimen CT est particulier aussi en raison de la disposition des jauges sur les barres. En effet, afin d'assurer un bon contact transversal entre les barres testées et ancrées, celles-ci sont pivotées de 90° par rapport à tous les autres spécimens, afin d'éviter de placer les crénelures longitudinales en contact. Les jauges sont donc elles aussi pivotées de 90° . Ainsi, plutôt que d'avoir les jauges disposées dans le plan longitudinal, elles sont placées transversalement par rapport à chacune des barres. Ainsi, il est possible de mesurer l'ampleur de la flexion générée par l'excentricité des barres, malgré le montage de retenue. La Figure 5.65 présente la mesure de chacune des jauges

individuellement. Le même code de couleur qu'à la figure précédente est conservé pour chacune des barres. Les jauges portant un nombre impair se trouvent du côté de la face truellée, et les jauges portant un nombre pair sont du côté de la face coffrée. Les barres testées sont excentrées vers la face coffrée, alors que les barres en attente sont excentrées vers la face truellée.

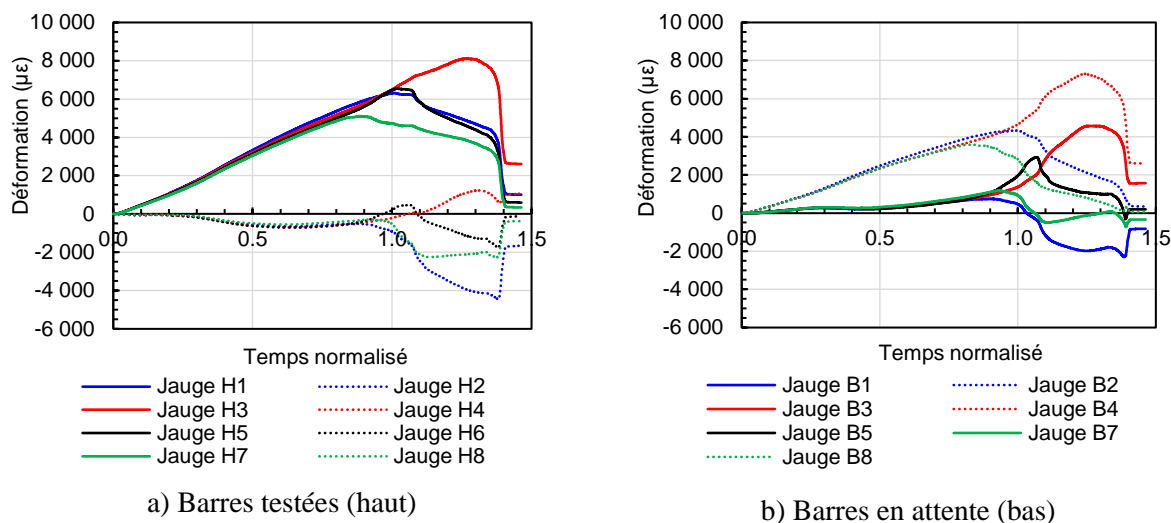


Figure 5.65 Effet de la flexion dans le spécimen CT

Pour les barres testées, la déformation en traction augmente dans les jauges impaires, alors qu'elle est relativement stable, allant même en légère compression dans les jauges paires. Pour les barres en attente, l'inverse se produit, c'est-à-dire que les jauges paires se déforment plus que les jauges impaires. La déformation des jauges situées dans l'axe de la surface de contact entre les barres augmente donc rapidement en traction, alors que les jauges placées du côté des faces latérales se déforment peu en traction, et même en compression dans le cas des barres testées. Ce comportement peut être expliqué en observant la position déformée du joint due au moment interne présentée à la Figure 5.66. Bien que la rotation du spécimen de joint et celle de la semelle supérieure soient empêchées autant que possibles, le contact entre les butées et les surfaces de béton n'est pas parfait à l'initiation du chargement. Ainsi, un certain degré de rotation reste possible pendant l'essai.

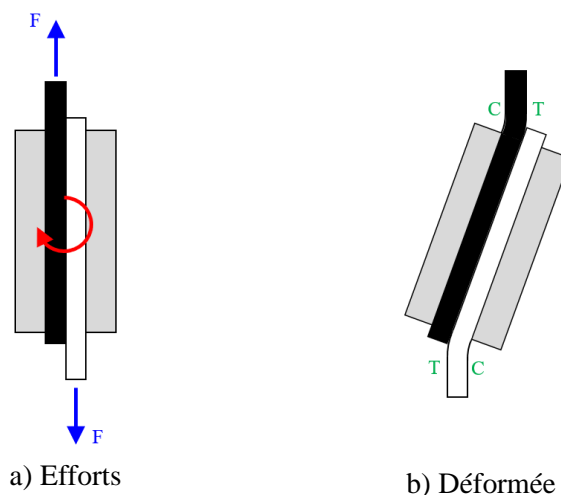


Figure 5.66 Cause de l'écart des déformations dans les jauges du spécimen CT

Puisque le joint a tendance à tourner plus facilement que les blocs, les barres subissent une courbure telle qu'illustrée ci-dessus. Ainsi, le côté gauche des barres testées (vers la face coffrée, jauges paires) est en compression et son côté droit (vers la face truellée, jauges impaires) est en traction. C'est l'inverse pour les barres ancrées. Évidemment, la compression due à la rotation du spécimen étant inférieure à l'effort de traction dû au chargement des vérins, la compression mesurée dans les jauges reste de faible ampleur. Cette interprétation concorde avec les mesures des jauges de déformation (Figure 5.65).

La comparaison des contraintes maximales obtenues du modèle numérique et en laboratoire est présentée au Tableau 5.10. Il est important de noter que les barres demeurent linéaires élastiques tout au long du chargement dans les modèles numériques, alors que la contrainte atteinte en laboratoire dépasse celle délimitant la portion linéaire de la courbe de comportement des barres haute résistance qui est de 542 MPa pour deux des quatre barres chevauchées. La contrainte mesurée au laboratoire dans les barres testées est utilisée pour la comparaison.

Tableau 5.10 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement – Spécimen CT

	$f_{s1 \max}$ (MPa)	$f_{s2 \max}$ (MPa)	$f_{s3 \max}$ (MPa)	$f_{s4 \max}$ (MPa)	$f_s \text{ moy max}$ (MPa)
Numérique	509	666	664	512	571
Expérimental	576	818	689	510	582
Ratio (exp./num.)	1.13	1.23	1.04	1.00	1.02

La contrainte maximale atteinte dans les barres 3 et 4 est assez similaires entre le spécimen expérimental et celui numérique. Il s'agit de la première barre extérieure à céder, et de la première

barre intérieure à céder. Pour les barres 1 et 2 l'écart est plus important, probablement puisque le BFUP est plus performant à cet endroit. La Figure 5.67 présente les photos de la fissuration du spécimen prises suite à la rupture, après la coupe des barres. La Figure 5.68 répète la fissuration prédite par le modèle numérique, pour les six mêmes face du spécimen.

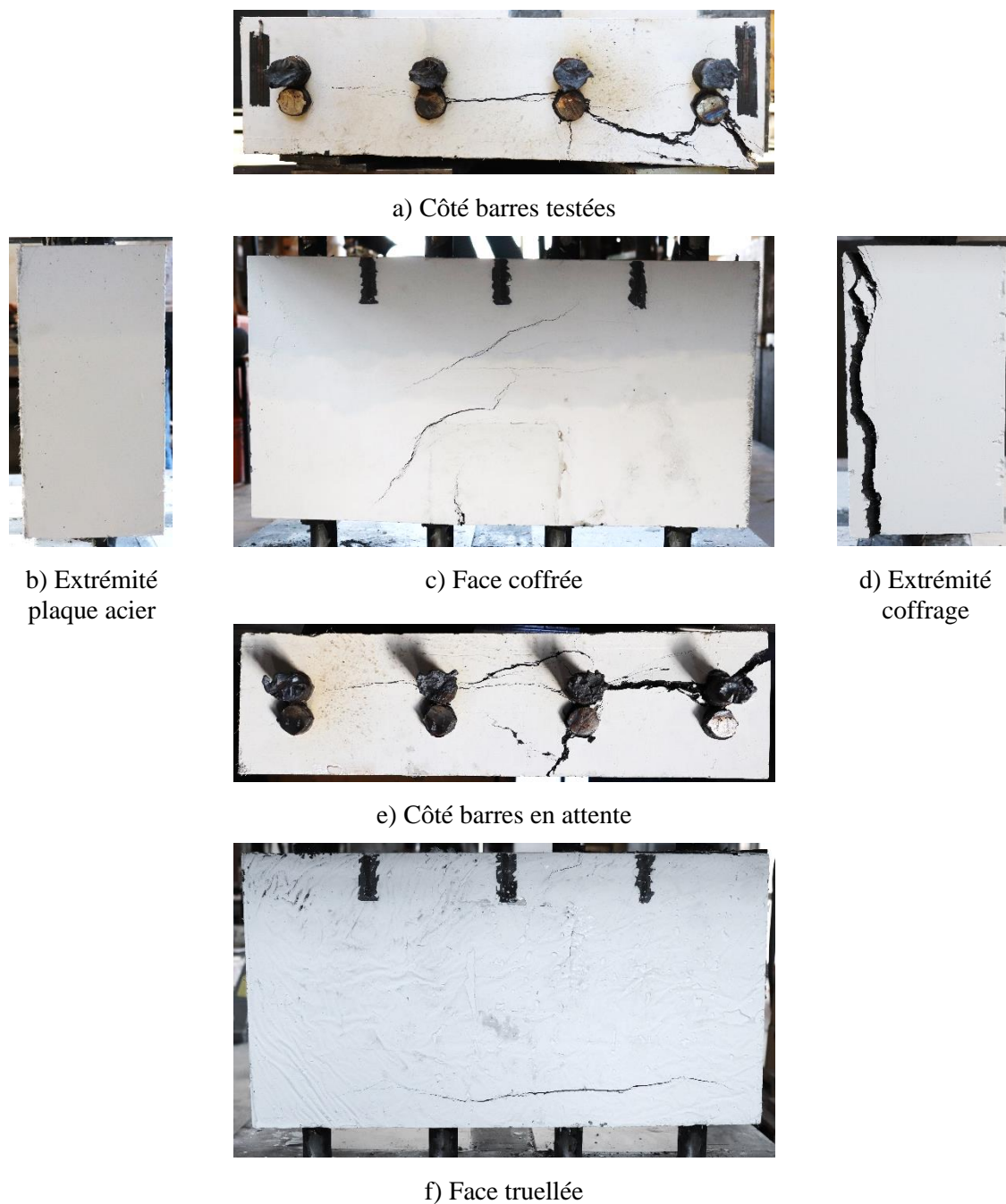


Figure 5.67 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen CT

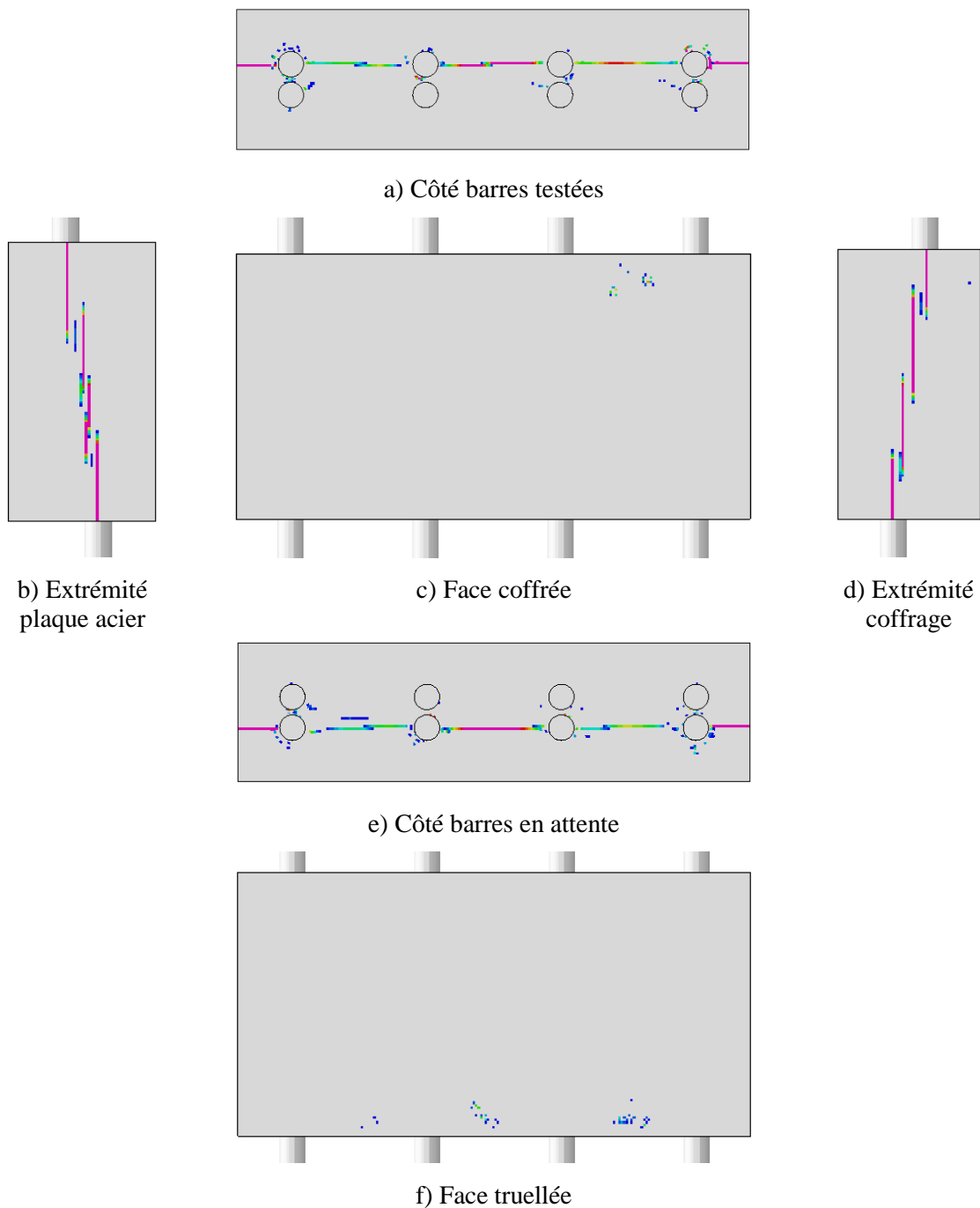


Figure 5.68 Fissuration prédite par le modèle numérique – Spécimen CT

Le modèle numérique du spécimen CT prédit une fissuration longitudinale seulement. Cette fissure se trouve dans le plan des barres testées du côté supérieur, et dans le plan des barres en attente du côté inférieur. La transition se fait en diagonale sur la hauteur du spécimen, observable à chaque extrémité de celui-ci. En laboratoire, la fissuration est aussi principalement longitudinale, mais

dans le plan des barres en attente sur toute la hauteur du spécimen. Deux fissures transversales sont aussi observées, l'une peu ouverte vis-à-vis de la barre testée 3 vers la face truellée, et l'autre, plus importante, vis-à-vis de la barre ancrée 3 vers la face coffrée. Cette dernière fissure est la même que celle observée dans le spécimen NCO, c'est-à-dire vis-à-vis de la barre ancrée vers l'extrémité coffrage la plus près de la colonnette du bas en butée. Un effet de la compression due à la butée entre probablement en jeu dans la formation de cette fissure.

La fissuration du spécimen CT est aussi plus marquée du côté de l'extrémité coffrage, avec une fissuration longitudinale plus ouverte de ce côté. Des fissures horizontales apparaissent sur les faces latérales du spécimen, montrant que le BFUP est généralement sollicité en traction sur la hauteur du spécimen.

Le mode de fissuration longitudinale dans le plan des barres ancrées seulement, contrairement au modèle numérique, est associé à la méthode de coulée, comme dans le cas du spécimen NCO. En effet, la même problématique de création d'un plan de faiblesse en raison de l'écoulement du BFUP apparaît, tel que présenté à la Figure 5.69.

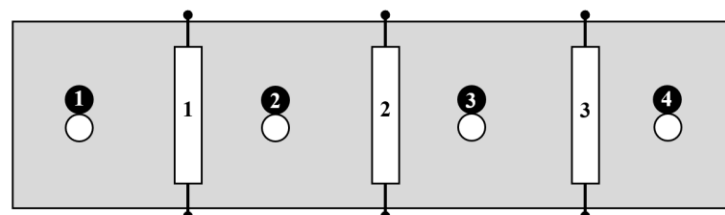


Figure 5.69 Coulée du spécimen CT

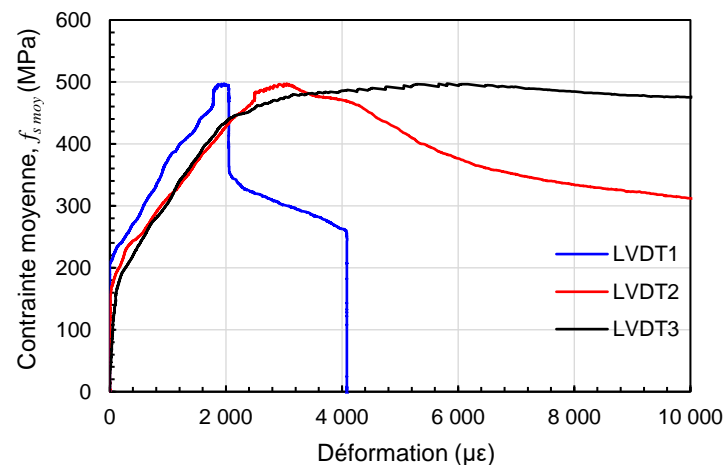
Dans ce coffrage, les barres en attente se retrouvent en haut et les barres testées en bas. Ainsi, le BFUP s'écoule d'abord sous les barres testées, et remonte entre celles-ci. Simultanément, un autre écoulement se crée à partir du dessus des barres en attente. Un plan de faiblesse étant traversé par un nombre moindre de fibres apparaît donc à la rencontre des deux fronts d'écoulement, soit dans le plan des barres en attente, d'où la formation facilitée d'une fissure. Encore une fois, une coulée

du spécimen à la verticale, dans la position réelle du joint en chantier, pourrait permettre de remédier à ce problème.

Des LVDT ont été placés entre les barres testées afin de suivre la progression de la fissuration longitudinale. Leurs positionnement, numérotation et mesures expérimentales sont présentés à la Figure 5.70.



a) Position et numérotation des LVDT



b) Mesures expérimentales

Figure 5.70 LVDT - Spécimen CT

La déformation mesurée par les LVDT 2 et 3 est assez similaire au cours de l'essai. Par contre, à l'approche de la rupture, le LVDT 3 montre que la fissure entre les barres 3 et 4 s'ouvre de manière plus importante. Le LVDT 1, quant à lui, montre une déformation plus tardive au cours de l'essai, donc une fissuration plus difficile entre les barres 1 et 2.

La déformation mesurée dans les jauges à béton, ainsi que le rappel de leur position et numérotation sont présentés à la Figure 5.71.

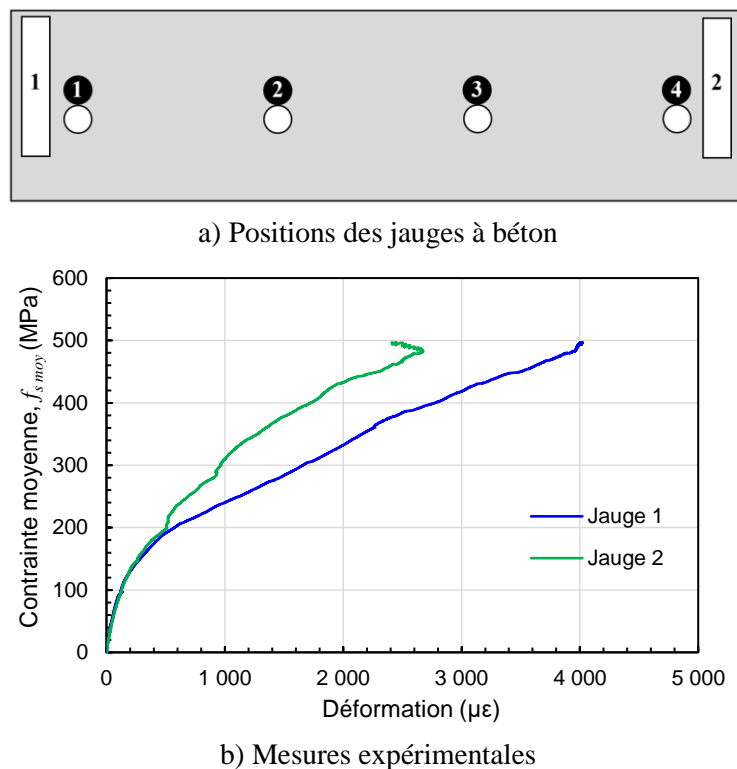


Figure 5.71 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen CT

Seules deux jauges de déformation ont été mises en place pour ce spécimen, là où l'initiation de la fissuration était attendue. Malheureusement, la fissure longitudinale entre la barre extérieure et l'extrémité du spécimen ne s'est formée que du côté coffrage. De plus, la fissure est orientée vers le coin du spécimen, en dehors de la zone couverte par la jauge. C'est pourquoi la jauge 2 mesure une déformation inférieure à la jauge 1, et même une décroissance de la déformation mesurée une fois la fissuration initiée. En effet, la déformation se concentre là où la fissure se forme, réduisant la sollicitation sur le reste de l'épaisseur du spécimen. Les courbes des deux jauges se superposent tout de même assez bien en début d'essai. La jauge 1 mesure une déformation relativement importante à la rupture, bien qu'aucune fissure ne se forme à cet endroit.

5.6.1.7 Spécimen en contact longitudinal (CL)

Le spécimen CL a permis de développer une contrainte moyenne maximale de 546 MPa dans les quatre barres d'armature du haut, selon la force mesurée dans les vérins. Comme dans le cas du spécimen CT, des jauges ont été installées sur toutes les barres, puisqu'il est impossible de prédire de quel côté se fera d'abord la rupture, le nombre de barres testées et en attente étant le même. La

Figure 5.72 présente donc l'évolution de la contrainte au cours de l'essai, dans les barres testées et ancrées.

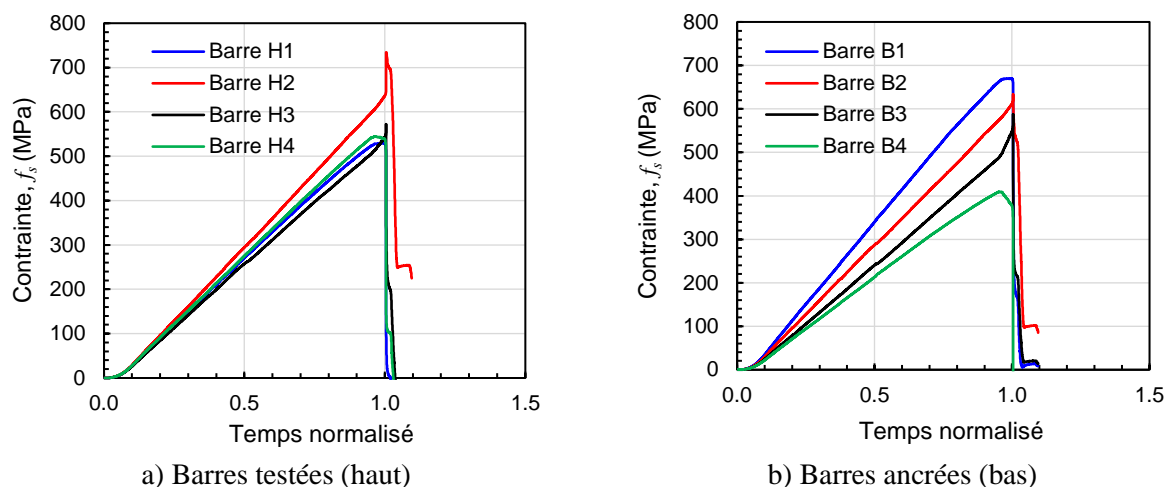


Figure 5.72 Contrainte mesurée dans les barres - Spécimen CL

Le spécimen CL subit une rotation dans son plan longitudinal, en raison de l'excentricité des barres dans cette direction. Par contre, comme le bras de levier d'une barre extérieure à l'autre est assez grand, cette rotation est beaucoup moins critique que dans le cas des spécimens excentrés latéralement. Afin d'éviter au maximum la rotation de la semelle supérieure qui pourrait causer une problématique de stabilité des appuis hémisphériques dans le montage, la ligne d'action des vérins est centrée sur le centre de gravité des barres testées. Ainsi, la contrainte dans ces barres est relativement uniforme au cours de l'essai, à l'exception de la barre 2 qui est légèrement supérieure aux autres, tout au long de l'essai. Cette différence pourrait être simplement associée à une aire transversale différente des autres barres suite à la préparation de surface pour les jauges, ou encore à des caractéristiques locales du BFUP différentes. Au niveau des barres en attente, leur excentricité par rapport aux barres testées crée un moment, d'où l'écart de contrainte entre les quatre barres en attente. La barre la plus sollicitée en traction est la barre 1, et la contrainte décroît jusqu'à la barre 4, ce qui s'accorde avec l'orientation du moment généré dans le joint. Comme dans le cas de tous les autres spécimens à l'exception du spécimen CT, une fois la rupture initiée, la chute de résistance est assez brusque.

La comparaison des contraintes maximales obtenues du modèle numérique et en laboratoire est présentée au Tableau 5.11. Il est important de noter que les barres demeurent linéaires élastiques tout au long du chargement dans les modèles numériques, alors que la contrainte atteinte en laboratoire dépasse celle délimitant la portion linéaire de la courbe de comportement des barres

haute résistance qui est de 542 MPa pour trois des quatre barres chevauchées. La contrainte mesurée au laboratoire dans les barres testées est utilisée pour la comparaison. La numérotation des barres du modèle numérique et du spécimen expérimental est la même.

Tableau 5.11 Contraintes dans les barres obtenues numériquement et expérimentalement –
Spécimen CL

	$f_{s1 \max}$ (MPa)	$f_{s2 \max}$ (MPa)	$f_{s3 \max}$ (MPa)	$f_{s4 \max}$ (MPa)	$f_s \text{ moy max}$ (MPa)
Numérique	454	654	663	623	593
Expérimental	530	735	572	545	562
Ratio (exp./num.)	1.17	1.12	0.86	0.88	0.95

En moyenne, la contrainte mesurée au laboratoire est inférieure à celle prédite par le modèle numérique. Le modèle numérique prévoit une performance moindre de la barre 1, en raison de sa proximité à la face d'extrémité. Ce phénomène n'est pas observé expérimentalement, la barre 1 ayant plutôt une résistance comparable à celles des barres 3 et 4. Cependant, la disposition des barres lors de la coulée pourrait justifier ce phénomène, la barre 1 étant à l'extrémité plaque d'acier, et le BFUP étant toujours plus performant dans cette zone pour tous les spécimens. La barre 2, qui se démarque des autres par une contrainte supérieure tout au long de l'essai, est également plus performante que la prédiction du modèle. Les barres 3 et 4 atteignent toutes deux des contraintes maximales inférieures à celles du modèle. La loi de comportement du BFUP imparfaite et l'absence de propriétés orthotropes sont toujours des raisons plausibles pour l'explication de cet écart. Les modes de fissuration assez différents peuvent aussi être une cause de l'écart. La Figure 5.73 présente les photos de la fissuration du spécimen prises suite à la rupture, après la coupe des barres. La Figure 5.74 répète la fissuration prédite par le modèle numérique, pour les six mêmes face du spécimen.

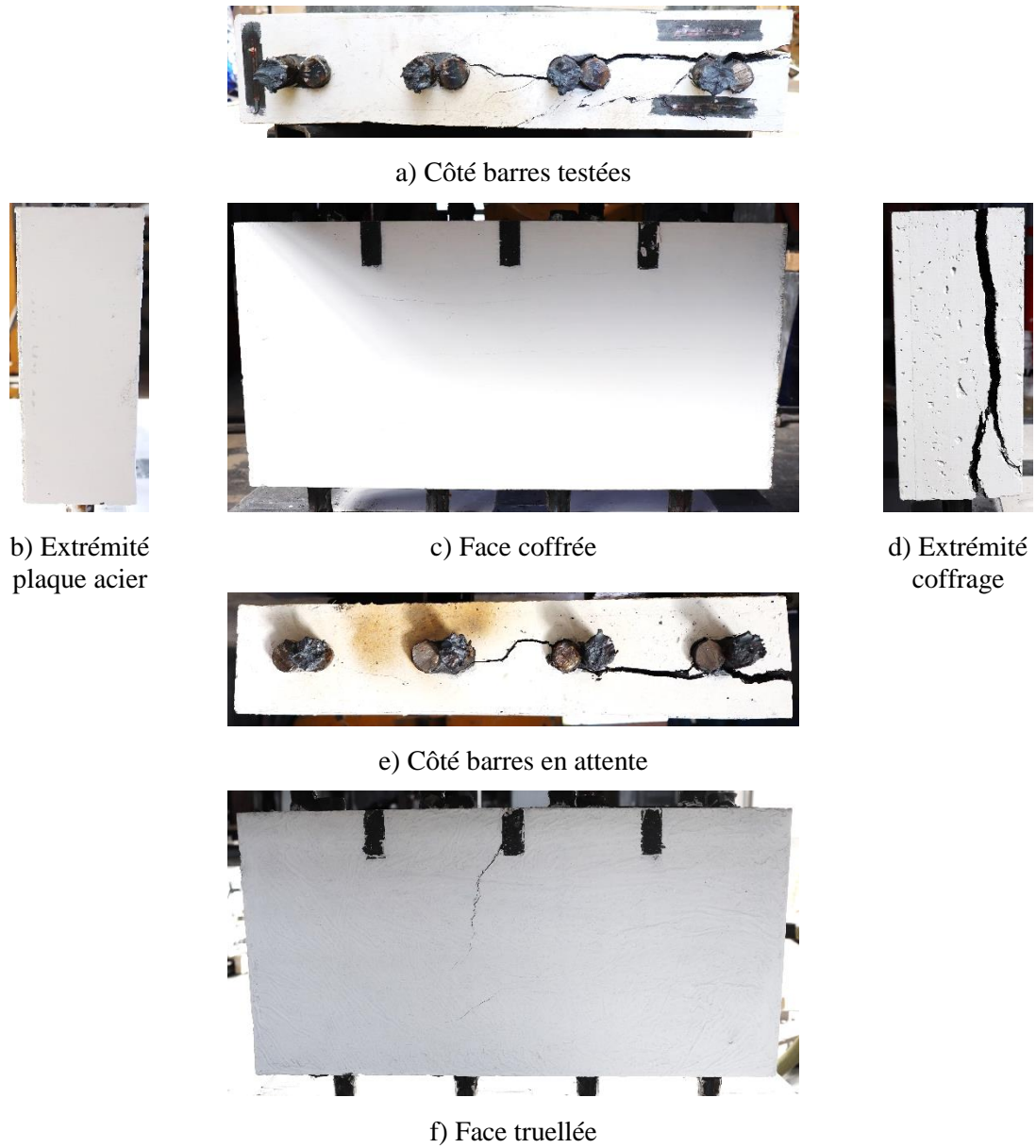


Figure 5.73 Fissuration observée en laboratoire - Spécimen CL

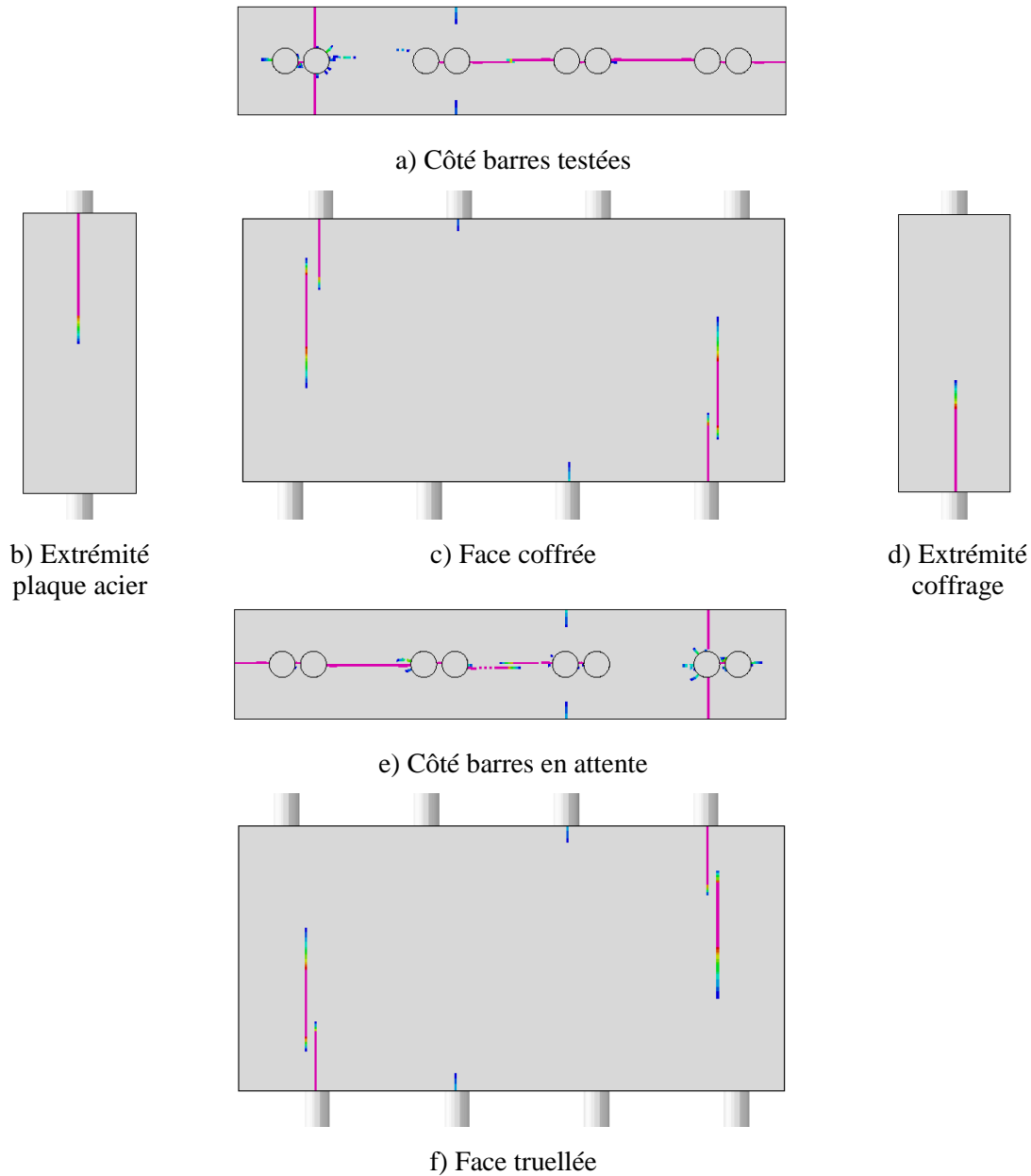


Figure 5.74 Fissuration prédite par le modèle numérique - Spécimen CL

La fissuration du spécimen CL obtenue lors de l'essai expérimental ne concorde pas du tout avec celle prédite par le modèle numérique. En effet, les fissures transversales importantes de part et d'autre des barres extérieures et celles plus petites vis-à-vis de la barre 3 sont toutes inexistantes dans le spécimen testé. De plus, le modèle numérique prédit une fissuration longitudinale de la barre 3 à la barre 1, puis jusqu'à la face correspondant à l'extrémité avec plaque d'acier dans le spécimen réel. La fissuration longitudinale observée au laboratoire se produit plutôt de la barre 2 à la barre 4, puis jusqu'à l'extrémité coffrage du côté des barres testées. Du côté des barres en attente,

une fissure longitudinale semble également s'initier entre les barres 1 et 2. Des fissures horizontales apparaissent sur les faces latérales du spécimen, montrant que le BFUP est généralement sollicité en traction sur la hauteur du spécimen.

La différence majeure de patron de fissuration entre le spécimen numérique et expérimental montre l'importance de la méthode de coulée pour l'orientation des fibres dans le BFUP. En effet, tous les essais ont révélé une faiblesse à l'extrémité coffrage par rapport à l'extrémité avec plaque d'acier. Règle générale, ce phénomène a eu peu d'effet sur le patron de fissuration, les fissures étant similaires entre le spécimen réel et le modèle numérique. Par contre, dans le cas du spécimen CL, cette différence dans la performance du BFUP a pour effet de modifier complètement la performance du spécimen et sa fissuration. Afin d'envisager une éventuelle calibration du modèle sur le spécimen expérimental, il faudrait donc non seulement envisager une modification de la modélisation du BFUP dans le modèle, notamment pour inclure ses propriétés orthotropes, mais aussi une méthode de coulée permettant une orientation plus uniforme des fibres.

Des LVDT ont été placés à équidistance entre chaque paire de barres afin de suivre la progression de la fissuration longitudinale. Leurs positionnement, numérotation et mesures expérimentales sont présentés à la Figure 5.75.

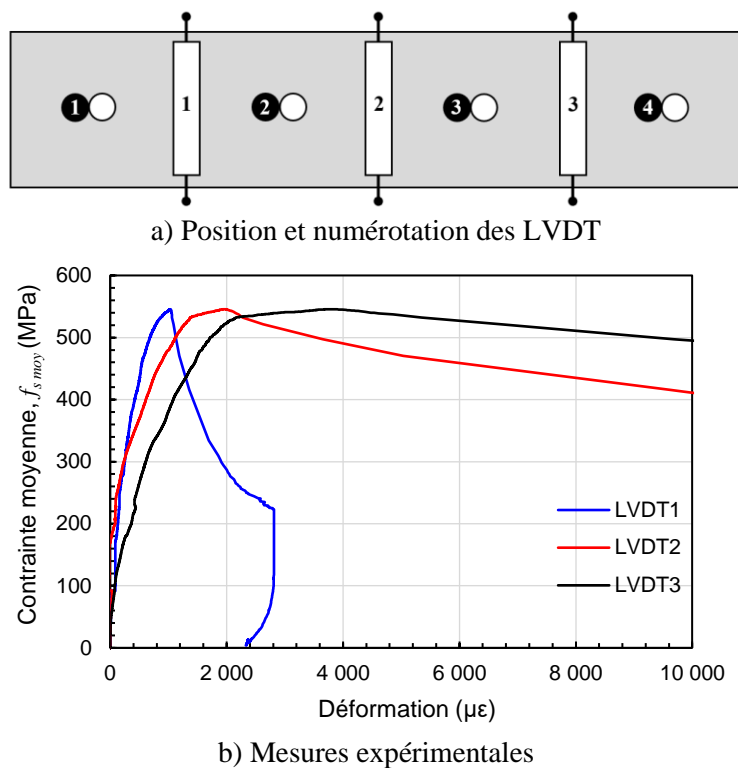
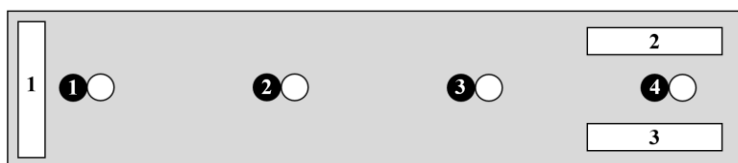


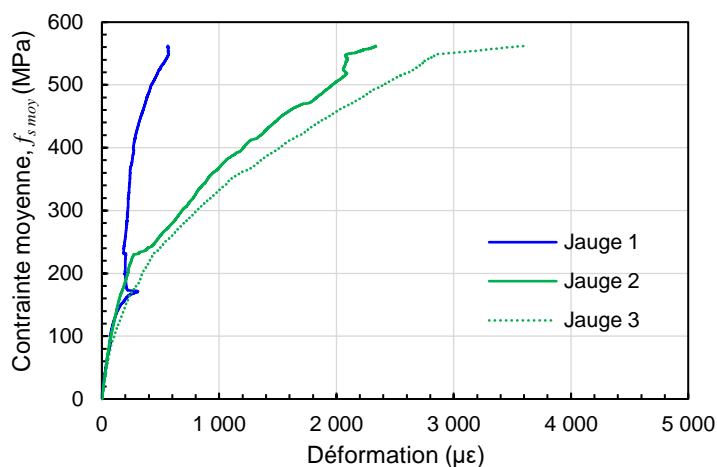
Figure 5.75 LVDT - Spécimen CL

Il est possible de remarquer que la déformation augmente avec la numérotation des LVDT, s'accordant avec l'endommagement plus marqué du côté coffrage vs plaque d'acier. La déformation dans les LVDT 2 et 3 augmente rapidement à l'approche de la rupture, montrant l'ouverture plus marquée des fissures longitudinales à ce moment. La déformation dans le LVDT 1 reste assez faible tout au long de l'essai, demeurant inférieure à la déformation causant la fissuration du BFUP, d'où l'absence de fissure entre les barres 1 et 2.

La déformation mesurée dans les jauges à béton, ainsi que le rappel de leur position et numérotation est présenté à la Figure 5.76.



a) Positions des jauges à béton



b) Données mesurées

Figure 5.76 Jauges de déformation pour le béton - Spécimen CL

Les courbes sont tracées jusqu'à l'atteinte de la charge maximale dans les vérins, afin de permettre une meilleure lisibilité du graphique, puisque certaines jauges cassent une fois la rupture atteinte. Malheureusement, les jauges ont été positionnées en se fiant aux fissures prédites par le modèle numérique. La fissuration observée en laboratoire étant complètement différente de celle prédite par le modèle, aucune des jauges ne se retrouve au-dessus d'une fissure majeure. La jauge 1 est très peu déformée, montrant la bonne performance du BFUP à l'extrémité avec plaque d'acier. Les jauges 2 et 3 mesurent des déformations supérieures. La jauge 2 n'atteint pas la déformation de fissuration du BFUP, mais la jauge 3 présente une augmentation soudaine en fin de chargement, associée à la formation d'une fissure de fendage vers la face truellée.

5.6.2 Influence de l'orientation des fibres et de la méthode du coulé

Les résultats des essais montrent que la méthode de coulé a un impact important sur la performance des spécimens, en raison de l'orientation des fibres générée. Ainsi, pour tous les spécimens, l'extrémité où a été insérée la plaque d'acier lors de la coulé est plus performante que l'extrémité où le coffrage est fixe. Effectivement, l'ouverture des fissures est beaucoup plus

importante à l'extrémité coffrage qu'à l'extrémité où le BFUP a été introduit, que ce soit pour la fissuration transversale ou pour la fissuration longitudinale.

Un impact important de la position des barres dans le coffrage est également remarqué. Tel que discuté précédemment, dans le cas des spécimens NCO et CT, les deux fronts d'écoulement provenant d'en-dessous et d'au-dessus des barres, et se rencontrant dans leur plan, ont eu pour effet de créer un plan de faiblesse avec moins de fibres. La rupture le long de ce plan a donc été favorisée dans ces spécimens. Lorsque les vidéos des coulées et les patrons de fissuration de tous les spécimens sont comparés, ce plan de faiblesse semble apparaître dans plusieurs spécimens. La meilleure performance du côté d'introduction du BFUP que du côté coffrage serait donc associée à l'écoulement du BFUP. En effet, à l'extrémité où le béton est introduit on ne retrouve qu'un seul front d'écoulement. En se déplaçant vers l'extrémité coffrage, sur une longueur allant presque jusqu'à 1 m pour certains spécimens, le béton a de plus en plus de difficulté à s'écouler, et a tendance à se séparer en deux fronts, en-dessous et au-dessus des barres. En remédiant à ce problème de création d'un plan de faiblesse dans le plan des barres, des résistances supérieures à celles mesurées dans le cadre de la présente campagne pourraient probablement être observées.

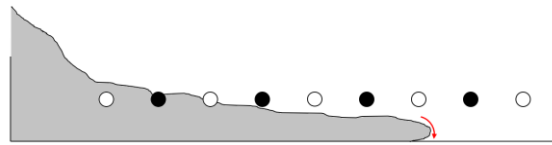
La faiblesse observée du côté coffrage ne concerne pas seulement la fissuration longitudinale, mais aussi celle transversale. Les vidéos des coulées ont donc été étudiées encore une fois pour comprendre ce phénomène. La faiblesse semble être associée au frottement qui diffère au-dessus et au-dessous de chacun des fronts d'écoulement, tel que montré à la Figure 5.77.



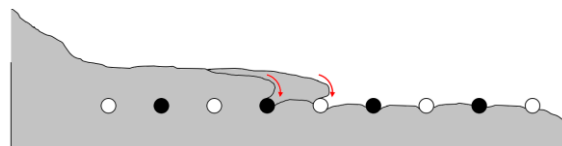
a) Extrait du vidéo – Écoulement du dessous



c) Extrait du vidéo – Écoulement du dessus



b) Écoulement du dessous schématisé



d) Écoulement du dessus schématisé

Figure 5.77 Cause de la faiblesse pour le fendage transversal

Le deux fronts d'écoulement subissent du frottement en partie inférieure, avec le fond du coffrage pour l'écoulement du dessous et avec les barres pour celui du dessus, alors qu'ils n'en subissent aucun en partie supérieure (avant d'atteindre les barres pour l'écoulement inférieur). Cet écart a pour effet de produire un phénomène de roulement, en raison de la vitesse plus élevée sur le dessus de l'écoulement. Ainsi, il semblerait que les fibres aient tendance à se déposer plus à la verticale dans le coffrage, au détriment de la résistance au fendage transversal.

Différentes alternatives peuvent être envisagées afin d'améliorer le contrôle de l'orientation des fibres. Les spécimens pourraient être coulés à plat encore une fois, puisque c'est la méthode de coulée la plus simple à exécuter. Cependant, il faudrait modifier la composition du BFUP utilisé afin d'avoir un meilleur écoulement, plus uniforme. Une autre option serait une méthode de coulée similaire à celle adoptée par Bastide (2020). Celui-ci avait réalisé une coulée en deux phases, en remplissant d'abord la partie inférieure du coffrage, jusqu'au niveau des barres inférieures, puis en faisant des passes à l'aide d'un dispositif conçu spécifiquement à cet effet, pour compléter le remplissage. Dans le cadre de ses essais, aucun plan de faiblesse n'avait semblé apparaître, quoique les dimensions des spécimens testés favorisaient plutôt la fissuration de fendage transversal. Une

troisième option, mentionnée précédemment dans ce chapitre, serait de couler le spécimen afin de reproduire plus fidèlement la méthode de coulée réelle des joints en chantier, c'est-à-dire en plaçant les barres et le coffrage à la verticale. Le coffrage se remplirait donc relativement uniformément, du bas vers le haut, le long des barres. Une plaque d'acier pourrait encore une fois être utilisée afin de retirer la zone d'introduction du BFUP dans les coffrage où l'orientation des fibres est aléatoire. Le remplissage pourrait aussi se faire à partir des deux extrémités simultanément, afin de réduire la distance que le BFUP doit parcourir. Un BFUP assez fluide faciliterait ici aussi la coulée. Par contre, la possibilité de création d'un plan de faiblesse serait aussi possible ici, le béton pouvant créer deux fronts d'écoulement en passant de part et d'autre de chacune des barres. Il serait donc intéressant de tester différentes méthodes de coulée, et de comparer les modes de fissuration pour chacune.

5.6.3 Comparaison du comportement d'un joint continu et d'un spécimen avec barre unique en traction directe

La campagne d'essais précédant le présent projet a été réalisée par Bastide (2020), et a été présentée brièvement à la section 2.5.3. Dans le but d'établir la continuité entre ce projet et le projet concerné par le présent mémoire, un spécimen identique au spécimen de référence de Bastide a été coulé. Les résultats de la présente campagne d'essais sur les joints continus sont donc comparés à ceux des essais ATD dans cette section afin de vérifier si une corrélation peut être établie entre les résultats de ces deux types d'essai d'ancrage.

5.6.3.1 Comparaison des BFUP

La formulation du BFUP utilisé pour la campagne de Bastide (2020) et pour la présente campagne est la même. Par contre, les fibres utilisées dans les mélanges ne sont pas les mêmes, puisque celles initialement utilisées par Bastide n'étaient plus en stock. Dans le premier cas, des fibres *Ganzhou* ont été utilisées, alors que dans le 2^e cas, ce sont plutôt des fibres *Bekaert*. Les performances des deux BFUP devraient tout de même être similaires puisque les deux types de fibres sont comparables en termes de dimensions et de performances. Le Tableau 5.12 compare les propriétés en compression, tandis que la Figure 5.78 compare les courbes moyennes tirées des essais sur les OS.

Tableau 5.12 Propriétés en compression des BFUP utilisés

Projet	BFUP	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
Bastide	UP-F2.5	74	158.7	40 400	0.209
Renaud-L.	UP-F2.5	35	159.6	--	--
Renaud-L.	UP-F2.5	111	166.7	43 575	0.240

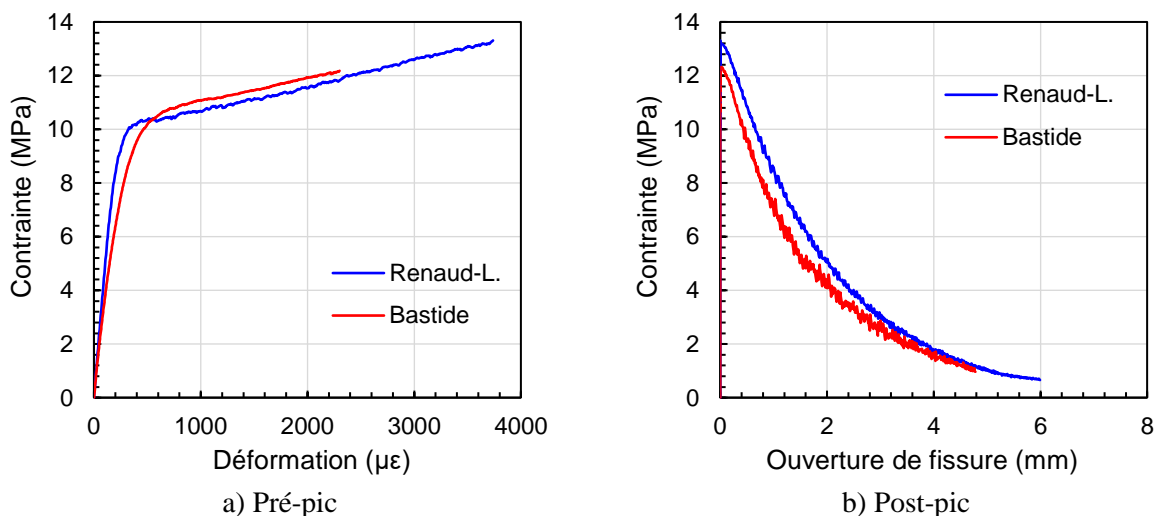
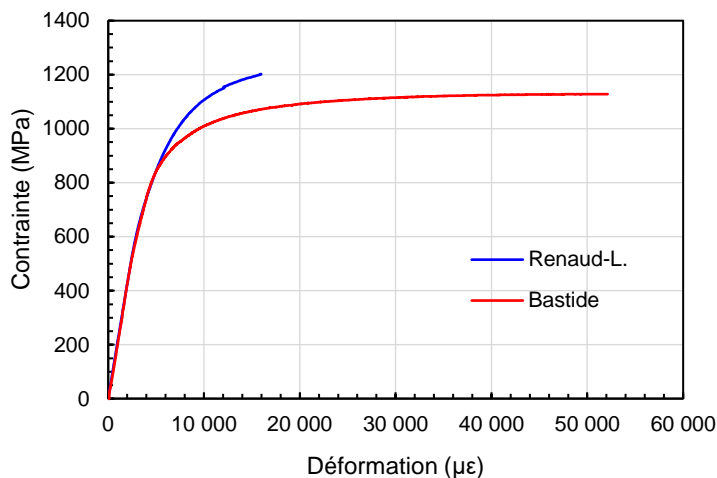


Figure 5.78 Courbes de comportement en traction des os de BFUP

Le BFUP utilisé dans le cadre du présent projet est légèrement plus performant en termes de résistance en compression, et de résistance et ductilité en traction. Les performances restent tout de même comparables, donc les résultats des différents essais peuvent être comparés sans problème.

5.6.3.2 Comparaison des barres d'armature

Le même type de barres d'armature a également été utilisé pour les deux projets, faites d'un acier haute résistance ASTM A1035 no. 10. Par contre, elles n'ont pas exactement les mêmes courbes de comportement, puisqu'elles ne proviennent pas de la même production et ne sont pas composées du même alliage. En effet, les barres du projet de Bastide étaient du type ChromX 2120 alors que celles utilisées dans le présent projet sont du type ChromX 4120. Leurs courbes de comportement sont comparées à la Figure 5.79.



*Note : Les essais de traction sur les barres haute résistance réalisés dans le cadre du présent projet ont été interrompus avant la rupture

Figure 5.79 Comparaison des courbes de comportement des barres d'armature

Les barres utilisées dans le présent projet ont une plus grande résistance ultime. Par contre, pour la gamme de contrainte atteintes, notamment pour les essais ATD qui atteignent au maximum 633 MPa, les deux courbes sont superposées. Les barres de Bastide ont été testées jusqu'à la rupture, alors que ce n'est pas le cas dans le cadre du présent projet. La ductilité des deux types de barres ne peut donc pas être comparée.

5.6.3.3 Comparaison de la résistance pour ℓ_s ou $\ell_d = 10d_b$

La Figure 5.80 compare la résistance moyenne maximale atteinte dans les barres testées des spécimens de joints de chevauchement à la résistance maximale atteinte dans la barre d'armature des spécimens ATD.

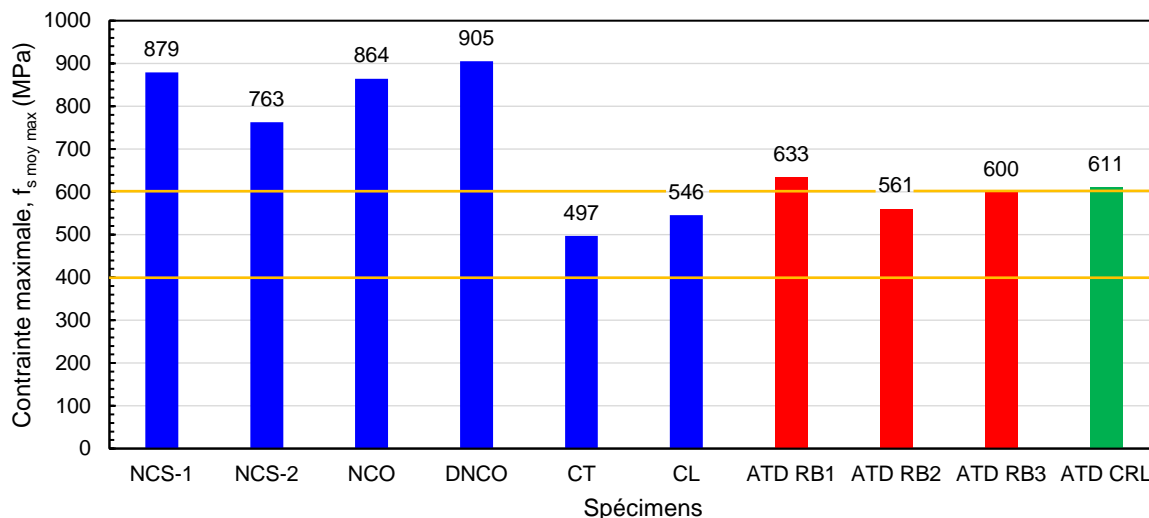


Figure 5.80 Comparaison des résistances maximales - Joints vs ATD

Il est d'abord possible de remarquer que le spécimen ATD testé dans le cadre du présent projet possède une résistance comparable à celles des trois spécimens de référence de Bastide, ce qui confirme que les deux BFUP ont des comportements similaires en termes d'ancrage. La résistance des essais ATD se situe dans le même ordre de grandeur que la résistance des joints de chevauchement. Les configurations sans contact ont des résistances supérieures à celles des spécimens ATD, alors que c'est l'inverse pour les configurations avec contact. Toutes les configurations d'ancrage testées permettent de développer une contrainte dans la barre d'armature supérieure à la limite élastique des barres 400W, représentée par la ligne jaune sur le graphique. Par contre, les spécimens de chevauchement avec contact n'atteignent pas la contrainte ultime de ces barres.

Il est intéressant de noter que le mode de fissuration principal des spécimens ATD est transversal, alors que celui des joints est longitudinal. Cette différence de patron de fissuration est liée aux dimensions des spécimens, présentées au Tableau 5.13. Les paramètres géométriques sont rappelés à la Figure 5.81.

Tableau 5.13 Longueurs d'ancrage et enrobages de BFUP

Spécimen	ℓ_s ou ℓ_d / d_b	c_{si} / d_b	c_{so} / d_b	c_r / d_b
NCS-2	10	1.5	1.5	1.5
NCS-1	10	1.5	1.5	1.5
NCO	10	1.5	1.5	1.5
DNCO	10	1.5	1.5	1.5
CT	10	4	1.5	1.5
CL	10	3	1.5	1.5
ATD RB1	10	3	1.5	3.5
ATD RB2	10	3	1.5	3.5
ATD RB3	10	3	1.5	3.5
ATD CRL	10	3	1.5	3.5

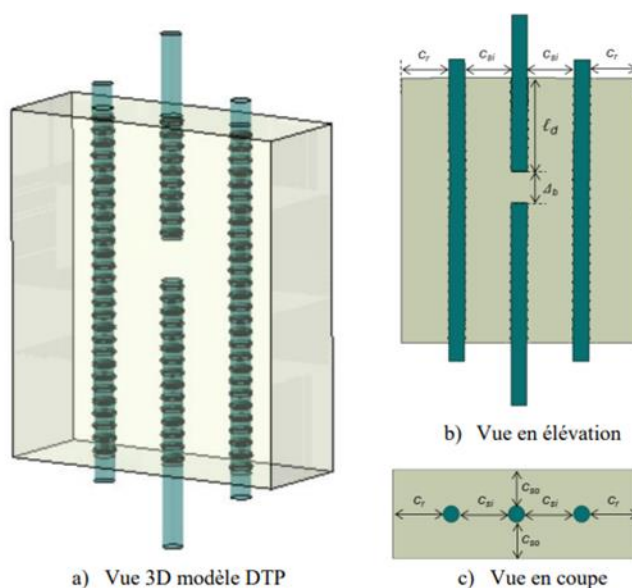


Figure 5.81 Rappel des paramètres géométriques des spécimens ATD (Bastide, 2020)

Le tableau ci-dessus montre que la longueur de chevauchement (ℓ_s) ou d'ancrage (ℓ_d) et l'enrobage latéral (c_{so}) sont les mêmes pour tous les spécimens. Par contre, en conservant le même espacement centre à centre des barres, l'espacement net (c_{si}) entre celles-ci est donc variable selon les configurations de joints. Comme toutes les configurations sans contact ont un espacement net de $1.5d_b$, il serait intéressant de réaliser une campagne de tests ATD avec cet espacement. Il en va de même pour l'enrobage aux extrémités (c_r). Des spécimens ATD avec contact apporteraient également un gain d'information intéressant. Cependant, bien que les enrobages soient supérieurs pour les spécimens ATD, ce qui laisserait présager une plus grande résistance étant donné la plus grande épaisseur de béton qui doit fissurer pour atteindre la rupture, les joints sans contact sont tout de même plus résistants. Il est ainsi possible de remarquer un effet de groupe positif associé au

chargement simultané de plusieurs barres dans un même prisme de BFUP, chevauchées sans contact.

5.7 Conclusion de la campagne expérimentale

La campagne expérimentale réalisée dans le cadre du présent projet visait à caractériser l'ancrage de barres d'armature dans un joint de chevauchement en BFUP. Pour ce faire, cinq configurations de barres d'armature ont été testées, dont deux en contact, et trois sans contact. Tous les autres paramètres sont maintenus constants d'un spécimen à l'autre, soit : espacement centre à centre des barres d'un même côté de $5d_b$, longueur de chevauchement $\ell_s = 10d_b$, enrobage latéral $c_{so} = 1.5d_b$ et enrobage longitudinal $c_r = 1.5d_b$. Les barres d'armature utilisées sont des barres haute résistance ASTM A1035, possédant une résistance supérieure aux barres d'armature 400W classiques, soit $f_{y\ th} = 827$ MPa et $f_{u\ th} = 1034$ MPa théoriquement, et $f_{y\ exp} = 951$ MPa et $f_{u\ exp} > 1200$ MPa mesuré au laboratoire, afin d'éviter leur rupture avant celle du béton. Le BFUP utilisé est le mélange UP-F2.5 POLY, commercialisé par *Sika*, contenant 2.5% de fibres Dramix OL13/.02. Il possède une résistance à la traction de 13.3 MPa au moment des essais. La coulée du BFUP a été réalisée selon l'objectif d'orienter les fibres perpendiculairement à l'axe des barres d'armature.

Diverses conclusions peuvent être tirées des résultats des six spécimens testés.

- Les configurations de barres d'armatures sans contact sont plus performantes que les configurations avec contact, c'est-à-dire qu'elles permettent d'atteindre une contrainte moyenne dans les barres d'armature supérieure. Cet écart varie de 217 MPa à 408 MPa pour les configurations testées.
- Toutes les configurations testées permettent de développer une contrainte dans les barres supérieure à la limite élastique des barres d'armature 400W ($f_y = 400$ MPa) pour la géométrie choisie. Par contre, seules les configurations sans contact permettent de dépasser leur résistance ultime ($f_u = 600$ MPa) pour cette même géométrie.
- La fissuration par fendage longitudinal contrôle la rupture de tous les spécimens, notamment en raison du faible espacement des barres d'armature et de l'orientation des fibres parallèle à cette fissure. Le fendage transversal est tout de même présent dans certains spécimens, là où l'enrobage des barres testées est plus faible.

- La rupture de tous les spécimens, à l'exception de la configuration CT, s'est faite de manière brusque, avec une chute importante de la résistance dès l'ouverture de la fissure longitudinale sur la majeure partie de la longueur du joint. Ce phénomène est dû au montage de chargement utilisant des vérins, ainsi qu'à l'orientation préférentielle des fibres créant des plans de faiblesse parallèlement à la direction de l'écoulement.
- Les modèles numériques réalisés en amont des essais permettent d'obtenir un bon ordre de grandeur de la résistance attendue, ainsi que du patron de fissuration. L'ajout des propriétés orthotropes du BFUP à la modélisation permettra tout de même de bonifier l'exactitude de la modélisation.
- Les spécimens ayant des barres en quinconce (NCO et DNCO) permettent une plus grande ouverture des fissures longitudinales en amont de la rupture, puisque celles-ci se font en diagonale, d'une barre à l'autre, par rapport aux fibres, donc ces dernières permettent une meilleure retenue des fissures.
- Un impact important de la longueur de mesure pour le calcul des déformations du BFUP a été remarqué. En effet, la déformation au pic mesurée dans les os à l'aide de LVDT de 300 ou 400 mm de long a souvent été dépassée, selon la déformation mesurée dans les jauges de 60 mm de long, bien qu'aucune fissuration n'apparaisse. Une conversion des déformations attendues selon la mesure sur laquelle la mesure est faite pourrait donner une meilleure idée de la progression de la fissuration au cours d'un essai.
- La méthode de coulée sélectionnée pour la construction des spécimens présente de nombreux avantages, dont sa reproductibilité et l'élimination de la zone de chute du BFUP où l'orientation des fibres est aléatoire. Par contre, l'écoulement du BFUP en-dessous et au-dessus des barres d'armature simultanément a mené à la formation d'un plan de faiblesse dans les spécimens. La coulée des spécimens à la verticale et l'utilisation d'un BFUP plus fluide pourraient permettre de remédier à ce problème. Par contre, une trop grande fluidité pourrait également causer un problème de ségrégation des fibres. Un juste milieu serait donc à trouver. Une résistance supérieure pourrait probablement être attendue des spécimens pour une coulée sans plan de faiblesse traversé par un nombre moindre de fibres.
- Les essais sur les spécimens ATD permettent d'obtenir un bon ordre de grandeur de la contrainte attendue dans les barres. Par contre, un coefficient de majoration devrait être

prévu pour évaluer la contrainte attendue dans les joints de chevauchement sans contact à partir des résultats des essais ATD. Au contraire, un coefficient de réduction devrait être prévu pour les joints en contact. Plus d'investigations devraient d'abord être faites afin de vérifier les dimensions optimales à utiliser pour ces spécimens, en fonction des modes de fissuration attendus. Des spécimens avec des valeurs de c_{si} et c_{so} variables pourraient aussi être testés pour mieux évaluer l'influence de ces paramètres géométriques.

CHAPITRE 6 ESSAIS D'ANCRAGE ARMATURE – BFUP

Des essais de type « Ancrage en traction directe » (ATD ou « *Direct tension bond* », DTB, en anglais) ont été réalisés dans le but de caractériser l'ancrage armature – BFUP. Une campagne antérieure avait déjà été réalisée dans le cadre du projet de Bastide (2020). La campagne réalisée dans le cadre du présent projet se veut une continuation de cette dernière et reprend donc certains paramètres, mais apporte aussi plusieurs modifications, en vue d'une éventuelle standardisation de l'essai ATD pour la caractérisation de la liaison armature – BFUP.

6.1 Campagne réalisée dans le cadre du présent projet

La campagne réalisée par Bastide avait produit des résultats concluants et avait permis de mieux comprendre plusieurs phénomènes de la liaison armature – BFUP. Quelques questionnements et hypothèses demeuraient tout de même à valider, et certaines améliorations pouvaient encore être apportées. Une nouvelle campagne a donc été entreprise dans le cadre du présent projet, afin d'assurer une continuité par rapport à la campagne précédente, et de faire progresser le développement de l'essai ATD vers une éventuelle standardisation de celui-ci. Sept spécimens ont été construits et testés, et sont présentés au Tableau 6.1. Les différents paramètres géométriques sont rappelés à la Figure 6.1.

Tableau 6.1 Caractéristiques des spécimens ATD de la présente campagne

ID	Barre	d_b (mm)	Béton	ℓ_d (d_b)	c_{so} (d_b)	c_{si} (d_b)	c_r (d_b)
ATD_no10_D2_D	ASTM A1035 no.10	32	Ductal 2%	10	1.5	3	3.5
ATD_no10_D3_D	ASTM A1035 no.10	32	Ductal 3%	10	1.5	3	3.5
ATD_no10_P2.5_D	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 CRL	10	1.5	3	3.5
ATD_15M_D2_D	400W 15M	16	Ductal 2%	8	2	3	2
ATD_15M_D2_SC	400W 15M	16	Ductal 2%	8	2	3	2
ATD_15M_D3_D	400W 15M	16	Ductal 3%	8	2	3	2
ATD_15M_D3_SC	400W 15M	16	Ductal 3%	8	2	3	2

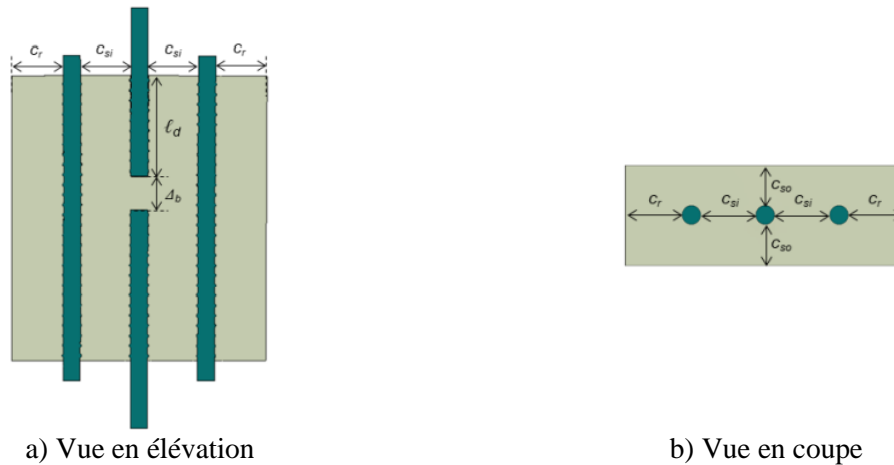


Figure 6.1 Paramètres géométriques des spécimens ATD (Bastide, 2020)

La dénomination des spécimens présente 4 parties. La première réfère à l'essai de type ATD. La deuxième désigne le diamètre de barre utilisée, soit no.10 (dimensions américaines) ou 15M, et qui dicte l'ensemble des dimensions du spécimen. La troisième réfère au type de béton utilisé, soit D2 ou D3 respectivement pour Ductal® 2% et 3%, et P2.5 pour le mélange UP-F2.5 POLY. Finalement, la dernière partie réfère à la méthode de construction, soit D pour double ou SC pour simple puis carottée. L'ensemble de ces paramètres sont détaillés dans ce qui suit.

Deux types de géométries ont été utilisées pour les spécimens. La géométrie des spécimens de référence de Bastide utilisant des barres no.10 ($d_b = 32$ mm) a été reprise, afin d'être en mesure de comparer facilement certains des résultats des deux campagnes, malgré l'utilisation de bétons qui ne sont pas exactement les mêmes. Des spécimens de plus petites dimensions, utilisant des barres 15M, ont aussi été testés. Leur géométrie a été dictée par les ingénieurs du MTQ, dans l'objectif de standardiser l'essai pour la caractérisation de la capacité d'ancrage des BFUP. Plusieurs dimensions ont donc été modifiées par rapport à celles des spécimens de Bastide. Les barres 15M ont été choisies puisque le MTQ utilise souvent les joints de BFUP pour la connexion d'éléments de dalles préfabriquées dans ses projets. Les deux types de géométries sont présentées à la Figure 6.2.

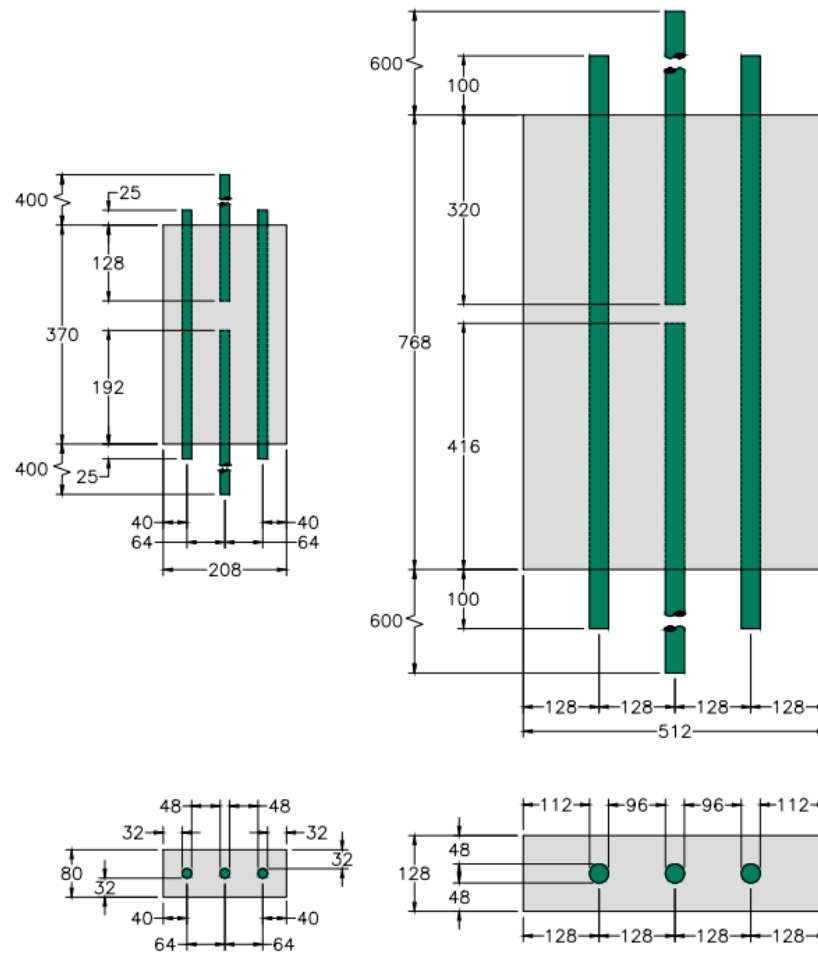


Figure 6.2 Géométries des spécimens ATD (barres 15M à gauche et no.10 à droite)

Les spécimens à l'échelle des barres no.10 utilisent des barres de diamètre comparable à celles de l'éléments structural à l'étude (culée), mais ils sont lourds et volumineux. Leur mise en place est donc complexe, et leur installation dans la presse nécessite l'utilisation d'un pont roulant et d'un système de rails. Les spécimens à l'échelle des barres 15M pourraient présenter un effet d'échelle étant donné leurs dimensions réduites, mais ils sont beaucoup plus faciles à manipuler, pouvant être soulevés par une seule personne, et installés manuellement dans la presse. L'installation se fait de manière similaire à celle d'un essai de traction sur une barre d'armature seule.

Trois types de BFUP ont été utilisés pour cette campagne : UP-F2.5 POLY, Ductal® 2% et Ductal® 3%. Un spécimen ATD_no10 a été coulé avec chacun des BFUP. Les performances d'ancrage de ces trois matériaux peuvent donc être comparées. Les résultats peuvent aussi être comparés avec ceux de la campagne de Bastide. Le choix de fabriquer des spécimens de plus petite échelle est venu plus tard dans le projet, et la coulée du béton UP-F2.5 pour les joints et le spécimen

ATD_no10 avait déjà été faite. Les spécimens ATD_15M ont donc été fabriqués avec les bétons Ductal® 2% et 3% seulement, au moment de la coulée des semelles. Le comportement en compression et en traction directe sur os des BFUP UP-F2.5 et Ductal® 3% est présenté respectivement aux sections 5.3.2 et 5.3.3. Les résultats d'essais de traction sur tirants 50×50 et de flexion sur dallettes 50×100 sont présentés à l'Annexe C. L'entièreté des résultats des essais de caractérisation du BFUP Ductal® 2% sont présentés à l'Annexe C. Les courbes de comportement en traction moyennes issues des essais de traction directe sur os pour les trois types de béton utilisés sont présentées à la Figure 6.3. Le comportement du BFUP utilisé par Bastide lors de sa campagne est aussi présenté puisque les résultats des deux campagnes sont comparés.

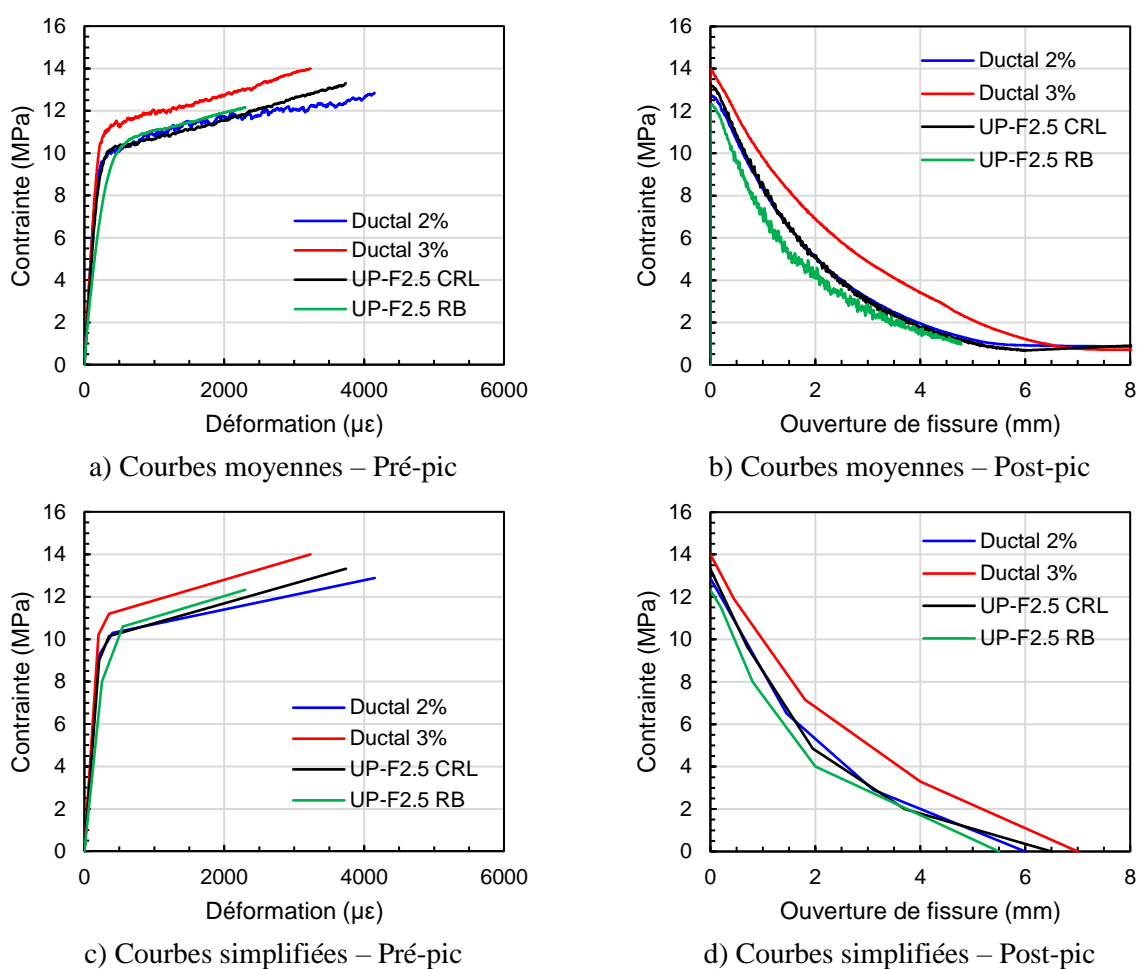
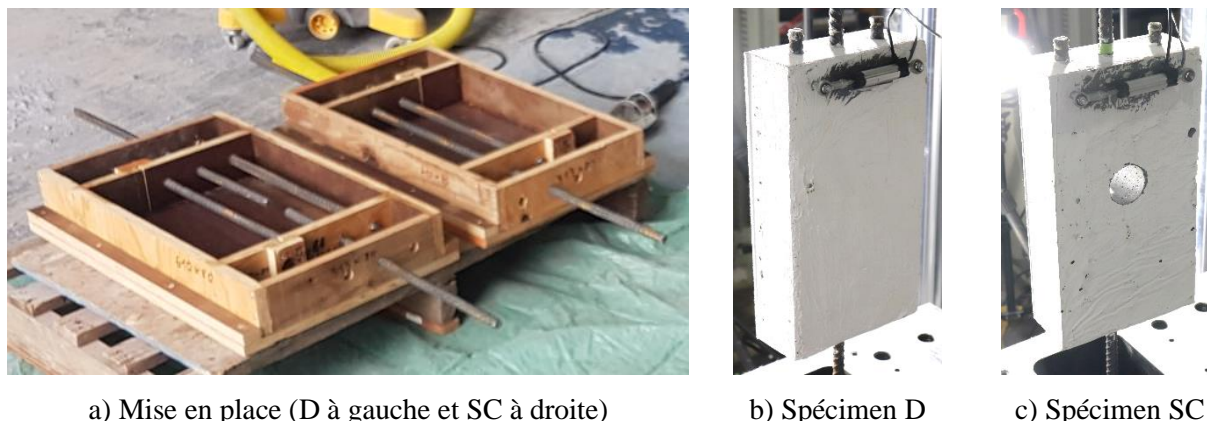


Figure 6.3 Comportement en traction des BFUP utilisés dans les spécimens ATD

Il est intéressant de remarquer que les courbes des bétons Ductal® 2% et UP-F2.5 de la présente campagne sont très similaires, étant presque superposées en post-pic. Les résultats pour ces deux types de spécimens sont donc facilement comparables. Le béton UP-F2.5 utilisé par Bastide est

légèrement moins performant, avec une résistance et une déformation au pic inférieures. L'ordre de grandeur reste tout de même similaire, permettant la comparaison des résultats. Le béton Ductal® 3% est quant à lui plus performant, notamment en raison du plus grand volume de fibres utilisées dans la formulation. Des courbes simplifiées, composées de segments de droites sont aussi montrées. Elles sont utilisées dans l'interprétation des résultats, pour le calcul de l'ouverture de fissure.

Deux méthodes de mise en place ont été testées lors de la construction des petits spécimens. La mise en place double (D) consiste à utiliser une barre testée et une barre en attente distinctes, alignées l'une sur l'autre avec un dégagement donné entre leurs extrémités. Cette méthode implique d'utiliser un coffrage à double paroi (voir Figure 6.4 a) pour assurer l'alignement adéquat des deux barres en fournissant deux points d'appui. C'est la méthode de mise en place qui avait été utilisée par Bastide. Cependant, l'alignement des trous des quatre parois du coffrage et la rectitude des barres doivent être parfaits pour assurer un alignement idéal et éviter des effets parasites lors des essais. La seconde méthode testée est la mise en place simple, suivie d'un carottage (SC). Cette méthode consiste à utiliser une seule barre continue pour la barre testée et la barre ancrée lors de la coulée (voir Figure 6.4 a). Un alignement parfait est donc assuré. Des coffrages réguliers, à simple paroi, peuvent également être utilisés (par facilité de fabrication, un seul type de coffrage a été pensé, et les mêmes coffrages à double paroi ont été repris même si ce n'était pas nécessaire). Une fois le béton durci, une carotteuse est utilisée pour percer un trou dans le spécimen (voir Figure 6.4 c), et ainsi sectionner la barre, différenciant ainsi la barre testée et la barre ancrée. Il est donc nécessaire d'avoir accès à une carotteuse, et la distance entre l'extrémité de la barre testée et celle de la barre ancrée est dictée par le diamètre de l'embout de la carotteuse. La présence d'un trou dans le spécimen pourrait avoir un impact sur le transfert des efforts, donc des spécimens identiques, construits selon les deux méthodes de mise en place ont été testés et seront comparés plus loin.



a) Mise en place (D à gauche et SC à droite)

b) Spécimen D

c) Spécimen SC

Figure 6.4 Méthodes de mise en place des barres d'armature

En ce qui concerne la méthode de coulée pour le BFUP, il est important de rappeler que celle-ci régit l'orientation des fibres dans le spécimen, qui a un impact majeur sur leur comportement. Dans le cas présent, les fibres sont orientées perpendiculairement à la direction de la traction appliquée, pour avoir un effet de retenue de la fissure de fendage qui est attendue. Pour les spécimens ATD_no10, la méthode de Bastide a été reprise. Celui-ci avait fabriqué une chute installée sur des rails, eux-mêmes installés sur le coffrage. La chute était d'abord remplie d'un volume de BFUP correspondant à environ la moitié du spécimen. La porte de la chute était ensuite ouverte pour laisser le béton s'écouler sous les barres, orientant les fibres dans le sens de l'écoulement. La porte de la chute était ensuite refermée, puis cette dernière était remplie du volume de BFUP manquant. La porte était rouverte légèrement, puis des allers-retours étaient faits à l'aide de la chute et des rails pour déposer le BFUP en couches minces, produisant encore une fois l'orientation désirée, sans interférence des barres dans l'écoulement (voir Figure 6.5 a). Cette méthode de coulée avait bien fonctionné au niveau de l'orientation des fibres, et a donc été reprise pour les spécimens ATD_no10 afin d'assurer la reproductibilité. Par contre, cette méthode de coulée est relativement compliquée, et implique beaucoup de manipulations manuelles d'éléments lourds, notamment les seaux de BFUP utilisés pour remplir la chute, et les allers-retours avec la chute. De plus, les allers-retours n'étaient pas toujours faciles à faire, la chute bloquant parfois sur les rails. La qualité de l'orientation des fibres dépend aussi de la personne faisant la mise en place, selon la vitesse des allers-retours, leur amplitude et l'ouverture de la porte.

Une seconde méthode de coulée a donc été tentée pour les spécimens ATD_15M, reproduisant celle utilisée pour les joints testés dans ce projet. Le même réservoir (voir Figure 5.6) a donc été repris, et positionné sur le côté large des spécimens ATD, produisant un écoulement dans la

direction souhaitée pour les fibres, tel que montré à la Figure 6.5 b). Une section de BFUP sacrificielle de 100 mm de large a encore une fois été prévue au point de chute des fibres, là où l'orientation est aléatoire. Cette méthode de coulée produit probablement une orientation des fibres qui est moins parfaite que la méthode de Bastide avec chute et rails, mais elle est plus facilement reproductible. Il s'agit là d'un avantage si la standardisation de l'essai est considérée. Puisque les spécimens ATD sont beaucoup moins larges que les joints, l'effet des deux fronts d'écoulement discuté à la section 5.6.2 devrait être beaucoup moins important.



a) Coulée par passes (spécimens ATD_no10) (Bastide, 2020)

b) Coulée pas écoulement libre (spécimens ATD_15M)

Figure 6.5 Méthodes de coulée des spécimens ATD

En ce qui concerne l'instrumentation, un mouchetis servant au suivi des déplacements par corrélation d'image est mis en place sur la face coffrée des spécimens. Du côté de la face truée, une jauge de déformation est collée sur la surface du béton à 25 mm de la face supérieure du spécimen, là où la fissure de fendage est attendue. Un LVDT est également placé directement au-dessus de la jauge pour le suivi des déformations et de l'ouverture de fissure. Finalement, seulement pour les spécimens ATD_no10, quatre capteurs de déplacement sont positionnés autour de la barre testée, pour suivre son glissement à l'intérieur du BFUP. Dans le cas des spécimens ATD_15M, le positionnement des capteurs était plus difficile étant donné les dimensions plus petites, donc ils ont été abandonnés. La Figure 6.6 présente l'instrumentation des spécimens.

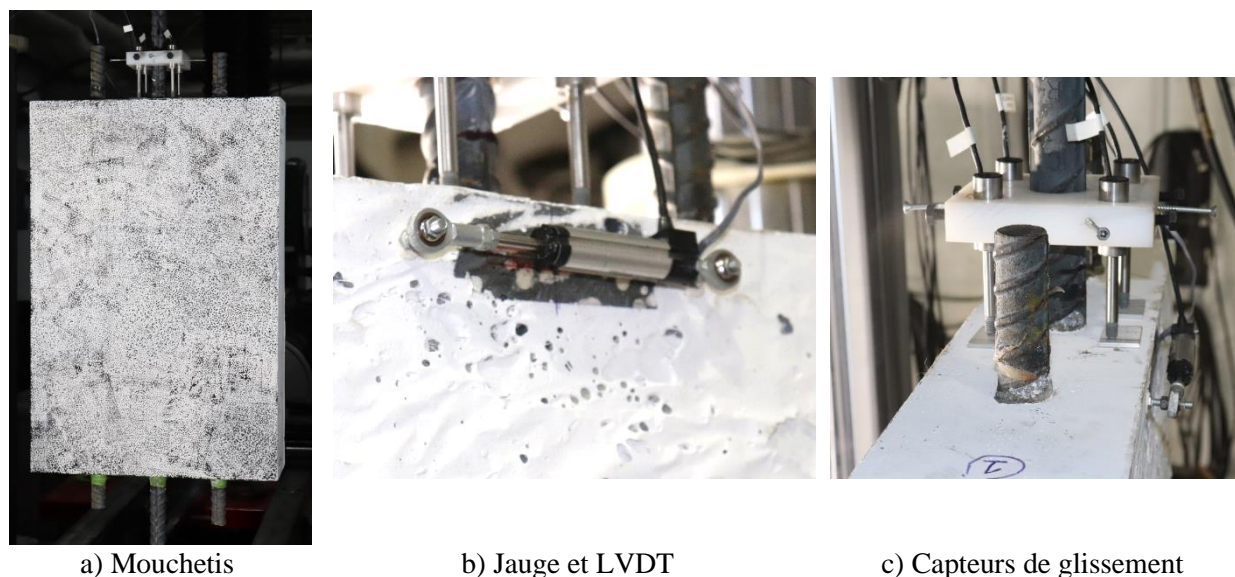


Figure 6.6 Instrumentation des spécimens ATD

6.2 Campagne antérieure réalisée par Bastide (2020)

Tel que mentionné à la section 2.5.3, un total de 11 spécimens avait été testé, avec des paramètres variant de l'un à l'autre, dont les principaux étaient la longueur d'ancrage, l'enrobage et la présence d'étriers. Le lecteur est invité à consulter le mémoire de maîtrise de Bastide (2020) pour obtenir les résultats détaillés. Seules les données pertinentes à l'interprétation des résultats de la présente campagne seront reprises ici. Le Tableau 6.2 présente les spécimens de Bastide sans étriers ayant la même longueur d'ancrage et/ou le même enrobage que ceux testés dans le cadre de ce mémoire.

Tableau 6.2 Caractéristiques des spécimens ATD de la campagne de Bastide (2020)

ID	Barre	d_b (mm)	Béton	ℓ_d (d_b)	c_{so} (d_b)	c_{si} (d_b)	c_r (d_b)
M-10-c1.5-WoS-#1	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 RB	10	1.5	3.0	3.5
M-10-c1.5-WoS-#2	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 RB	10	1.5	3.0	3.5
M-10-c1.5-WoS-#3	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 RB	10	1.5	3.0	3.5
M-8-c1.5-WoS	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 RB	8	1.5	3.0	3.5
M-8-c2.0-WoS	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 RB	8	2.0	3.0	3.5
M-10-c2.0-WoS	ASTM A1035 no.10	32	UP-F2.5 RB	10	2.0	3.0	3.5
M-10-c1.5-WoS-400W	400W no.10	32	UP-F2.5 RB	10	1.5	3.0	3.5

La dénomination des spécimens comporte 4 ou 5 parties. La première est la lettre M, faisant référence au fait que les essais se font sous chargement monotonique. La seconde est un chiffre correspondant à la longueur d'ancrage de la barre testée. La troisième se compose de la lettre c,

pour « *cover* », suivie de la valeur de l'épaisseur de l'enrobage latéral de béton (c_{so}). La quatrième, « *WoS* » fait référence à l'absence d'étriers dans les spécimens présentés (« *without stirrups* »). Finalement, comme les trois premiers spécimens du Tableau 6.2 ont les mêmes paramètres, une numérotation est ajoutée à la fin de leur dénomination pour les différencier. L'un des spécimens utilise également une barre testée régulière 400W, plutôt que haute résistance ASTM A1035, donc le terme « 400W » est ajouté à la fin de sa dénomination. Les principaux résultats numériques obtenus pour ces spécimens sont présentés au tableau.

Tableau 6.3 Principaux résultats numériques obtenus lors de la campagne de Bastide (2020)

ID	$f_{s,max}$ (MPa)	$\tau_{s,max}$ (MPa)	$f_{s,cr}$ (MPa)	$f_{s,cr} / f_{s,max}$	$s_{fs,max}$ (mm)	$\omega_{fs,max}$ (mm)
M-10-c1.5-WoS-#1	633	15.8	511	81%	0.65	0.97
M-10-c1.5-WoS-#2	561	14.0	471	84%	0.57	0.86
M-10-c1.5-WoS-#3	600	15.0	479	80%	0.60	0.80
M-8-c1.5-WoS	480	12.0	437	91%	0.51	0.53
M-8-c2.0-WoS	573	14.3	481	84%	0.57	0.84
M-10-c2.0-WoS	724	18.1	551	76%	0.79	1.12
M-10-c1.5-WoS-400W	564	14.1	468	83%	2.12	1.94

où $f_{s,max}$ Contrainte maximale développée dans la barre ancrée
 $\tau_{s,max}$ Contrainte tangentielle maximale de la liaison armature-béton
 $f_{s,cr}$ Contrainte dans la barre ancrée à l'apparition de la macrofissuration au droit du LVDT
 $s_{fs,max}$ Glissement à la capacité maximale développée dans l'armature
 $\omega_{fs,max}$ Ouverture de fissure à la capacité maximale développée dans l'armature

Le lecteur est invité à consulter le mémoire de maîtrise de Bastide (2020) pour la présentation graphique des résultats et leur interprétation détaillée. Les principales conclusions tirées de cette campagne sont les suivantes.

- Pour une longueur d'ancrage ℓ_d de $10d_b$ et un enrobage c_{so} de $1.5d_b$, la capacité maximale moyenne développée est de 598 MPa.
- Les résultats obtenus sont comparables à ceux relevés dans la littérature, bien que des barres de plus gros diamètre aient été utilisées, ce qui laisse supposer que le diamètre de la barre n'a pas d'impact sur la résistance de l'ancrage, en autant que les dimensions géométriques y soient proportionnelles.

- L'utilisation d'une barre régulière 400W semble n'avoir eu qu'un impact négligeable sur la capacité maximale de l'ancrage, bien que celle-ci ait dépassé le stade de la plastification. Cependant, le glissement et l'ouverture de fissure à la contrainte maximale sont supérieurs à ceux des spécimens avec barre haute résistance, en raison de la striction de la barre suite à sa plastification.
- La rupture de la plupart des spécimens s'est faite par fendage perpendiculaire, sur une longueur d'environ $2/3$ de ℓ_d .
- Le BFUP entre dans la phase post-pic de sa courbe de comportement en traction avant l'atteinte de la capacité maximale de l'ancrage. Cette partie de la courbe présente donc une importance majeure, notamment lors de la modélisation numérique de l'ancrage. La contribution de la zone post-pic augmente avec la longueur d'ancrage et l'enrobage.
- La loi contrainte – glissement dépend initialement du comportement en compression du BFUP étant donné l'action de butée des crénelures de la barre d'armature sur celui-ci. Une fois la macrofissure formée, la loi dépend plutôt du comportement post-pic en traction.
- Une corrélation a été établie entre une augmentation de $2d_b$ de la longueur d'ancrage ℓ_d et une augmentation de $0.5d_b$ de l'enrobage c_{so} , produisant toutes deux une capacité, un glissement, une déformation et une ouverture de fissure similaires. Cette corrélation reste à confirmer.

6.3 Résultats des essais

Les principaux résultats numériques tirés des essais sur les spécimens ATD sont présentés au Tableau 6.4.

Tableau 6.4 Principaux résultats numériques obtenus lors de la présente campagne

ID	Âge (jours)	$f_{s,max}$ (MPa)	$\tau_{s,max}$ (MPa)	$f_{s,cr}$ (MPa)	$f_{s,cr} / f_{s,max}$	$S_{fs,max}$ (mm)	$\omega_{fs,max}$ (mm)
ATD_no10_D2_D	107	619	15.5	510	82%	0.58	1.30
ATD_no10_D3_D	114	762	19.1	583	77%	0.80	1.31
ATD_no10_P2.5_D	169	611	15.3	492	81%	0.62	1.70
ATD_15M_D2_D	114	548	17.1	529	97%	--	0.76
ATD_15M_D2_SC	115	583	18.2	559	96%	--	1.27
ATD_15M_D3_D	115	589	18.4	--	--	--	--
ATD_15M_D3_SC	115	593	18.5	--	--	--	--

Tel que mentionné précédemment, seuls les spécimens ATD_no10 étaient instrumentés à l'aide de capteurs de glissement, donc seuls ceux-ci présentent un tel résultat. De plus, comme des barres d'armature régulières 400W ont été utilisées, la rupture de la barre a été atteinte avant la fissuration du BFUP dans les spécimens ATD_15M_D3. Aucun résultat post-fissuration n'a donc pu être tiré de ces essais. Ces spécimens sont discutés plus en détail à la section 6.3.3.

Bien que le mouchetis servant au suivi des déplacements par corrélation d'images ait été mis en place sur les spécimens et que la prise de photos ait été faite tout au long de chacun des essais, le traitement des images obtenues pour en tirer des résultats est un processus long et complexe. Ces données n'ont donc pas été traitées dans le cadre du présent mémoire. Seules les résultats issus des jauges et LVDT sont utilisés pour l'interprétation des déplacements et déformations du BFUP.

L'étude des photos prises lors des essais montre que tous les spécimens ayant atteint la rupture par perte d'ancrage (et non rupture de la barre d'armature) présentent une fissuration de fendage causant cette rupture. De plus, l'hypothèse selon laquelle la fissure de fendage a progressé jusqu'aux deux tiers de la longueur ancrée au moment de l'atteinte de la contrainte maximale semble valide ici également. Il serait tout de même intéressant de confirmer cette affirmation par le traitement des images issues du DIC. Aucun plan de faiblesse associé à la méthode de coulée par passes ou à l'aide du réservoir n'a été remarqué.

6.3.1 Comparaison des trois bétons testés

Les trois spécimens ATD_no10 ont exactement la même géométrie, mais sont constitués de trois BFUP différents. La comparaison des performances des spécimens constitués de BFUP Ductal® 2%, Ductal® 3% et UP-F2.5 permet d'étudier l'effet de la matrice cimentaire et du

pourcentage de fibres. La Figure 6.7 présente la courbe contrainte – glissement pour ces trois spécimens. La contrainte est issue du ratio entre la force mesurée par la presse et l'aire transversale de la barre testée. Le glissement est issu de la moyenne des déplacements mesurés par les quatre capteurs de glissement, à laquelle a été retranchée l'élongation de la barre sur la longueur entre la surface de béton et le point de fixation des capteurs.

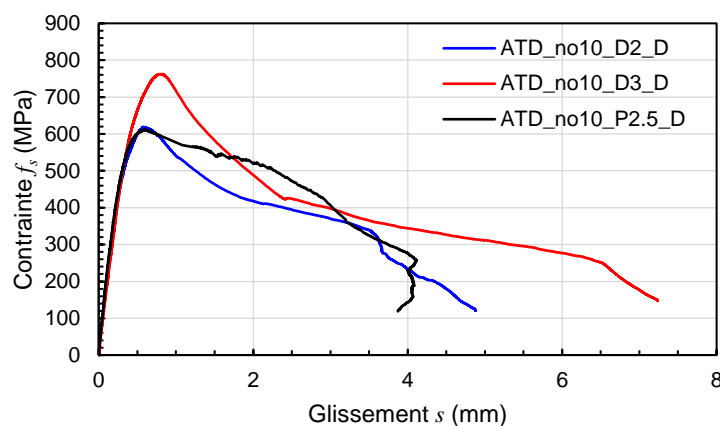


Figure 6.7 Courbes contrainte – glissement – Spécimens ATD_no10

Tout comme c'est le cas pour les courbes de traction issues de essais sur os, la pente initiale des spécimens composés des trois BFUP testés est presque identique. Le Ductal® 3% est cependant en mesure d'atteindre une contrainte maximale plus élevée étant donné son pourcentage de fibres et sa résistance en traction plus élevés. Les courbes des spécimens composés de Ductal® 2% et de UP-F2.5 restent relativement bien superposées jusqu'à l'atteinte de la contrainte maximale. Cependant leur portions post-pic divergent, malgré que les courbes de comportement en traction issues des essais sur les os soient presque identiques pour les deux matériaux, même en post-pic. Cette différence est fort probablement justifiée par la méthode d'acquisition des données de glissement. En effet, une pièce en plastique permet de fixer les capteurs de déplacement à la barre testée, puis ceux-ci sont appuyés sur des plaquettes rigides collées à la surface du BFUP afin de mesurer le déplacement différentiel entre la barre et le béton. Cependant, une fois la capacité maximale dépassée, la barre s'extrait de plus en plus du béton, et a tendance à entraîner une couche mince de béton avec elle, tel que montré à la Figure 6.8. Le déplacement relatif entre la barre et la face supérieure du spécimen est donc sous-estimé puisqu'il est mesuré par rapport à cette mince couche qui se déplace elle aussi. De plus, il est impossible de quantifier l'ampleur de ce soulèvement d'un spécimen à l'autre.



Figure 6.8 Soulèvement du béton avec l'arrachement de la barre

Cette problématique avait également été soulevée par Bastide lors de ses essais, mais le développement d'une nouvelle méthode d'acquisition des données de glissement n'a pas été entrepris dans le cadre du présent projet par manque de temps. Afin de remédier à cette problématique, le dispositif de fixation à la barre devrait être solidifié, et l'appui des capteurs de glissement devrait se faire en-dehors de la zone d'arrachement de la barre testée, soit plus loin sur le BFUP de la face supérieure, ou encore sur le dessus des barres latérales.

L'interprétation des résultats post-pic doit donc être faite de manière critique. Par exemple, le Ductal® 3% semble atteindre un glissement largement supérieur à la rupture, alors que les déplacements mesurés directement par la presse sont presque identiques pour les trois spécimens à la fin de l'essai. De plus, en observant les photos, le soulèvement du béton est moins important pour ce spécimen. Ainsi, les trois spécimens subissent probablement des glissements maximaux d'amplitude comparable. Les données de déplacement de la presse ne peuvent malheureusement pas être utilisées pour évaluer l'amplitude du glissement de la barre dans le BFUP, puisqu'ils incluent aussi l'élongation des sections de barres seules, l'élongation du spécimen en général, le glissement de la barre ancrée, l'ouverture des fissures horizontales, et le glissement possible dans les mâchoires de la presse.

Les données de glissement restent relativement fiables en début de post-pic. Ainsi, la pente des spécimens Ductal® est similaire, et plus importante que celle du UP-F2.5. La contrainte chute donc plus rapidement pour peu d'arrachement de la barre. Ceci laisse supposer que la fissure de fendage s'ouvre brusquement pour un faible glissement. Dans le béton UP-F2.5, la barre doit s'extraire sur

une plus grande longueur pour faire chuter la contrainte, laissant supposer que la fissure s'ouvre plus lentement. Comme les deux spécimens Ductal® ont des pentes similaires, il est logique de supposer une influence de la matrice du BFUP sur la pente post-pic de la courbe contrainte – glissement. Cette influence est probablement liée à la facilité d'arrachement ou de cassure des fibres dans la matrice.

La Figure 6.9 présente les courbes issues de chacune des jauges de déformation collées à la surface du BFUP, dans l'axe de la barre testée. Les jauges utilisées ont une longueur de 60 mm.

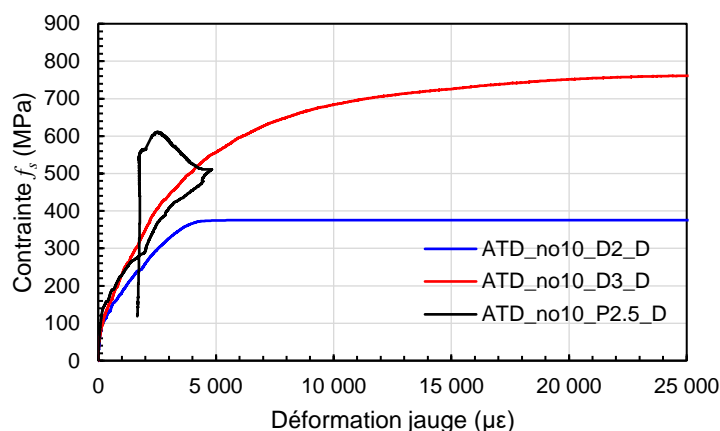


Figure 6.9 Jauges de déformation - Spécimens ATD_no10

Malheureusement, les données issues des jauges de déformation permettent peu d'interprétation pour cette série d'essais. En effet, dans le cas du spécimen Ductal® 2%, la jauge semble avoir décollé en cours d'essai, ce qui explique le plateau observable sur la courbe. Pour le spécimen UP-F2.5, la fissure de fendage est passée en dehors de la largeur couverte par la jauge, ce qui explique la chute de déformation dans la courbe. Il est intéressant de remarquer que, si une distribution relativement uniforme de la déformation est supposée à la surface du béton vis-à-vis de la barre testée avant la localisation de la fissure, une déformation d'environ 4800 µε est atteinte au moment de la fissuration. Cette valeur est supérieure à celle prédite par les essais sur les os, qui était de 3738 µε. L'influence de la longueur de mesure joue un rôle, la jauge ayant 60 mm de long, et la déformation des os étant mesurée à l'aide de LVDT de 300 et 400 mm. La jauge du spécimen Ductal® 3% ne semble pas avoir eu de problème en cours d'essai. Ce dernier présente une déformation moindre pour une contrainte identique au Ductal® 2%, ce qui est cohérent avec le pourcentage de fibres supérieur dans ce spécimen, qui vient le rigidifier et réduire l'ouverture des microfissures en pré-pic. La courbe atteint des déformations de très grande ampleur, probablement

puisqu'elle est demeurée collée de part et d'autre de la fissure suite à sa formation et à son ouverture. Les résultats issus des LVDT, placés directement au-dessus des jauges, permettent de compléter l'interprétation des déformations du béton.

À partir du moment où la déformation mesurée par le LVDT atteint la déformation au pic mesurée dans les essais de traction sur os, le BFUP est considéré en post-pic et l'ouverture de fissure est calculée à partir de ce point. Le calcul a été fait de la même manière que l'avait fait Bastide (2020), en tenant compte du retour élastique du BFUP. Comme aucun os n'a été testé en déchargement pour évaluer le module de retour élastique post-pic E_{pc} , une valeur s'approchant de celle mesurée par Bastide en laboratoire a été utilisée, soit 8800 MPa. L'équation (6.1) a été utilisée, avec la loi de comportement en traction simplifiée propre à chacun des bétons.

$$\omega_t = \left(\delta + \frac{f_{t,u} - \left(\sigma_i - \frac{\sigma_i - \sigma_{i+1}}{\omega_i - \omega_{i+1}} \omega_i \right)}{E_{pc}} \ell_0 \right) \times \frac{1}{1 + \frac{\frac{\sigma_i - \sigma_{i+1}}{\omega_i - \omega_{i+1}} \ell_0}{E_{pc}}} \in [\omega_i, \omega_{i+1}] \quad (6.1)$$

où δ Déplacement mesuré par le LVDT
 E_{pc} Module de retour élastique
 ℓ_0 Longueur initiale du LVDT
 ω_t Ouverture de fissure au temps t

$$\begin{bmatrix} \omega_i \\ \omega_{i+1} \\ \sigma_i \\ \sigma_{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \omega_1 \\ f_{t,u} \\ f_{\omega 1} \end{bmatrix} \text{ ou } \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ f_{\omega 1} \\ f_{\omega 2} \end{bmatrix} \text{ ou } \begin{bmatrix} \omega_2 \\ \omega_3 \\ f_{\omega 2} \\ f_{\omega 3} \end{bmatrix} \text{ ou } \begin{bmatrix} \omega_3 \\ \omega_u \\ f_{\omega 3} \\ 0 \end{bmatrix}$$

Les courbes contrainte – déformation en pré-pic et contrainte – ouverture de fissure en post-pic issues des résultats de chacun des LVDT sont présentées à la Figure 6.10.

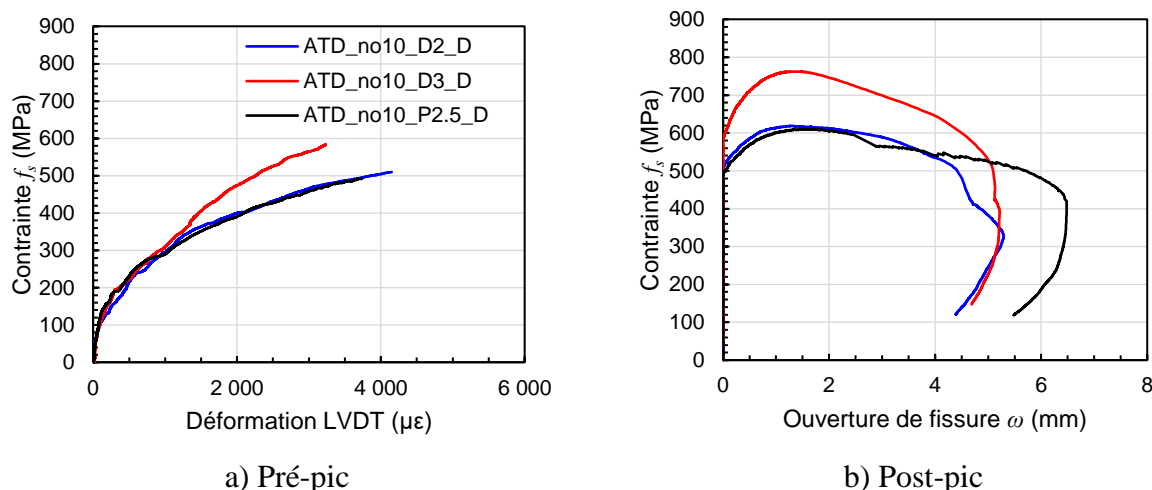


Figure 6.10 LVDT - Spécimens ATD_no10

Les courbes pour les trois types de béton sont relativement bien superposées jusqu'à environ 1300 $\mu\epsilon$. Il s'agit probablement de la phase où le comportement en compression du BFUP régit la performance de l'ancrage en raison de la butée des crénelures. Ensuite, lors de la phase de microfissuration, les courbes des bétons Ductal® 2% et UP-F2.5 restent bien superposées, alors que celle du Ductal® 3% se démarque, toujours avec une déformation moindre à contrainte équivalente. Les trois bétons entrent dans leur phase de comportement post-pic en traction avant que l'ancrage n'ait atteint sa capacité maximale, tout comme l'avait observé Bastide.

Au niveau de la courbe post-pic, les bétons Ductal® 2% et UP-F2.5 restent encore assez similaires à proximité du pic, mais le UP-F2.5 se démarque en atteignant une ouverture de fissure plus importante à la rupture complète. La courbe du Ductal® 3% a une allure similaire à celle du 2%, avec une chute plus brusque à la rupture complète, probablement en raison de la quantité plus importante d'énergie accumulée dans le spécimen vu la contrainte supérieure atteinte. Il est intéressant de noter que la courbe du UP-F2.5 présente plus d'oscillations en post-pic, qui peuvent être associées au relâchement d'énergie se produisant dans le spécimen lors de la cassure des fibres ou de leur arrachement de la matrice cimentaire. Ce phénomène est également observable lors des essais sur les os et les tirants, c'est-à-dire que les courbes de comportement post-pic du béton UP-F2.5 présentent beaucoup plus de bruit que celles des bétons Ductal® 2% et 3%.

Il est également important de remarquer que le calcul de l'ouverture de fissure réalisé ici n'est pas tout à fait exact. En effet, comme déjà mentionné à quelques reprises, puisque la longueur de mesure de la déformation varie entre les os et les spécimens ATD, et que le phénomène mesuré est

une fissure localisée, la valeur de déformation à la localisation de la fissuration varie elle aussi. Ainsi, l'utilisation d'un instrument plus court, comme une jauge, fournira des mesures de déformation plus élevées qu'un instrument plus long, comme un LVDT. Un autre paramètre qui affecte le calcul est la position du LVDT, qui se trouve à 25 mm de la surface supérieure du spécimen. La mesure de l'ouverture de fissure faite par le LVDT est donc légèrement inférieure à sa valeur réelle. Dans le cas présent, pour le béton Ductal® 2% par exemple, selon le calcul en fonction de la déformation au pic mesurée dans les os, la localisation de la macrofissure se produirait à une contrainte de 510 MPa. En réalité, en étudiant les photos prises en cours d'essai, la fissure est déjà présente à une contrainte d'environ 450 MPa, tel que montré à la Figure 6.11.

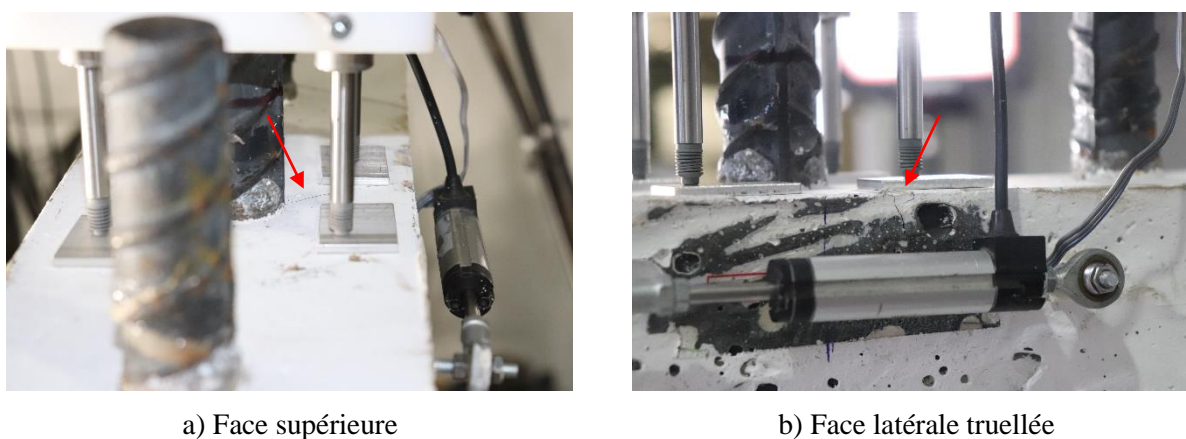


Figure 6.11 Première apparition de la fissure de fendage – Spécimen ATD_no10_D2_D

Comme il est possible de l'observer sur les photos ci-dessus, la fissure de fendage apparaît d'abord en face supérieure, puis se propage en descendant le long de l'ancrage sur la face latérale. Le LVDT mesure donc l'apparition de cette fissure légèrement en retard.

6.3.2 Comparaison des spécimens Ductal® 2%

La comparaison des résultats pour les trois spécimens constitués de BFUP Ductal® 2% permet d'évaluer l'effet d'échelle entre les spécimens ATD_no10 et ATD_15M. Il est à noter que les longueurs d'ancrage ℓ_d sont respectivement de $10d_b$ et de $8d_b$, et que les enrobages c_{so} sont respectivement de $1.5d_b$ et de $2.0d_b$. Selon les conclusions tirées par Bastide, la variation de ces deux paramètres devrait produire des résultats comparables. La comparaison des deux petits spécimens permet également d'évaluer si les deux méthodes de mise en place envisagées ont un impact sur le comportement des spécimens. Comme les petits spécimens n'étaient pas instrumentés à l'aide de capteurs de glissement, seules les mesures de déformation dans la jauge et dans le LVDT

sont comparées. Il est important de noter que les longueurs de mesure de la jauge et du LVDT sont les mêmes pour les deux échelles de spécimen, soit respectivement 60 mm et 140 mm, mais que proportionnellement, une plus grande largeur du spécimen est prise en compte dans la mesure sur les spécimen ATD_15M, ce qui affecte l'interprétation des résultats. La Figure 6.12 présente d'abord les résultats issus des jauges de déformation.

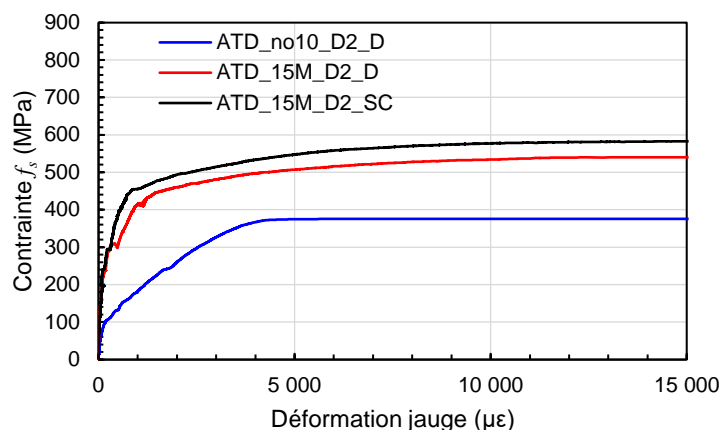


Figure 6.12 Jauges de déformation – Spécimens Ductal® 2%

Il est important de rappeler que la jauge du spécimen ATD_no10_D2_D s'est décollée en cours d'essai, causant un plateau dans la courbe. Il est tout de même possible de remarquer que les courbes des deux spécimens ATD_15M sont environ superposées, alors que la pente de la courbe du spécimen ATD_no10 est beaucoup moins prononcée. La déformation mesurée dans le spécimen est donc largement supérieure pour une même contrainte. Ainsi, la portion de la largeur du spécimen prise en compte dans la mesure de la déformation joue un rôle important dans les résultats. Il serait intéressant ici d'étudier les résultats du DIC et de considérer une largeur de mesure proportionnelle selon l'échelle du spécimen. Il est tout de même plausible de supposer que les spécimens ATD_15M sont plus rigides. Ce phénomène pourrait être lié à l'effet d'échelle, et au fait que les fibres sont proportionnellement plus grosses dans ces spécimens. La Figure 6.13 présente les courbes tirées des résultats des LVDT, afin de compléter l'analyse.

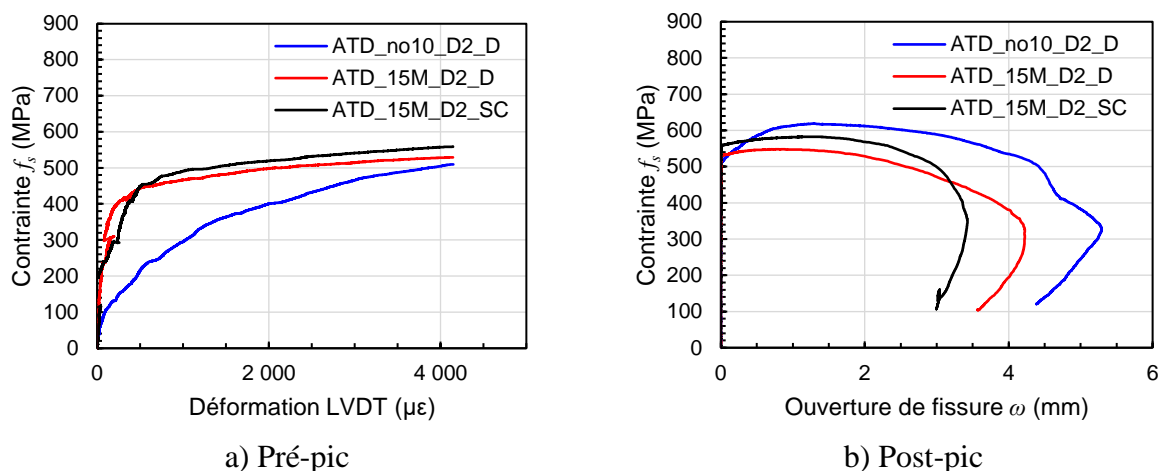


Figure 6.13 LVDT - Spécimens Ductal@ 2%

En pré-pic, les mêmes observations que celles faites pour les résultats des jauges s'appliquent. Il est également possible de remarquer que la déformation supposée comme étant la déformation de fissuration se produit à des contraintes similaires. Les courbes des spécimens ATD_15M présentent un changement de pente important à une déformation d'environ 500 $\mu\epsilon$. Celui-ci est similaire au changement de pente observé dans les courbes de comportement des essais sur os lors de l'initiation de la microfissuration. Le spécimen ATD_no10 ne présente pas de changement de pente marqué lors de l'apparition de la microfissuration. La contrainte à la fissuration $f_{s,cr}$ est atteinte très près de la contrainte maximale $f_{s,max}$ pour les spécimens ATD_15M, soit à 96% et 97%, comparé à 82% pour le spécimen ATD_no10. Les contraintes ultimes atteintes varient de 548 à 619 MPa.

L'ouverture de fissure à la rupture complète est supérieure dans le spécimen ATD_no10 que dans les petits spécimens, ce qui est logique considérant que la barre étant plus grosse, elle a besoin d'une plus grande ouverture de la fissure pour pouvoir s'arracher en permettant le glissement des crénelures. Par contre, l'ouverture de fissure à la capacité maximale est comparable entre les spécimens ATD_no10_D2_D et ATD_15M_D2_SC, soit respectivement 1.30 mm et 1.27 mm, alors qu'elle n'est que de 0.76 mm pour le spécimen ATD_15M_D2_D. La méthode de mise en place ne semble donc pas avoir d'impact majeur sur le comportement pré-pic ou sur la capacité maximale, mais pourrait avoir un effet sur l'ouverture de fissure (donc sur le comportement post-pic).

Une incertitude qui demeure est l'effet de la striction des barres 15M sur les résultats des essais. En effet, bien que Bastide n'ait pas noté d'effet marqué sur la capacité pour son spécimen utilisant une

barre 400W, la possibilité d'un impact de la plastification de la barre demeure. Il serait plausible que la réduction de section de la barre associée à la phase de striction facilite son arrachement en nécessitant une ouverture de fissure réduite dans le BFUP. Il serait intéressant de refaire une campagne en utilisant des barres haute résistance pour tous les spécimens servant à l'étude de l'effet d'échelle, et d'utiliser des spécimens de géométries identiques pour l'étude de l'effet de la plastification de la barre. La Figure 6.14 fait la comparaison de tous les spécimens ATD testés ayant des propriétés géométriques et de comportement en traction du béton comparables, autant dans la présente campagne que dans celle de Bastide.

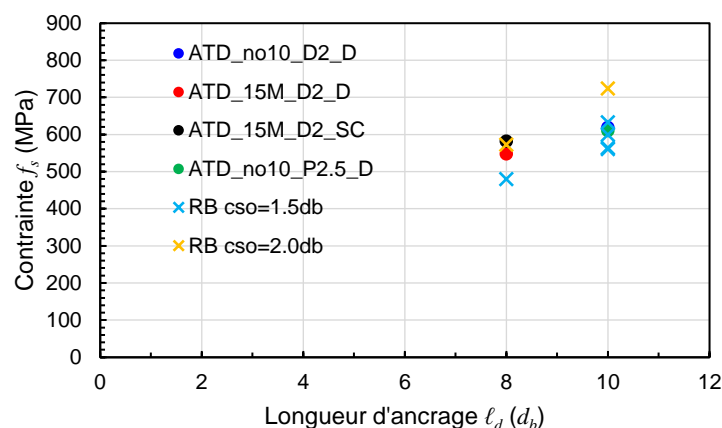


Figure 6.14 Comparaison de plusieurs spécimens ATD

La capacité du spécimen de Bastide ayant $\ell_d = 8d_b$ et $c_{so} = 2.0d_b$ concorde bel et bien avec la capacité atteinte par les deux spécimens ATD_15M ayant ces mêmes propriétés. Ceci confirme encore une fois que l'effet d'échelle n'aurait pas d'effet sur la capacité maximale de l'ancrage. De plus, les deux spécimens ATD_no10 en béton Ductal® 2% et UP-F2.5 ont des capacités qui entrent dans la gamme obtenues par Bastide pour des géométries identiques. La capacité d'ancrage semble donc peu affectée par la matrice du BFUP, en autant que les propriétés en traction sont similaires. L'hypothèse selon laquelle l'augmentation de la longueur d'ancrage ℓ_d de $2d_b$ ou l'augmentation de l'enrobage c_{so} de $0.5d_b$ auraient un impact similaire sur la capacité semble toujours valide selon les présents résultats.

6.3.3 Comparaison des spécimens Ductal® 3%

La comparaison des résultats pour les trois spécimens constitués de BFUP Ductal® 3% devait elle aussi permettre d'évaluer l'effet d'échelle entre les spécimens ATD_no10 et ATD_15M. Par contre, tel que mentionné précédemment, étant donné l'utilisation d'une barre 400W pour les spécimens

ATD_15M, c'est la rupture par cassure de la barre plutôt que la rupture par perte d'ancrage qui a été atteinte. Quelques analyses peuvent tout de mêmes être faites, mais elles se limitent au comportement pré-pic des spécimens. La Figure 6.15 présente les résultats issus des jauges de déformation.

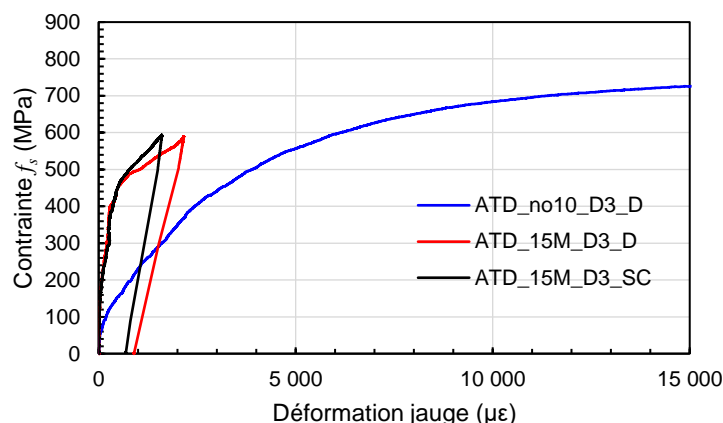


Figure 6.15 Jauges de déformation – Spécimens Ductal® 3%

Ici aussi, les courbes des spécimens ATD_15M sont environ superposées, alors que la pente de la courbe du spécimen ATD_no10 est beaucoup moins prononcée. Encore une fois, les résultats du DIC permettraient de considérer une largeur de mesure proportionnelle selon l'échelle du spécimen. Les spécimens ATD_15M pourraient être plus rigides en raison de la taille des fibres, qui sont plus grosses proportionnellement au spécimen. Ici non plus, la méthode de mise en place des barres d'armature ne semble pas avoir d'effet important sur le comportement pré-pic. La Figure 6.16 présente les courbes tirées des résultats des LVDT, afin de compléter l'analyse.

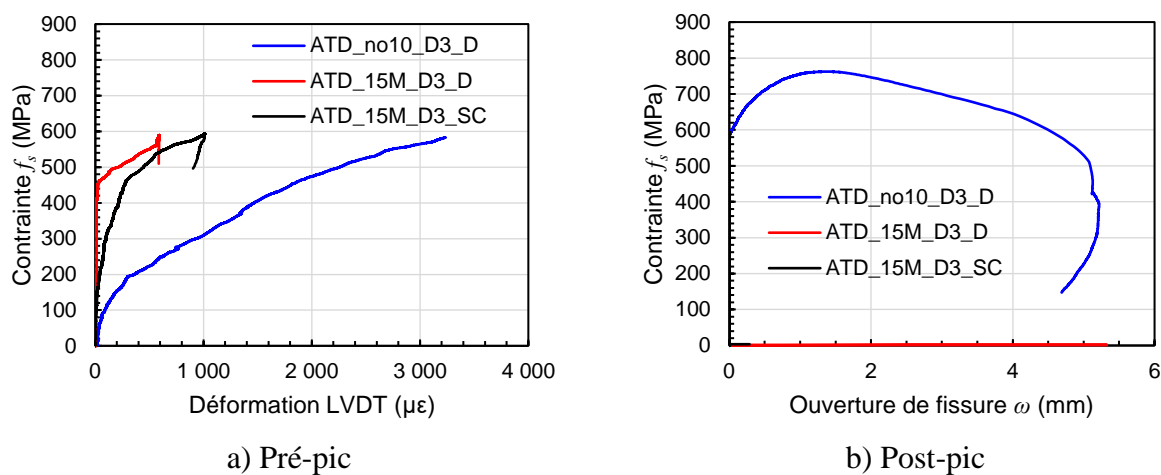


Figure 6.16 LVDT - Spécimens Ductal® 3%

La courbe du spécimen ATD_15M_D3_D semble présenter un problème, puisque la déformation reste nulle jusqu'à une contrainte d'environ 450 MPa. Il s'agit probablement d'un problème mécanique, ayant causé un blocage de la translation du LVDT. Encore une fois, les mêmes observations que celles faites pour les résultats des jauges s'appliquent. Les spécimens ATD_15M ont atteint la rupture de la barre avant même d'atteindre la déformation de localisation de la microfissure. Aucune fissuration n'a pu être observée à l'œil nu non plus. Ils ne sont donc pas passés en comportement post-pic. Il serait important de refaire une campagne en utilisant des barres haute résistance, une longueur d'ancrage réduite ou un enrobage réduit pour obtenir des résultats pour ce type de BFUP.

6.4 Recommandations en vue d'une prochaine campagne

Au vu des problématiques rencontrées lors de la présente campagne et des analyses effectuées sur les résultats, les recommandations suivantes sont faites dans l'éventualité de la réalisation d'une autre campagne d'essais sur des spécimens ATD.

- Des barres haute résistance devraient être utilisées pour tous les spécimens, à moins que l'objet de l'étude soit l'effet de la plastification. Si l'utilisation de barres régulières 400W est souhaitée, pour un essai standardisé par exemple, la longueur d'ancrage ou l'enrobage devraient être réduits afin de s'assurer de ne pas dépasser la capacité ultime des barres. Il faudrait aussi préalablement confirmer que la plastification de la barre n'a pas d'impact sur les paramètres à l'étude.
- Pour l'étude de l'effet d'échelle, des paramètres géométriques identiques devraient être utilisés, afin d'isoler seulement le diamètre de la barre comme paramètre variable. Plus de diamètres de barres pourraient également être investigués.
- L'utilisation d'une barre continue suivie d'un carottage du spécimen semble avoir peu d'effet sur la capacité maximale et sur le comportement pré-pic par rapport à la mise en place bout-à-bout, mais le comportement post-pic est variable pour les spécimens ATD_15M_D2. Plus de spécimens devraient être testés pour valider cet impact. Si celui-ci n'est pas négligeable, la mise en place continue avec carottage ne serait alors pas la meilleure option, puisqu'elle ne représente pas une condition d'ancrage fréquemment rencontrée.

- L'effet de la longueur de mesure de déformation par rapport à la taille du spécimen devrait être plus investiguée, notamment avec les résultats du DIC. Des longueurs de capteurs variables selon la taille du spécimen devraient peut-être être utilisées, afin de permettre une analyse simplifiée des résultats. La viabilité de la mesure des déplacements à l'aide du DIC devrait également être confirmée.
- Une méthode de coulée permettant une orientation préférentielle des fibres telle que souhaitée, mais également facilement reproductible devrait être choisie. La fabrication de spécimens identiques en tout point, mais coulés selon les deux méthodes utilisées jusqu'à maintenant, pourrait être intéressantes pour comparer l'impact sur la performance. Les spécimens auraient aussi pu être sciés pour valider la bonne orientation des fibres.
- Un montage permettant la mesure du glissement de la barre dans les spécimens à l'échelle des barres 15M permettrait d'obtenir une information supplémentaire intéressante. Le montage de mesure du glissement devrait aussi être modifié pour éviter de prendre en compte le soulèvement de la couche mince de béton se produisant avec l'arrachement de la barre.

CHAPITRE 7 CONCLUSION

7.1 Rappel des objectifs

Le projet, mandaté par le MTQ, vise à développer un concept de culées préfabriquées avec un joint en BFUP à la connexion entre le mur de front et la semelle. Pour ce faire, des éléments verticaux évidés doivent être proposés et optimisés. En parallèle, le comportement des joints en BFUP doit aussi être étudié et la compréhension de son comportement doit être approfondie. Ensuite, le comportement d'une culée préfabriquée selon la méthode proposée doit être comparé à celui d'une culée coulée en place pour valider sa performance. Finalement, des critères de conception clairs doivent être définis pour éventuellement implanter l'utilisation de ces éléments dans la construction des ponts courants sur le réseau québécois.

Le présent projet a visé à approfondir la compréhension du comportement des joints en BFUP, et à amorcer la conception finale de la culée préfabriquée. Pour ce faire, les objectifs suivants avaient été définis :

1. développer un modèle numérique permettant de valider les concepts finaux de mur de front préfabriqué;
2. confirmer expérimentalement la performance des joints en BFUP pour le chevauchement des barres d'armature à la base du mur de front et ce, pour différentes configurations pouvant être rencontrées en chantier;
3. assurer la continuité avec les phases précédentes du projet réalisé par Bastide (2020) et Zahedi (2021).

7.2 Conclusions du projet de recherche

7.2.1 Modélisation numérique par éléments finis de culées

Des modèles numériques par éléments finis ont été réalisés dans le logiciel *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014) avec le modèle constitutif du béton *EPM3D* (Massicotte & Ben Ftima, 2017) pour vérifier la performance des concepts de culée préfabriquée proposés. Un caisson de mur de front préfabriqué et la section de semelle correspondante ont été représentés, avec la

trame d'armature enchâssée et le joint de chevauchement en BFUP à la base du mur. Des lois de matériaux représentatives du comportement réel ont été utilisées. Le chargement s'est fait par poussée statique incrémentale, en appliquant un déplacement contrôlé, jusqu'à la rupture.

Le modèle de référence utilise le concept de mur de front avec parois de 140 mm, rempli de béton en chantier. Les armatures principales de flexion sont celles ayant été calculées selon la conception avec la norme CSA S6:19. Une courbe de comportement des barres d'armature supposant un chargement cyclique a été utilisée. Les barres longitudinales arrières ont été désolidarisées sur les premiers 300 mm dans la semelle, encore une fois pour reproduire un chargement cyclique. Les résultats de ce modèle ont montré que le concept de culée proposé performe bien, atteignant une force appliquée de 845 kN et un déplacement à l'assise des poutres de 162 mm. Un tel déplacement correspond à une ductilité de 20, dépassant les attentes.

Deux variations à partir du modèle de référence ont ensuite été faites pour vérifier l'influence des hypothèses adoptées par rapport au comportement sous chargement cyclique. En effet, les culées étant des éléments rigides, l'applicabilité des hypothèses formulées pour les piles demeure à valider. Ainsi, un modèle avec barres d'armatures solidaires et un modèle avec courbe de comportement monotonique des armatures ont été montés. Ces deux modèles ont une résistance et une performance assez comparables à celle du modèle de référence. C'est surtout le déplacement à la rupture, et donc la ductilité, qui varie selon l'hypothèse adoptée. Le modèle solidaire casse à un déplacement de 90 mm, inférieur au modèle de référence, puisque les barres y sont moins flexibles. Le modèle monotonique, quant à lui, atteint un déplacement largement supérieur, de 227 mm.

Un modèle comportant les armatures calculées selon le MCSQ a aussi été monté. Celui-ci a encore une fois présenté un comportement similaire, et a atteint un déplacement à la rupture similaire au modèle de référence. Évidemment, puisque la quantité d'armature de flexion y est supérieure, la culée a atteint une plus grande force maximale, soit 1120 kN.

Finalement, un modèle de culée ordinaire, sans joint de BFUP à la base du mur de front ni étriers a été testé. Celle-ci représente des culées existantes sur le réseau routier québécois. Le modèle a clairement montré la performance inférieure de cette conception, et l'absence de ductilité due à l'omission des étriers, ne permettant pas de développer la plastification des armatures de flexion, et n'atteignant qu'un déplacement de 13 mm.

7.2.2 Développement d'un montage expérimental de traction sur barres multiples

Plusieurs configurations de montage expérimental ont été imaginées et étudiées afin de réussir à charger simultanément plusieurs barres d'armature en traction pour réaliser les essais sur les joints de chevauchement en BFUP. Finalement, un montage utilisant des semelles en BFUP renforcé au-dessus et en-dessous du joint, et un chargement à l'aide de quatre vérins hydrauliques a été sélectionné. Tel qu'il a pu être démontré lors de la réalisation des essais expérimentaux, ce montage a eu l'avantage d'être facile à mettre en place, et de permettre le développement de contraintes assez uniformes dans les barres d'armature testées. Par contre, les vérins ont rendu l'observation visuelle de la fissuration sur les faces latérales difficile, et la coulée des semelles a nécessité une quantité importante de BFUP et des coulées de grande envergure. Pour une future campagne d'essais à Polytechnique, le développement d'un montage dans la presse 12 MN pourrait être envisagé.

7.2.3 Campagne expérimentale sur les joints de chevauchement en BFUP

La campagne expérimentale réalisée dans le cadre du présent projet visait à caractériser l'ancrage de barres d'armature dans un joint de chevauchement en BFUP. Pour ce faire, cinq configurations de barres d'armature ont été testées, dont deux en contact, et trois sans contact. Tous les autres paramètres ont été maintenus constants d'un spécimen à l'autre, soit : espacement centre à centre des barres d'un même côté de $5d_b$, longueur de chevauchement $\ell_s = 10d_b$, enrobage latéral $c_{so} = 1.5d_b$ et enrobage longitudinal $c_r = 1.5d_b$. Les barres d'armature utilisées sont des barres haute résistance ASTM A1035, possédant une résistance supérieure aux barres d'armature 400W classiques, soit $f_{y\ th} = 827$ MPa et $f_{u\ th} = 1034$ MPa théoriquement, et $f_{y\ exp} = 951$ MPa et $f_{u\ exp} > 1200$ MPa mesuré au laboratoire, afin d'éviter leur rupture avant celle du béton. Le BFUP utilisé est le mélange UP-F2.5 POLY, commercialisé par *Sika*, contenant 2.5% de fibres Dramix OL13/.02. Sa résistance à la traction était de 13.3 MPa au moment des essais. La coulée du BFUP a été réalisée selon l'objectif d'orienter les fibres perpendiculairement à l'axe des barres d'armature.

Diverses conclusions ont pu être tirées des résultats des six spécimens testés.

- Les configurations de barres d'armatures sans contact sont plus performantes que les configurations avec contact, c'est-à-dire qu'elles permettent d'atteindre une contrainte

moyenne dans les barres d'armature supérieure. Cet écart peut aller de 217 MPa à 408 MPa pour les configurations testées.

- Toutes les configurations testées permettent de développer une contrainte dans les barres supérieure à la limite élastique des barres d'armature 400W ($f_y = 400$ MPa) pour la géométrie choisie. Par contre, seules les configurations sans contact permettent de dépasser leur résistance ultime ($f_u = 600$ MPa) pour cette même géométrie.
- La fissuration longitudinale contrôle la rupture de tous les spécimens, notamment en raison du faible espacement des barres d'armature et de l'orientation des fibres parallèle à cette fissure. Le fendage transversal est tout de même présent dans certains spécimens, là où l'enrobage des barres testées est plus faible.
- La rupture de tous les spécimens, à l'exception de la configuration CT, s'est fait de manière brusque, avec une chute importante de la résistance dès l'ouverture de la fissure longitudinale jusqu'à l'extrémité du BFUP. Ce phénomène est dû au montage de chargement utilisant des vérins, ainsi qu'à l'orientation préférentielle des fibres créant des plans de faiblesse parallèlement à la direction de l'écoulement.
- Les modèles numériques réalisés en amont des essais ont permis d'obtenir un bon ordre de grandeur de la résistance attendue, ainsi que du patron de fissuration. L'ajout des propriétés orthotropes du BFUP à la modélisation et des propriétés mesurées des armatures permettra tout de même de bonifier l'exactitude de la modélisation.
- Les spécimens ayant des barres en quinconce (NCO et DNCO) permettent une plus grande ouverture des fissures longitudinales en amont de la rupture, puisque celles-ci se font en diagonale par rapport aux fibres, donc ces dernières permettent une meilleure retenue des fissures.
- Un impact important de la longueur de mesure pour le calcul des déformations du BFUP a été remarqué. En effet, la déformation au pic mesurée dans les os à l'aide de LVDT de 300 ou 400 mm de long a souvent été dépassée, selon la déformation mesurée dans les jauges de 60 mm de long, bien qu'aucune fissuration n'apparaisse. Une conversion des déformations attendues selon la longueur sur laquelle la mesure est faite pourrait donner une meilleure idée de la progression de la fissuration au cours d'un essai.

- La méthode de coulée sélectionnée pour la construction des spécimens présente de nombreux avantages, dont sa reproductibilité et l'élimination de la zone de chute du BFUP où l'orientation des fibres est aléatoire. Par contre, l'écoulement du BFUP en-dessous et au-dessus des barres d'armature simultanément a mené à la formation d'un plan de faiblesse dans les spécimens. La coulée des spécimens à la verticale et l'utilisation d'un BFUP plus fluide pourraient permettre de remédier à ce problème. Par contre, une trop grande fluidité pourrait également causer un problème de ségrégation des fibres. Un juste milieu serait donc à trouver. Une résistance supérieure pourrait probablement être attendue des spécimens pour une coulée sans plan de faiblesse traversé par un nombre moindre de fibres.
- Les essais sur les spécimens ATD permettent d'obtenir un bon ordre de grandeur de la contrainte attendue dans les barres. Par contre, un coefficient de majoration devrait être prévu pour évaluer la contrainte attendue dans les joints de chevauchement sans contact à partir des résultats des essais ATD. Au contraire, un coefficient de réduction devrait être prévu pour les joints en contact. Plus d'investigations devraient d'abord être faites afin de vérifier les dimensions optimales à utiliser pour ces spécimens, en fonction des modes de fissuration attendus.

7.2.4 Essais d'ancrage armature – BFUP

La campagne d'essais réalisée sur les spécimens ATD a permis d'assurer une continuité avec celle réalisée lors de la phase précédente du projet sur les culées préfabriquées réalisée par Bastide (2020). Les modifications suivantes ont été proposées et testées au travers de sept spécimens.

- Des spécimens à l'échelle de barres 15M, plus souvent utilisées par le MTQ dans leurs joints de chevauchement entre panneaux de dalles, ont été développés. Des barres 400W ont été utilisées pour ces spécimens.
- Une méthode de coulée alternative, consistant à utiliser un réservoir et tirant parti de la direction d'écoulement pour générer l'orientation préférentielle des fibres souhaitée a été utilisée. Un volume sacrificiel, au point de chute du béton frais, a aussi été prévu pour éviter un orientation aléatoire des fibres.
- Une seconde méthode de mise en place permettant d'éviter l'utilisation de coffrages à double paroi, a été testée, utilisant une seule barre continue pour la barre testée et la barre ancrée.

Une fois le béton durci, une carotteuse a été utilisée pour obtenir le dégagement souhaité entre ces deux barres.

Malheureusement, l'utilisation des barres 400W dans les spécimens à l'échelle des barres 15M a fait en sorte que la phase d'écrouissage a été atteinte dans les spécimens en BFUP Ductal® 2%, et que la rupture de la barre s'est produite dans les spécimens en Ductal® 3%. Ainsi, la comparaison des spécimens à l'échelle des barres no.10 et ceux à l'échelle des 15M restent incertaine.

Les conclusions suivantes, issues de la campagne de Bastide (2020), tiennent toujours suite à la présente campagne.

- La rupture de la plupart des spécimens s'est faite par fendage perpendiculaire, sur une longueur d'environ $2/3$ de ℓ_d .
- Le BFUP entre dans la phase post-pic de sa courbe de comportement en traction avant l'atteinte de la capacité maximale de l'ancrage. Cependant, le point d'entrée dans cette phase post-pic resterait à investiguer plus en profondeur car il semble être sensible à la longueur du capteur utilisé pour la mesure des déformations.
- La loi contrainte – glissement dépend initialement du comportement en compression du BFUP étant donné l'action de butée des crénelures de la barre d'armature sur celui-ci. Une fois la microfissure formée, la loi dépend plutôt du comportement post-pic en traction. Ainsi, pour les trois bétons testés, la pente initiale était la même, les résistances en compression étant comparable, puis les comportements se distinguaient une fois la contribution du comportement en traction devenue prépondérante.
- La corrélation établie entre une augmentation de $2d_b$ de la longueur d'ancrage ℓ_d et une augmentation de $0.5d_b$ de l'enrobage c_{so} , semble maintenue suite aux résultats obtenus.

En plus de ces conclusions dans la continuité de celles de Bastide, les observations suivantes sont ajoutées.

- Une influence de la matrice cimentaire du BFUP sur la pente post-pic de la courbe contrainte-glissement a été observée, probablement liée à la facilité d'arrachement des fibres de la matrice, ou à leur résistance à la cassure. Des oscillations liées à ce même phénomène peuvent aussi être observées sur le post-pic des courbes contrainte – ouverture de fissure des spécimens ATD, des os et des tirants.

- Les spécimens à l'échelle de barres 15M semblent plus rigides, ce qui pourrait être en lien avec l'effet d'échelle, les fibres étant proportionnellement plus grosses dans ces spécimens. La capacité maximale de l'ancrage ne semble cependant pas affectée par la taille des spécimens pour une géométrie et un comportement de béton comparables.
- La méthode de mise en place, utilisant deux barres bout-à-bout ou une seule barre continue, semble affecter le comportement post-pic, avec une ouverture de fissure réduite pour la première option.

7.3 Recommandations

Les modèles numériques par éléments finis de culées réalisés dans le cadre du présent projet ont permis d'avoir un bon aperçu du comportement des éléments de culée préfabriqués proposés, et d'en valider la performance. Évidemment, de nombreuses hypothèses ont dû être adoptées afin de représenter au mieux le comportement cyclique de la culée à l'aide d'un chargement par poussée statique incrémentale. L'étude à l'aide de ce type de modèles pourrait donc être poursuivie pour observer l'influence d'autres paramètres de modélisation sur le comportement de la culée. Pour ce faire, les modèles maillés à 30 mm sont prometteurs en termes de qualité du résultat obtenu, particulièrement au niveau de la fissuration. L'analyse de la culée complètement préfabriquée (et non du mur de front et de la semelle uniquement) pourrait aussi être faite. Le comportement sous une poussée en direction latérale serait également une information importante à investiguer, ainsi que le comportement sous chargement bidirectionnel. La nécessité de certains éléments du concept proposé reste aussi à valider, par exemple les épingles mises en place pour prévenir le flambement des barres d'armature longitudinales.

La campagne expérimentale d'essais de traction directe sur barres multiples chevauchées dans un joint en BFUP a été fructueuse, permettant de faire avancer les connaissances au sujet de l'ancrage armature – BFUP. En effet, il semblerait qu'il s'agisse du premier essai du genre réalisé avec succès. Évidemment, étant donné le caractère nouveau de ce type d'essai, quelques aspects demeurent à améliorer. La méthode de coulée pourrait d'abord être retravaillée, afin d'éviter la création de deux fronts d'écoulement, créant un plan de faiblesse comportant très peu de fibres à la rencontre de ceux-ci. Une coulée à la verticale, une fluidité du BFUP accrue, ou encore une coulée par passes pourraient constituer des pistes de solution. Une nouvelle campagne permettrait d'investiguer

l'influence de nouveaux paramètres sur la performance des joints de chevauchement. Une campagne réalisée conjointement avec des spécimens ATD qui ont des paramètres géométriques comparables permettrait peut-être aussi d'établir une corrélation entre les deux types d'essais. La réalisation du montage modifié proposé pour la presse 12 MN pourrait également être tentée, ce qui permettrait un suivi plus facile de la fissuration sur les faces latérales du spécimen. Un suivi des déplacements par corrélation d'images pourrait alors être intéressant.

La campagne d'essais ATD, bien qu'imparfaite, a tout de même permis de faire progresser les connaissances sur le comportement de l'ancrage et d'ajouter des spécimens à la base de données sur le sujet. Afin de compléter l'analyse des résultats de la présente campagne, les données tirées du système de corrélation d'image (DIC) devraient être analysées afin de vérifier leur pertinence et les observations pouvant en être tirées. Par contre, trop de paramètres variaient d'un spécimen à l'autre, rendant la comparaison et l'isolation des divers phénomènes difficile. Une campagne plus extensive devrait être réalisée, en faisant varier un seul paramètre entre deux spécimens devant être comparés. Ainsi, une campagne future devrait comporter des spécimens à l'échelle de divers diamètres de barres dans lesquels la géométrie est la même, proportionnellement à la taille des barres, pour l'étude de l'effet d'échelle. Des barres haute résistance devraient aussi être utilisées dans tous les spécimens, à moins que l'influence de la plastification ne soit l'objet de l'étude. Plus de spécimens comparant la méthode de mise en place bout-à-bout ou à l'aide d'une barre continue, puis d'un carottage, devraient être réalisés, pour confirmer l'impact sur le comportement post-pic de la liaison. L'influence de diverses méthodes de coulée sur l'orientation des fibres et sur la performance pourrait aussi être étudiée. Si le glissement se révèle être une donnée qu'il est souhaitable d'acquérir, le dispositif d'acquisition des données devrait être modifié, pour éviter l'influence du soulèvement du béton avec l'arrachement de la barre sur les résultats. L'influence de la longueur de mesure pour le calcul des déformations devrait aussi être clarifiée. L'étude de tous ces paramètres permettrait une meilleure compréhension du phénomène de liaison armature – BFUP, et pourrait mener à la standardisation de l'essai ATD pour la caractérisation de ce phénomène, et au développement éventuel de règles de calcul pour les normes de conception.

7.4 Poursuite des travaux de recherche

Plusieurs voies peuvent être explorées afin de faire progresser les connaissances dans les domaines abordés dans ce mémoire.

- Pour la suite du projet sur les culées préfabriquées, les autres éléments composant la culée devront également être conçus et optimisés. Ce projet s'est surtout attardé aux éléments évidés composant le mur de front, et au joint faisant la liaison avec la semelle. Il reste donc à concevoir le détail de la semelle, de l'élément constituant à la fois l'assise des poutres et le garde-grève, et des murs en retour.
- Toujours dans la suite du projet sur les culées préfabriquées, des essais en laboratoire devront être effectués sur un spécimen de culée complète, du même type que ceux réalisés sur les piles à Polytechnique. Ces essais permettront de vérifier le comportement prédit par les modèles numériques, et de confirmer si le comportement sismique est adéquat.
- Il serait intéressant de poursuivre les investigations initiées par Tchatat (2019) en ce qui concerne le comportement sismique des sols, ainsi que leur interaction avec la structure. Tel que mentionné précédemment, ce sujet se trouve à l'intersection entre deux champs de compétences, soit la géotechnique et la structure, et a donc peu été abordé jusqu'à maintenant. Il joue cependant un rôle majeur dans la compréhension du comportement des culées soumises à des séismes. La méthode de Mononobe-Okabe, qui est une méthode simple d'utilisation recommandée notamment par la norme CSA S6, n'est peut-être pas aussi représentative qu'on le croit de l'effet réel du sol sur la structure, et mène probablement à des conceptions trop conservatrices.
- L'intégration de l'orientation des fibres au modèle constitutif *EPM3D* (Massicotte & Ben Ftima, 2017) permettrait de mieux représenter le comportement d'un BFUP dans lequel les fibres ont été orientées préférentiellement au moment de la coulée. L'utilisation de propriétés orthotropes, pouvant être des facteurs multiplicatifs de la courbe de comportement dictée par les essais sur les os, permettrait de bonifier les modèles numériques à l'échelle de la crénelure et mieux prédire les résultats en laboratoire.
- Le développement d'un modèle basé sur la mécanique des fluides, permettant de prédire le flux du BFUP lors d'une coulée ainsi que l'orientation adoptée par les fibres permettrait également une meilleure représentativité dans les modèles numériques à l'échelle de la crénelure.

RÉFÉRENCES

- Aarup, B., & Jensen, B. C. (1998). Bond properties of high-strength fiber reinforced concrete. Dans R. Leon (édit.), *Bond and Development of Reinforcement - A Tribute to Dr. Peter Gergely* (p. 459-472). American Concrete Institute.
- ABC-UTC. (2021). *ABC project and research databases*. <https://utcdb.fiu.edu/>
- Aldabagh, S., & Alam, M. S. (2020). High-Strength steel reinforcement (ASTM A1035/A1035M Grade 690): state-of-the-art review. *Journal of Structural Engineering*, 146(8). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002720](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002720)
- Association canadienne de normalisation. (2014a). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA S6 -14). Groupe CSA.
- Association canadienne de normalisation. (2014b). *Commentary on CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code* (CAN/CSA S6.1 -14). Groupe CSA.
- Association canadienne de normalisation. (2019). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CAN/CSA S6:19). Groupe CSA.
- Atik, L. A., & Sitar, N. (2010). Seismic earth pressures on cantilever retaining structures. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(10), 1324-1333. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000351](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000351)
- Bastide, R. (2020). *Comportement de joints de chevauchement en BFUP pour la construction de culées préfabriquées* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. <https://publications.polymtl.ca/8242/>
- Cairns, J. (2015). Bond and anchorage of embedded steel reinforcement in fib model code 2010. *Structural Concrete*, 16(1), 45-55. <https://doi.org/10.1002/suco.201400043>
- Charron, J. P., & Desmettre, C. (2015). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables* (Rapport no. SR15-01). Groupe de recherche en génie des structures (GRS), Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal.
- Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015* (CNBC 2015. Conseil national de recherches du Canada. https://publications.gc.ca/collections/collection_2019/cnrc-nrc/NR24-28-2018-fra.pdf
- Computers and Structures, Inc. (2019). *SAP2000* (Version 20) [Logiciel]. Computers and Structures, Inc. <https://www.csiamerica.com/>
- CPCI. (2013). *Project of the month - Honoré Mercier Bridge*. https://www.cpci.ca/en/about_us/project_month/february_2013/

- Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance* [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. <https://publications.polymtl.ca/1582/>
- Dagenais, M.-A., Massicotte, B., & Boucher-Proulx, G. (2017). Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with deficient lap splices using ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 23(04017129), 1-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001173](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001173)
- Darveau, P. (2018). *Développement de piles de ponts préfabriquées résistant aux séismes* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Darwin, D. (2005). Tension development length and lap splice design for reinforced concrete members. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(4), 210-225. <https://doi.org/10.1002/pse.206>
- Darwin, D., Lutz, L. A., & Zuo, J. (2005). Recommended provisions and commentary on development and lap splice lengths for deformed reinforcing bars in tension. *ACI Structural Journal*, 102(6), 892-900.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014). *Abaqus* (Version 6.14) [Logiciel]. Dassault Systèmes Simulia Corp. <http://130.149.89.49:2080/v6.14/>
- Doyon-Barbant, J., & Charron, J.-P. (2018). Impact of fibre orientation on tensile, bending and shear behaviors of a steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 51(6). <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1282-0>
- FHWA. (13 avril 2021). *Accelerated bridge construction*. <https://www.fhwa.dot.gov/bridge/abc/>
- Georgiou, A. V., Tastani, S. P., & Pantazopoulou, S. J. (2018). Testing procedure for determining the bond-slip law of steel bars in strain hardening cementitious composites. Dans *Strain-Hardening Cement-Based Composites* (p. 448-456).
- Gill-Lachance, E. (10 mai 2018). *Conception et construction du pont de Godbout avec dalles préfabriquées et joints de BFUP* [Communication de conférence]. 25e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, QC. https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/role_ministere/colloques-congres-conferences/colloques-ouvrages-art/Documents/25/gill-lachance.pdf
- Gouvernement du Canada. (2021). *Valeurs d'aléa sismique du Code national du bâtiment Canada*. <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/calc-fr.php>
- Gouvernement du Québec. (2021a). *Inventaire et inspection des structures*. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/structures/Pages/inventaires-structures.aspx>
- Gouvernement du Québec. (2021b). *Photos du parachèvement de l'autoroute 25*. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/reseau-routier/projets-routiers/CMM/Autoroute-25-Parachevement/Pages/Autoroute-25-Visionneuse.aspx>
- Graybeal, B. (2019). *Design and construction of field-cast UHPC connections* (Rapport no. FHWA-HRT-19-011). FHWA.

- Haber, Z. B., & Graybeal, B. A. (2018). Lap spliced rebar connections with UHPC closures. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 23(04018028), 1-12. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001239](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001239)
- Hollmann, C., & Wille, K. (2013). Influence of fiber orientation on the properties of strain hardening Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) under direct tensile loading. Dans Zingoni (édit.), *Research and Applications in Structural Engineering, Mechanics and Computation* (p. 613-614). Taylor & Francis Group.
- Hwang, H.-J., Park, H.-G., & Yi, W.-J. (2017). Development length of standard hooked bar based on non-uniform bond stress distribution. *ACI Structural Journal*, 114(6). <https://doi.org/10.14359/51700918>
- Industries KPM Ltée. (2021). *UP-F2 Poly.* <https://www.kpmindustries.com/KingConstructionProducts/fr/product/beton-up-f2-poly/>
- Kanakubo, T., & Hosoya, H. (2015). Bond-splitting strength of reinforced strain-hardening cement composite elements with small bar spacing. *ACI Structural Journal*, 112(2). <https://doi.org/10.14359/51687228>
- Khan, M. A. (2014). *Accelerated bridge construction : best practices and techniques*. BH/Elsevier. <https://ebookcentral.proquest.com/lib/polymtl-ebooks/detail.action?docID=1766345>
- Krstulovic-Opara, N., Watson, K. A., & LaFave, J. M. (1994). Effect of increased tensile strength and toughness on reinforcing-bar bond behavior. *Cement & Concrete Composites*, 16, 129-141.
- Lagier, F. (2015). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant* [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal].
- Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2016a). 3D nonlinear finite-element modeling of lap splices in UHPFRC. *ASCE Journal of Structural Engineering*(04016087), 1-14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001549](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001549)
- Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2016b). Experimental investigation of bond stress distribution and bond strength in unconfined UHPFRC lap splices under direct tension. *Cement and Concrete Composites*, 74, 26-38. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.08.004>
- Létourneau, F. (2019). *Validation du renforcement sismique d'une pile de pont trapue par chemisage en béton fibré à ultra-hautes performances* [Rapport de maîtrise professionnelle, École Polytechnique de Montréal].
- Lettow, S. (2006). *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße (Bond Element for nonlinear Finite Element Analysis - Application to Lap Splices)* [Thèse de doctorat, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart].
- Lewis, G. (2021). *Conception de piles de pont préfabriquées répondant aux exigences de performances parasismiques* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Ma, F., Deng, M., Fan, H., Yang, Y., & Sun, H. (2020). Study on the lap-splice behavior of post-yield deformed steel bars in ultra high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 262. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120611>

- Mailhot, G., & Nader, M. (23 janvier 2020). *Use of accelerated bridge construction techniques for the Samuel De Champlain bridge* [Communication de conférence]. ABC-UTC Webinar, En ligne. https://abc-utc.fiu.edu/wp-content/uploads/sites/52/2020/01/2020-01-23_Samuel-De-Champlain-Bridge_v15.pdf
- Marsh, M. L., Buckle, I. G., & Kavazanjian, E. (2014). *LRFD seismic analysis and design of bridges reference manual* (FHWA-NHI-15-004). U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.
- Marsh, M. L., Wernli, M., Garrett, B. E., Stanton, J. F., Eberhard, M. O., & Weinert, M. D. (2011). *Application of accelerated bridge construction connections in moderate-to-high seismic regions* (Rapport no. 698). National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
- Massicotte, B., Bastide, R., Tchatat, B., & Lagier, F. (2020). *Culées formées d'éléments préfabriqués - Phase 1 : Développement du concept - Rapport d'étape 1 : Conception préliminaire des éléments préfabriqués* (Rapport no. SR19-06). Groupe de recherche en génie des structures (GRS), Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal.
- Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). *EPM3D-v3 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures* (Rapport no. SR17-06). Groupe de recherche en génie des structures (GRS), Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal
- Massicotte, B., Renaud-Laprise, C., & Lagier, F. (2022). *Culées formées d'éléments préfabriqués - Phase 1 : Développement du concept - Rapport final* (Rapport no. SR21-06). Groupe de recherche en génie des structures (GRS), Département des génies civil, géologique et des mines, Polytechnique Montréal.
- Ministère des Transports du Québec. (2018). *Manuel de conception des structures* (MCSQ 2018). Direction des normes et des documents d'ingénierie du ministère des Transports du Québec.
- Ministère des Transports du Québec. (2020). *Manuel de conception des structures* (MCSQ 2021). Direction des normes et des documents d'ingénierie du ministère des Transports du Québec.
- Ministère des Transports du Québec. (2021). *Tome III - Ouvrages d'art* (Tome III). Direction des normes et des documents d'ingénierie du ministère des Transports du Québec.
- Ministère des Transports du Québec. (2022). *Structure* [Ensemble de données]. <https://www.donneesquebec.ca/recherche/dataset/structure>
- Mononobe, N., & Matsuo, H. (1929). *On the determination of earth pressures during earthquakes* [Communication de conférence]. World Engineering Conference.
- Murphy, T. P., Marsh, L., Bennion, S., Buckle, I. G., Luco, N., Anderson, D., . . . Restrepo, J. (2020). *Proposed AASHTO guidelines for performance-based seismic bridge design* (Research report 949). NCHRP.
- Orangun, C. O., Jirsa, J. O., & Breen, J. E. (1977). A reevaluation of test data on development length and splices. *ACI Journal*.
- Perry, V. [\[https://www.linkedin.com/in/vic-perry-fsce-masc-p-eng-a91b4126/?miniProfileUrn=urn%3AIn%3Afs_miniProfile%3AACoAAAWB9M0Br66Rgt8DeYrIoo5fjYbPAD0lci0\]](https://www.linkedin.com/in/vic-perry-fsce-masc-p-eng-a91b4126/?miniProfileUrn=urn%3AIn%3Afs_miniProfile%3AACoAAAWB9M0Br66Rgt8DeYrIoo5fjYbPAD0lci0). (Novembre 2020). *ceEntek uses Giatec SmartRock+ wireless*

#Maturity sensors to monitor the real time strength of #UHPC for all projects. This #BestinClass Customer Service facilities it's customers ability to advance their construction schedule in a safe and expeditious manner [Publication LinkedIn]. LinkedIn. https://www.linkedin.com/posts/vic-perry-fsce-masc-p-eng-a91b4126_maturity-uhpc-bestinclass-activity-6733394658501754880-Wica

- Peruchini, T., Stanton, J. F., & Calvi, P. (10 septembre 2019). *Use of UHPC for longitudinal joints in deck bulb tee bridge girders* [Communication de conférence]. ABC UTC - Latest Seismic ABC Applications, En ligne. https://abc-utc.fiu.edu/mc-events/latest-seismic-abc-applications/?mc_id=467
- Picard, A. (2001). Méthodes de précontrainte. Dans G. M. éditeur (édit.), *Béton précontraint* (2^e éd., p. 64-70).
- Radaelli, D. (2009). *Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives* [Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne].
- Réseau express métropolitain. (2019). *Les poutres de lancement : une méthode de construction inédite au Québec*. <https://rem.info/fr/actualites/poutres-de-lancement>
- Rosini, A. (2018). *Conception des connexions en BFUP à la base de piles préfabriquées répondant aux critères de performance sismique* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Roy, M., Hollmann, C., & Wille, K. (2017). Influence of volume fraction and orientation of fibers on the pullout behavior of reinforcement bar embedded in ultra high performance concrete. *Construction and Building Materials*, 146, 582-593. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.04.081>
- Stamnas, P. E., & Whittemore, M. D. (2005). All-precast substructure accelerates construction of prestressed concrete bridge in new hampshire. *PCI Journal*, 50(3), 26-39. <https://doi.org/10.15554/pcij.05012005.26.39>
- Taiebat, M., Amirzehni, E., & Finn, W. D. L. (2014). Seismic design of basement walls: evaluation of current practice in British Columbia. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(9), 1004-1020. <https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0212>
- Tastani, S. P. (2016). Analytical investigation of bond between ECC matrix and steel reinforcement. Dans G. e. al. (édit.), *Concrete Solutions* (p. 305-310). Taylor & Francis Group.
- Tastani, S. P., Brokalaki, E., & Pantazopoulou, S. J. (2015). State of bond along lap splices. *Journal of Structural Engineering*, 141(10). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001243](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001243)
- Tastani, S. P., & Pantazopoulou, S. J. (2010). Direct tension pullout bond test: experimental results. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 136(6), 731-743. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000159](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000159)
- Tayarani, M. (2016). *ABC - Folded plate bridge system - Uxbridge Massachusetts* [Communication de conférence]. ABC-UTC Webinar, En ligne. <https://abc-utc.fiu.edu/wp-content/uploads/sites/52/2016/01/January-webinar-presentation-1.pdf>

- Tchatat, B. (2019). *Modélisation de l'interaction sol-structure pour la conception des culées de ponts dans les régions à forte sismicité* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Wang, H. (2009). An analytical study of bond strength associated with splitting of concrete cover. *Engineering Structures*, 31(4), 968-975. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.12.008>
- Yuan, J., & Graybeal, B. (2015). Bond of reinforcement in ultra-high-performance concrete. *ACI Structural Journal*, 112(6). <https://doi.org/10.14359/51687912>
- Zahedi, M. (2021). *Numerical investigation of the bond behaviour of reinforcing bars in UHPFRC* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Zuo, J., & Darwin, D. (2000). Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete. *ACI Structural Journal*, 97(4), 630-641.

ANNEXE A CONCEPTION DU MUR DE FRONT DE LA CULÉE PRÉFABRIQUÉE

La section qui suit présente la conception du mur de front pour l'option de culée préfabriquée avec parois de 140 mm, remplie de béton en chantier. Tel que discuté à la section 2.2, la norme CSA S6:19 et le MCSQ 2021 ont des approches légèrement différentes concernant la conception parasismique du mur de front des culées. Les deux méthodes de calcul sont donc présentées. Le dimensionnement géotechnique et structural de la semelle a également été vérifié afin d'avoir des modèles numériques représentatifs de la réalité, mais le calcul n'est pas détaillé dans le cadre du présent mémoire.

Données de conception

Le pont à l'étude possède une portée simple de 40 m. Il est situé à Montréal, et les culées ont une hauteur de 6 m. Un béton de 35 MPa et des armatures classiques 400W sont utilisés. Le remblai derrière le mur a un poids volumique de 22 kN/m^3 et un angle de frottement interne de 30° . L'angle de frottement remblai-mur est considéré nul, tout comme l'angle d'inclinaison de la surface du remblai. La semelle est superficielle et considérée appuyée directement sur le roc.

La Figure A.1 présente l'ensemble des charges s'appliquant sur une culée. Il est important de préciser qu'il n'est spécifié nulle part dans la norme CSA S6 que le profil de pression de la charge $P_{ae \text{ add}}$ serait triangulaire inversé. Il s'agit là d'une hypothèse, étant donné que la charge $P_{ae \text{ add}}$ se calcule comme une charge triangulaire, et que celle-ci doit être appliquée à $0.6H$.

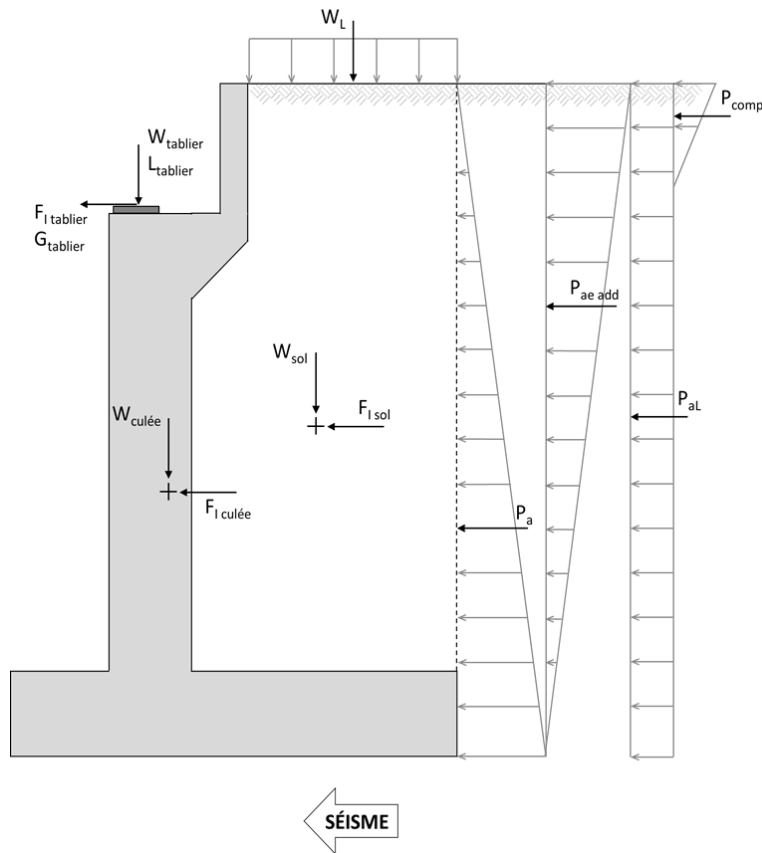


Figure A.1 Charges agissant sur une culée

La définition de ces charges est la suivante :

$F_{I_{culée}}$	Force d'inertie de la masse de la culée, égale à $k_h \times W_{culée}$
$F_{I_{sol}}$	Force d'inertie de la masse de sol au-dessus du talon se déplaçant avec la culée, égale à $k_h \times W_{sol}$
$F_{I_{tablier}}$	Force d'inertie de la masse du tablier dans la direction longitudinale du pont, égale à $k_{h0} \times W_{tablier\ horiz.}$
$G_{tablier}$	Force de freinage des véhicules sur le tablier transmise à la culée à l'appui
$L_{tablier}$	Réaction d'appui maximale due à la surcharge routière sur le tablier et transmise à la culée
P_a	Pression active du remblai
$P_{ae\ add}$	Pression active additionnelle due à l'effet dynamique de la poussée des terres derrière le mur, égale à $P_{ae} - P_a$ (P_{ae} étant calculée avec Mononobe-Okabe)
P_{aL}	Pression active due à la surcharge routière sur le remblai, représentée par une hauteur de sol additionnelle de 0.8 m
P_{comp}	Pression due à la compaction du remblai
$W_{culée}$	Poids propre de la culée

W_L	Poids propre de la hauteur de sol additionnelle représentant la surcharge routière sur le remblai
W_{sol}	Poids propre du remblai au-dessus du talon
$W_{tablier}$	Poids propre du tablier supporté par la culée, incluant la dalle, les poutres, l'enrobé bitumineux et les dispositifs de retenue

Pour le calcul des charges s'appliquant sur le mur de front, il ne faut pas considérer toutes celles illustrées à la Figure A.1. En effet, les poids du sol (W_{sol}) et de la hauteur de sol additionnelle représentant la surcharge routière sur le remblai (W_L) sont des charges verticales s'appliquant au-dessus du talon; elles n'ont donc aucun impact sur le mur de front. La force d'inertie de la masse de sol ($F_{I_{sol}}$) ne doit pas non plus être prise en compte pour la conception structurale du mur de front. Les poussées latérales ne doivent pas être calculées sur toute la hauteur de la culée, mais seulement de la surface jusqu'au niveau de l'interface mur-semelle. Le poids propre de la culée doit inclure seulement le mur garde-grève et le mur de front.

La géométrie de la culée est présentée à la Figure A.2. Cette géométrie a été adoptée suite à la complétion des calculs structuraux et à la vérification des divers états limites applicables.

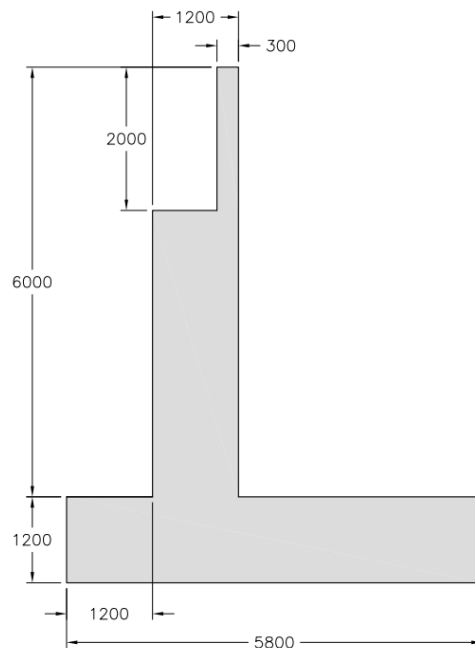


Figure A.2 Géométrie de la culée

Charges provenant du tablier

La géométrie du tablier du pont est présentée à la Figure A.3. Il s'agit d'un tablier assez imposant, afin de générer des forces importantes pour les calculs de dimensionnement, et ainsi mener à une conception conservatrice.

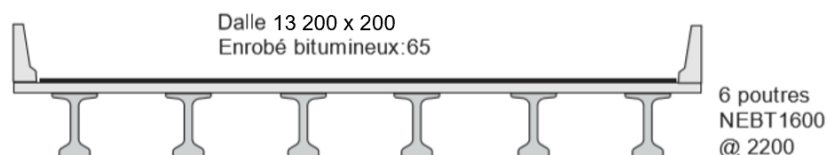


Figure A.3 Géométrie du tablier

Le calcul des poids linéiques des éléments composant le tablier est résumé au Tableau A.1.

Tableau A.1 Poids linéiques des éléments du tablier

Élément	Poids volumique (kN/m ³)	Épaisseur (mm)	Largeur (mm)	Aire (m ²)	Nombre	Poids linéique (kN/m)
Dalle (BO)	24.0	200	13 200	2.64	1	63.4
Enrobé	23.5	65	12 300	0.80	1	18.8
Dispositifs de retenue	24.0	-	-	0.37	2	17.8
Poutres NEBT1600	24.5	-	-	0.59	6	86.6

Une culée étant un long élément structural, tous les calculs de charges sont faits pour un mètre de longueur de la culée. Les charges verticales sont réparties également entre les deux culées, alors qu'une seule des deux culées constitue un appui fixe en direction longitudinale. Le poids sismique est donc entièrement repris par cette dernière, qui sera dimensionnée dans le présent exemple, puisqu'elle est plus critique. Les poids du tablier sont résumés au Tableau A.2.

Tableau A.2 Charges mortes du tablier

	Poids (kN/m)	Coefficients de pondération	
		$\alpha_{D \max}$	$\alpha_{D \min}$
W_1 tablier	131.2	1.10	0.90
W_2 tablier	122.9	1.20	0.95
W_3 tablier	28.5	1.50	0.65
$W_{\text{sismique tablier}}$	565.1	1.00	1.00

Un modèle SAP2000 simplifié a été utilisé pour évaluer l'ampleur des charges vives transmises à l'appui. Une charge mobile CL-625 dans une voie avec les divers relèvements d'essieux possibles a été considérée, ainsi que la surcharge de voie. Le modèle a été roulé avec et sans les coefficients

d'amplification dynamique, puisque ceux-ci ne s'appliquent pas toujours. La charge verticale obtenue a été appliquée sur trois voies de calcul, avec le coefficient réducteur approprié. Finalement, une charge L de 111 kN/m avec amplification dynamique et de 104 kN/m sans amplification dynamique ont été calculées.

La force de freinage G est elle aussi une charge vive issue du tablier et transmise à la culée à l'appui. Il s'agit d'une force concentrée de 180 kN, en plus d'un force répartie de 0.9 kN/m dans une voie de calcul. La force de freinage horizontale obtenue est de 25 kN/m pour deux ou trois voies chargées.

La géométrie considérée pour l'appui des poutres sur le dessus du mur de front est présentée à la Figure A.4.

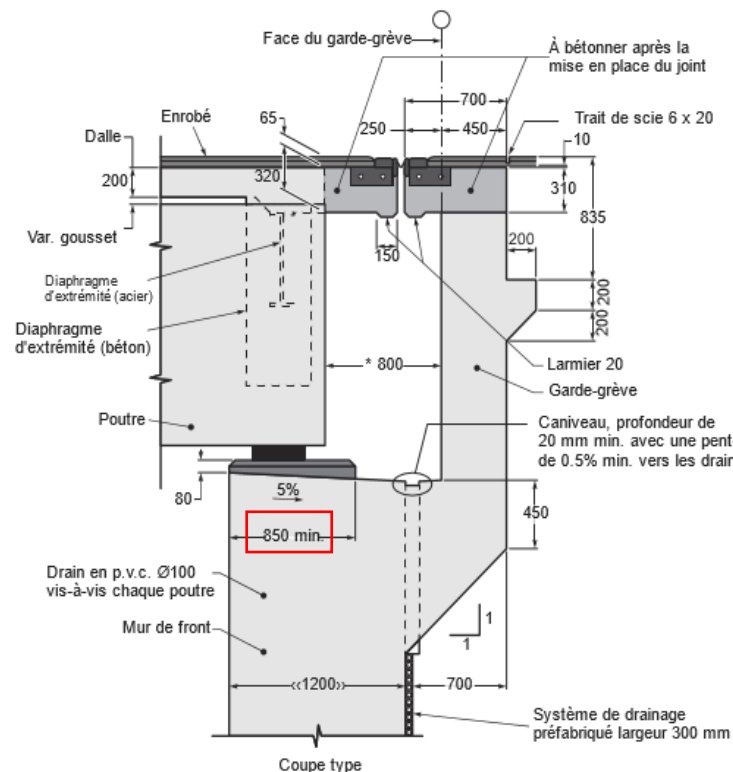


Figure A.4 Détail de l'appui des poutres

La dimension minimale de l'assise des poutres serait de 850 mm. Plus cette valeur est petite, plus la charge axiale provenant du tablier sera critique puisqu'elle génèrera un moment dans le même sens que celui causé par la poussée des terres. Cette valeur minimale est donc utilisée pour déterminer la position de l'appui des poutres, qui est à 425 mm de la face avant du mur de front.

Données sismiques

Un site de classe C, représentant un sol très dense ou un roc tendre, et un pont de catégorie d'importance « autre » sont supposés pour cet exemple. Sachant que le pont à l'étude est situé dans la région de Montréal, le spectre de réponse de cet emplacement pour une période de retour de 2475 ans est présenté au Tableau A.3.

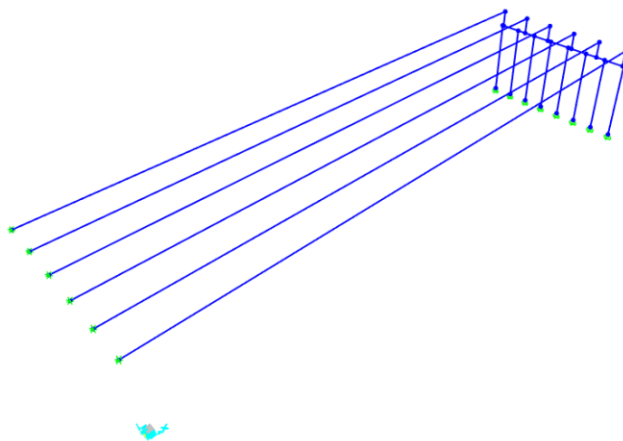
Tableau A.3 Aléa sismique pour Montréal, période de retour de 2475 ans (Gouvernement du Canada, 2021)

T (s)	$S_a(T)$ (g)	$F(T)$	$S(T)$ (g)
0.0	0.595	--	0.595
0.2	0.595	1.00	0.595
0.5	0.310	1.00	0.310
1.0	0.148	1.00	0.148
2.0	0.068	1.00	0.068
5.0	0.018	1.00	0.018
10.0	0.006	1.00	0.006
AHM	0.377	1.00	--

Les coefficients $F(T)$ sont tous égaux à 1.0 puisque le sol de classe C constitue la référence pour les spectres de réponse. La valeur de AHM_{ref} n'est donc pas nécessaire pour trouver les valeurs de $F(T)$, mais le calcul est tout de même montré ci-dessous.

$$\frac{S_a(0.2)}{AHM} = \frac{0.595}{0.377} = 1.58 < 2.0 \quad \Rightarrow \quad AHM_{ref} = 0.8 \cdot AHM = 0.302$$

Un modèle numérique simplifié du pont a été monté afin d'obtenir la période fondamentale du pont. Le tablier a été divisé en six poutres, avec des propriétés représentatives de chaque poutre NEBT et de la dalle au-dessus. La culée a été représentée par chacun des éléments préfabriqués de 1.6 m de largeur. Un total de 8 éléments a été utilisé pour atteindre une largeur supérieure à celle du tablier. Le modèle monté sur *SAP2000* (Computers and Structures, 2019) est présenté à la Figure A.5, et les propriétés des éléments sont présentées au Tableau A.4.

Figure A.5 Modèle *SAP2000* du pont – Calcul de la période fondamentaleTableau A.4 Propriétés des éléments du modèle *SAP2000*

Élément	A (mm ²)	I ₃₋₃ (x10 ⁹ mm ⁴)	I ₂₋₂ (x10 ⁹ mm ⁴)	A ₂₋₂ (mm ²)	A ₃₋₃ (mm ²)	J (x10 ⁹ mm ⁴)
Culée	1 057 500	51.7	129.2	720 000	540 000	344.2
Poutre	1 029 000	428.4	203.5	288 000	440 000	21.7

Puisque le tablier n'est fixe qu'à une seule extrémité, la culée n'a été représentée que d'un côté, et des appuis roulants ont été placés à l'autre extrémité du tablier. Seul le mur de front de la culée a été modélisé, puisque c'est celui-ci qui régit le comportement flexionnel. Le pied du mur de front est encasté. La connexion entre les éléments de poutre et ceux de culée est faite au moyen d'éléments rigides. Les poutres sont alignées sur le centre de gravité de chacune des poutres NEBT du tablier. Une analyse modale permet d'obtenir une période fondamentale de $T = 0.257$ s. L'accélération spectrale de calcul pour cette période, obtenue par interpolation linéaire entre les valeurs du Tableau A.3, est de $S(0.257) = 0.541$.

Sachant que la période est de $T = 0.257$ s < 0.5 s, que la valeur d'accélération $S(0.2) = 0.595 \geq 0.35$ et que le pont est de catégorie d'importante « autre », la catégorie de performance sismique est de 3. Puisque la catégorie de performance sismique est de 3, la catégorie d'importance est « autre » et le pont est régulier, une conception basée sur la force doit être faite. Encore une fois puisqu'il s'agit d'un pont « autre », le facteur d'importance $I_E = 1.0$. Finalement, un coefficient de modification de réponse de $R = 3.0$ est choisi, et une telle ductilité est bel et bien atteinte, et même plus, selon les modèles numériques du Chapitre 3.

Les coefficients K_a et K_{ae} pour le calcul de la poussée des terres peuvent aussi être calculés.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi')}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' + \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \varphi' = 30^\circ \\ \alpha = 90^\circ \\ \delta = 0^\circ \\ \beta = 0^\circ \end{array}$$

$$K_a = 0.333$$

Le coefficient horizontal d'accélération sismique peut être calculé avec la valeur d'accélération horizontale maximale qui avait été donnée au Tableau A.3.

$$k_{h0} = F(AHM) \cdot AHM = 0.377$$

Dans le cas de la culée préfabriquée à l'étude, les modèles numériques non linéaires présentés au Chapitre 3 permettent d'estimer l'ampleur des déplacements attendus. Dans ces modèles, seule la section de mur de front de 4 m de hauteur est considérée, puisque les critères de déplacement sont établis pour des murs d'épaisseur constante ou variant linéairement. Les modèles montrent que la culée préfabriquée est en mesure d'atteindre un déplacement au sommet du mur de front largement supérieur à 25 mm, valeur définissant la limite entre un mur rigide et ductile. La culée préfabriquée est donc considérée ductile :

$$k_h = 0.5k_{h0} = 0.189$$

Tel que mentionné à la section 2.2.1, le coefficient sismique d'accélération verticale k_v doit être ignoré et posé à zéro. L'angle θ le coefficient K_{AE} sont donc :

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{(1 - k_v)}\right) = \arctan(0.189) = 10.7^\circ$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi' - \theta - \alpha')}{\cos(\theta) \cos^2(\alpha') \cos(\delta + \alpha' + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi' + \delta) \sin(\Phi' - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \theta) \cos(\beta - \alpha')}} \right]^2} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \varphi' = 30^\circ \\ \alpha' = 0^\circ \\ \delta = 0^\circ \\ \beta = 0^\circ \end{array}$$

$$K_{AE} = 0.464$$

Charges pour le dimensionnement du mur de front

Les charges calculées jusqu'à la base du mur de front et leur point d'application sont présentés à la Figure A.6. Les flèches représentant les forces ne sont pas illustrées à l'échelle.

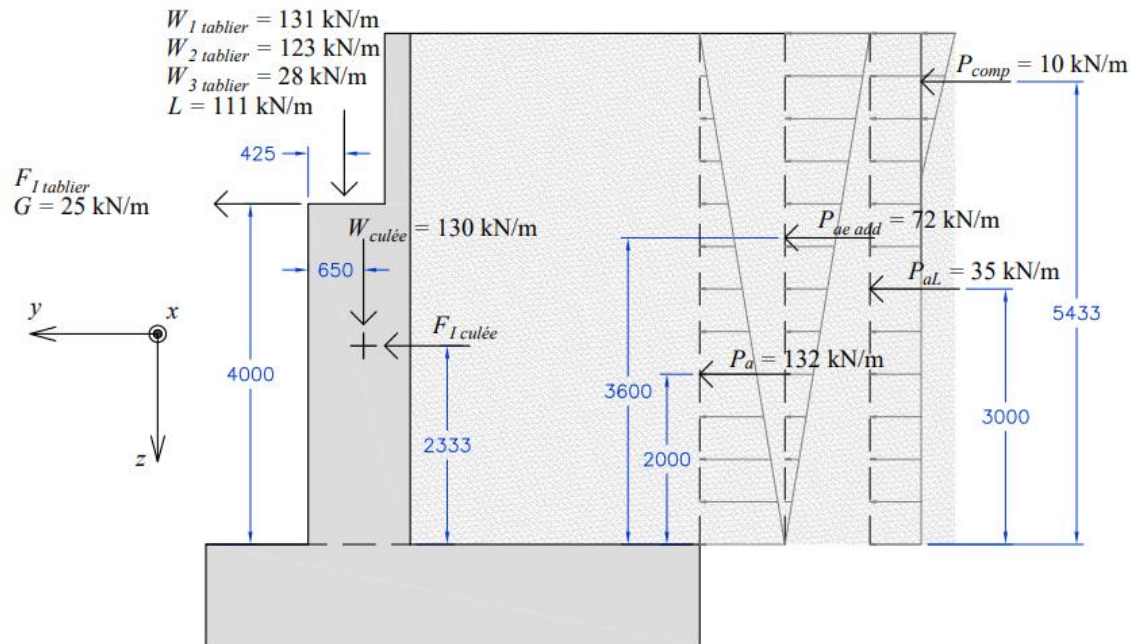


Figure A.6 Efforts calculés pour le dimensionnement du mur de front

Les moments de flexion pour le dimensionnement de l'armature longitudinale sont calculés à la mi-épaisseur du mur de front, à sa base. Dans la Figure A.6, les bras de levier des forces verticales sont montrés par rapport à la face avant du mur de front pour en faciliter l'illustration. Par contre, dans le calcul du moment fléchissant, le bras de levier doit être calculé par rapport au centre du mur. Le calcul des forces $F_{I \text{ tablier}}$ et $F_{I \text{ culée}}$ varie en fonction de la norme choisie pour le calcul (CSA S6:19 seulement, ou avec les spécification du MCSQ en plus), et seront donc présentés plus loin. Les types de charges en présence sont des charges mortes (D), des poussées des terres (E), des charges vives (L) et des charges sismiques (EQ). Les états limites ultimes considérant ces types de charges sont l'ÉLUL 1, l'ÉLUL 5 et l'ÉLUL 9.

Combinaisons de charges

Pour l'ÉLUL 1, les facteurs de pondération des charges mortes et des poussées des terres peuvent varier. Deux cas principaux peuvent s'appliquer à une culée :

- $\alpha_D D + \alpha_E E + 1.7L$
- $1.0D + \alpha_{E \text{ max}} E + 1.7L$

Les coefficients α_D et α_E sont spécifiés par la norme CSA S6:19 et varient selon les types de charges mortes et de poussées des terres. Les charges vives (L , G et P_{al}) peuvent être présentes ou absentes.

Elles ne sont pas appliquées simultanément, puisqu'elles constituent toutes des charges exceptionnelles, donc peu probables de se produire, encore moins au même moment. Le deuxième cas, sans pondération de la charge morte, n'est applicable que lors de la vérification du renversement et du glissement. C'est donc le premier cas qui est utilisé dans les calculs, en séparant les trois types de charges vives :

$$1.1) 0.9W_{culée} + 1.1W_{1\ tablier} + 1.2W_{2\ tablier} + 1.5W_{3\ tablier} + 1.25P_a + 1.25P_{comp} + 1.7P_{aL}$$

$$1.2) 0.9W_{culée} + 1.1W_{1\ tablier} + 1.2W_{2\ tablier} + 1.5W_{3\ tablier} + 1.25P_a + 1.25P_{comp} + 1.7L$$

$$1.3) 0.9W_{culée} + 1.1W_{1\ tablier} + 1.2W_{2\ tablier} + 1.5W_{3\ tablier} + 1.25P_a + 1.25P_{comp} + 1.7G$$

Pour l'ÉLUL 5, qui est constitué des cas de chargement sismiques, les combinaisons de charges varient selon la norme considérée. Les combinaisons de charges selon la norme CSA S6:19 et selon le MCSQ ont été présentés à la section 2.2, et sont rappelées ci-dessous. Les coefficients de pondération des charges mortes ont été sélectionnés de manière à amplifier l'effort de flexion au maximum.

$$S6:19 \quad 5.1) P_{ae} + (F_{I\ culée} + F_{I\ tablier})/R + 0.8W_{culée} + 1.25W_{tablier}$$

$$MCSQ \quad 5.2) 1.0(P_a + P_{ae\ add}) + 0.5F_{I\ culée} + 0.5F_{I\ tablier} + W_{culée} + \alpha_D W_{tablier}$$

$$MCSQ \quad 5.3) 0.5(P_a + P_{ae\ add}) + 1.0F_{I\ culée} + 0.5F_{I\ tablier} + W_{culée} + \alpha_D W_{tablier}$$

$$MCSQ \quad 5.4) 0.5(P_a + P_{ae\ add}) + 0.5F_{I\ culée} + 1.0F_{I\ tablier} + W_{culée} + \alpha_D W_{tablier}$$

$$MCSQ \quad 5.5) 1.25P_a + 1.0F_{I\ culée} + 0.5F_{I\ tablier} + W_{culée} + \alpha_D W_{tablier}$$

$$MCSQ \quad 5.6) 1.25P_a + 0.5F_{I\ culée} + 1.0F_{I\ tablier} + W_{culée} + \alpha_D W_{tablier}$$

Pour l'ÉLUL 9, seules les charges mortes et les poussées des terres sont présentes. Les charges mortes sont pondérées à 1.35, valeur qui est supérieure aux coefficients $\alpha_{D\ max}$ possibles pour les autres ÉLUL, tandis que les poussées des terres doivent être pondérées par les coefficients α_E . Cet état limite a peu de chances d'être critique étant donné l'absence des charges vives, mais puisque la charge morte du tablier produit un moment dans le même sens que les poussées des terres, il a tout de même été pris en compte. Les poussées des terres sont pondérées au maximum :

$$9) 1.35(W_{culée} + W_{1\ tablier} + W_{2\ tablier} + W_{3\ tablier}) + 1.25P_a + 1.25P_{comp}$$

A.1 Conception selon le S6:19

Charges et efforts de conception

La force d'inertie de la culée est calculée selon l'équation (2.7).

$$F_{I \text{ culée}} = S(T) \cdot I_E \cdot W_{\text{culée}} = 0.541 \cdot 1.0 \cdot 130 = 70 \text{ kN/m}$$

Le calcul de la force du tablier se fait selon l'équation (2.9).

$$F_{I \text{ tablier}} = S(T) \cdot I_E \cdot W_{\text{tablier}} \begin{cases} \geq 0.05 \cdot W_{\text{tablier}} \\ \leq 0.8 \cdot S(0.2) \cdot W_{\text{tablier}} \end{cases}$$

$$F_{I \text{ tablier}} = 0.541 \cdot 1.0 \cdot W_{\text{tablier}} \begin{cases} \geq 0.05 \cdot W_{\text{tablier}} \\ \leq 0.476 \cdot W_{\text{tablier}} \end{cases}$$

$$F_{I \text{ tablier}} = 0.476 \cdot 565 = 269 \text{ kN/m}$$

C'est donc le critère de $0.8 \cdot S(0.2)$ qui contrôle. Ce n'est pas nécessairement le cas des culées de plus grande hauteur (par exemple 8 m et 10 m qui seront présentées plus loin). Dans le cas présent, un tablier assez massif a été choisi afin d'arriver à un design conservateur de la culée; c'est pourquoi l'effet sismique issu du tablier est aussi important en comparaison des autres efforts sismiques.

Les efforts obtenus pour chacune des combinaisons sont présentés au Tableau A.5. L'effort maximal pour chaque colonne est mis en gras.

Tableau A.5 Efforts de conception selon la norme CSA S6:19

Combinaison	F_y (kN/m)	F_z (kN/m)	M_x (kN·m/m)
ÉLUL 1.1	238	451	631
ÉLUL 1.2	178	639	485
ÉLUL 1.3	219	451	619
ÉLUL 5.1 (S6:19)	317	457	994
ÉLUL 9	178	556	457

Armature de flexion à l'arrière du mur de front

$$M_{f \text{ max}} = 994 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

La disposition des armatures dans les parois de la culée préfabriquée est illustrée à la Figure A.7.

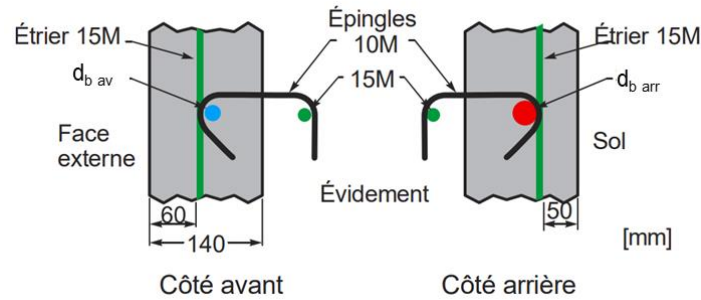


Figure A.7 Disposition de l'armature dans les parois du caisson de 140 mm

En supposant que les barres arrière sont des 30M, et en considérant un chevauchement de type « sans contact décalé » (NCO) (voir section 5.1.1) dans le joint entre le mur et la semelle, d est calculé par rapport à la position des barres d'armature de la semelle, qui sont décalées d'un diamètre de barre vers l'intérieur par rapport aux barres du mur illustrées ci-dessus.

$$d = 1200 - 50 - 16 - 30 - 30/2 = 1089 \text{ mm}$$

$$M_r = \varphi_s A_s f_y \left(d - \frac{\varphi_s A_s f_y}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} \right) \geq M_{f \max}$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{\varphi_s^2 f_y^2}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} \right) A_s^2 - (\varphi_s f_y d) A_s + M_{f \max} \leq 0$$

$$A_s \geq \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A = \frac{\varphi_s^2 f_y^2}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} = \frac{0.9^2 \times 400^2}{2 \times 0.7975 \times 0.75 \times 35 \times 1000} = 3.095$$

$$B = -\varphi_s f_y d = -0.9 \times 400 \times 1089 = -392\,040$$

$$C = M_{f \max} = 994 \times 10^6$$

$$A_s \geq \frac{392\,040 \pm \sqrt{392\,040^2 - 4 \times 3.095 \times 994 \times 10^6}}{2 \times 3.095} = \begin{cases} 2588 \text{ mm}^2/\text{m} \\ 124\,065 \text{ mm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Le nombre de barres par caisson d'1.6 m doit donc être de :

$$Nb \text{ barres} \geq \frac{A_s \cdot L_{\text{caisson}}}{A_b} = \frac{2588 \times 1600}{700} = 5.9 \Rightarrow 6 \text{ barres}$$

Selon la disposition du joint choisie, il doit donc y avoir 6-30M dans la semelle et 7-30M dans le mur de front. En considérant un enrobage net de 60 mm dans le sens longitudinal du caisson (sens 1.6 m), l'espacement des barres est dicté par leur disposition dans le mur.

$$s \leq \frac{1600 - 2 \times 60 - 2 \times 16 - 30}{7 - 1} = 236 \text{ mm c/c}$$

Les règles d'espacement net minimal entre les barres d'armature pour les éléments préfabriqués et coulés en place sont données à l'article 8.14.2.1 de la norme CSA S6:19.

$$s_{net \text{ mur}} = s - d_b = 236 - 30 = 206 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \geq d_b = 30 \text{ mm} \quad OK \\ \geq 1.33a_g = 1.33 \times 20 = 26.6 \text{ mm} \quad OK \\ \geq 25 \text{ mm} \quad OK \end{array}$$

$$s_{net \text{ joint}} = s/2 - d_b = 236/2 - 30 = 88 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \geq 1.5d_b = 1.5 \times 30 = 45 \text{ mm} \quad OK \\ \geq 1.5a_g \Rightarrow N/A \\ \geq 40 \text{ mm} \quad OK \end{array}$$

Vérification du moment résistant pour la quantité d'armature choisie :

$$a = \frac{\varphi_s A_s f_y}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} = \frac{0.9 \times 6 \times 700 \times 400}{0.7975 \times 0.75 \times 35 \times 1600} = 45.1 \text{ mm}$$

$$M_r = \varphi_s A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 6 \times 700 \times 400 \times (1089 - 45.1/2) \times 10^{-6} = 1613 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{f \text{ max}} = 1.6 \times 994 = 1590 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad OK$$

Armature minimale de flexion [art. 8.8.4.3]

Le moment résistant doit être égal à au moins 1.2 fois le moment de fissuration, ou encore être supérieur d'au moins 1.33 fois au moment pondéré.

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y_t} = \frac{0.4\sqrt{f'_c} \cdot bh^3/12}{h/2} = \frac{0.4\sqrt{35} \times 1600 \times 1200^3/12}{1200/2} \times 10^{-6} = 909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 1613 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{array}{l} \geq 1.2M_{cr} = 1090 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad OK \\ < 1.33M_{f \text{ max}} = 2115 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{array}$$

De plus, selon le Tome III du MTQ (Ministère des Transports du Québec, 2021), l'armature minimale aux endroits où il y a possibilité de traction, ou encore sur la face arrière des culées (horizontalement et verticalement) doit être des 20M @ 300 mm c/c.

Armature maximale de flexion [art. 8.8.4.5]

Cette limite permet de s'assurer que l'armature plastifiera bel et bien au moment de la rupture.

$$c = a/\beta_1 = 45.1/0.8825 = 51.2 \text{ mm}$$

$$c/d = 51.2/1089 = 0.047 \leq 0.5 \quad OK$$

Moment escompté et probable

Pour le calcul du moment escompté, les propriétés réelles des matériaux doivent être utilisées.

$$\varphi_s = \varphi_c = 1.0$$

Comme un coefficient de modification de réponse $R = 3.0$ a été choisi, $R_y = 1.2$.

$$f_{y,e} = R_y f_y = 1.2 \times 400 = 480 \text{ MPa}$$

$$f'_{c,e} = 1.25 f'_c = 1.25 \times 35 = 44 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} M_e &= 1.0 A_s f_{y,e} \left(d - \frac{1.0 A_s f_{y,e}}{2 \alpha_{1,e} 1.0 f'_{c,e} b} \right) \\ &= 1.0 \times 6 \times 700 \times 480 \times \left(1089 - \frac{1.0 \times 6 \times 700 \times 480}{2 \times 0.7844 \times 1.0 \times 44 \times 1600} \right) \times 10^{-6} \\ &= 2159 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Comme la catégorie de performance sismique est de 3, le moment probable est obtenu en multipliant le moment escompté par 1.3 :

$$M_p = 1.3 M_e = 1.3 \times 2159 = 2806 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

La hauteur effective d'application de l'effort tranchant est calculée à partir des efforts sismiques élastiques:

$$H_{eff} = \frac{M_{\text{ÉLUL5 élastique}}}{V_{\text{ÉLUL5 élastique}}} = \frac{1820}{543} = 3.352 \text{ m}$$

$$V_p = \frac{M_p}{H_{eff}} = 2806/3.352 = 838 \text{ kN}$$

Résistance en cisaillement

La Figure A.8 montre le concept de la culée préfabriquée avec parois de 140 mm. Les étriers sont des cadres fermés constitués de 15M, espacés à 200 mm c/c pour respecter le critère d'armature

minimale du Tome III du MTQ sur la face arrière des culées (aire d'armature équivalente à 20M @ 300 mm c/c). Pour la conception selon la norme CSA S6:19, la vérification de la résistance en cisaillement se fait par rapport à l'effort tranchant probable calculé à la section précédente. Le calcul est fait selon la méthode générale [art. 8.9.3.7].

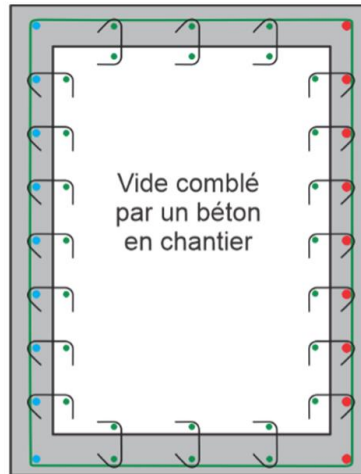


Figure A.8 Disposition de l'armature de cisaillement

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d = 0.9 \times 1089 = 980 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 1200 = 864 \text{ mm} \end{cases} = 980 \text{ mm}$$

$$b_v = L_{\text{caisson}} = 1600 \text{ mm}$$

$$M_f \text{ concomitant} = M_p = 2806 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_f \text{ concomitant} = -457 \text{ kN} \quad (\text{en compression})$$

$$s_v = 200 \text{ mm c/c}$$

$$A_v = 2 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 \geq A_{v \text{ min}} = 0.15 f_{cr} \frac{b_v s_v}{f_y} \\ = 0.15 \times 0.4 \sqrt{35} \times \frac{1600 \times 200}{400} = 284 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow s_{ze} = 300 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0.5N_f - A_{ps}f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} = \frac{2806 \times 10^6/980 + 838 \times 10^3 - 0.5 \times 457 \times 10^3}{2 \times 200\,000 \times 6 \times 700} \\ = 0.002\,067$$

$$\beta = \left[\frac{0.4}{1 + 1500\varepsilon_x} \right] \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] = \left[\frac{0.4}{1 + 1500 \times 0.002\,067} \right] \left[\frac{1300}{1000 + 300} \right] = 0.0976$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0.88 + s_{ze}/2500) = (29 + 7000 \times 0.002\ 067)(0.88 + 300/2500) \\ = 43.5^\circ$$

$$V_c = 2.5\beta\varphi_c f_{cr} b_v d_v = 2.5 \times 0.0976 \times 0.75 \times 0.4\sqrt{35} \times 1600 \times 980 \times 10^{-3} = 679\text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\varphi_s f_y A_v d_v}{s_v \tan \theta} = \frac{0.9 \times 400 \times 400 \times 980}{200 \tan(43.5^\circ)} \times 10^{-3} = 745\text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 679 + 745 = 1423\text{ kN} \geq V_p = 838\text{ kN} \quad OK$$

Armature de flexion à l'avant du mur de front

Afin de dimensionner l'armature à l'avant du mur de front, les charges doivent être appliquées de manière à solliciter ceux-ci en sens inverse. Ainsi, le séisme est appliqué en sens inverse. L'hypothèse qui est faite pour la poussée des terres veut que le sol se déplace dans la même direction que le mur, donc qu'il n'a aucun effet sur celui-ci. Il s'agit d'une hypothèse conservatrice, puisque l'interaction sol-structure est mal connue. En réalité, le sol produit probablement tout de même une poussée sur le mur, mais celle-ci minimise les efforts dans l'armature à l'avant du mur de front, donc elle est négligée. Le cas de charge considéré est donc :

$$5.7) - (F_{I\text{culée}} + F_{I\text{tablier}})/R + 1.25W_{\text{culée}} + 0.8W_{\text{tablier}}$$

Il est supposé que la culée et le tablier se déplacent en sens inverse par rapport aux cas précédemment considérés, d'où le signe négatif dans la combinaison de charges. Les coefficients de pondération des charges mortes sont inversés (max vs min) par rapport à la combinaison de l'ÉLUL 5.1. Les efforts pour cette combinaison sont donnés au Tableau A.6.

Tableau A.6 Efforts sismiques inverses selon la norme CSA S6:19

Combinaison	F_y (kN/m)	F_z (kN/m)	M_x (kN·m/m)
ÉLUL 5.7 (S6:19)	-113	388	-382

En supposant que les barres avant sont des 20M, et en considérant toujours un chevauchement de type « sans contact décalé » (NCO), on a :

$$d = 1095\text{ mm}$$

Les calculs pour la vérification de la résistance en flexion sont les mêmes que ceux présentés pour l'arrière du mur de front. Les résultats pour l'avant du mur sont donc présentés plus succinctement.

En se basant seulement sur le moment fléchissant pondéré, 6-20M seraient suffisantes, mais le critère d'armature minimale ne serait alors pas respecté. Il faut donc utiliser 7-20M dans la semelle, et 8-20M dans le mur.

$$a = \frac{\varphi_s A_s f_y}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} = \frac{0.9 \times 7 \times 300 \times 400}{0.7975 \times 0.75 \times 35 \times 1600} = 22.6 \text{ mm}$$

$$M_r = \varphi_s A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 7 \times 300 \times 400 \times (1095 - 22.6/2) \times 10^{-6} = 819 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{f \max} = 1.6 \times 382 = 611 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

$$s \leq \frac{1600 - 2 \times 60 - 2 \times 16 - 20}{8 - 1} = 204 \text{ mm c/c}$$

$$s_{net \text{ mur}} = s - d_b = 204 - 20 = 184 \text{ mm} \quad \geq 26.6 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

$$s_{net \text{ joint}} = s/2 - d_b = 204/2 - 20 = 82 \text{ mm} \quad \geq 40 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Armature minimale de flexion [art. 8.8.4.3]

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y_t} = \frac{0.4 \sqrt{f'_c} \cdot b h^3 / 12}{h/2} = 909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 819 \text{ kN} \cdot \text{m} < 1.2 M_{cr} = 1090 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq 1.33 M_{f \max} = 812 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

De plus, selon le Tome III du MTQ, l'armature minimale aux endroits où il y a possibilité de traction, ou encore sur la face arrière des culées (horizontalement et verticalement) doit être des 20M @ 300 mm c/c.

Armature maximale de flexion [art. 8.8.4.5]

$$c = a/\beta_1 = 25.6 \text{ mm}$$

$$c/d = 0.023 \leq 0.5 \quad \text{OK}$$

A.2 Conception selon le MCSQ 2021

Charges et efforts de conception

Tel que discuté précédemment, les forces d'inertie de la culée et du tablier se calculent différemment si les règles du MCSQ sont adoptées. La force d'inertie de la culée est calculée selon l'équation (2.16).

$$F_{l\text{ culée}} = k_h W_{\text{culée}} = 0.189 \times 130 = 24 \text{ kN/m}$$

Le calcul de la force du tablier se fait selon l'équation (2.17).

$$F_{l\text{ tablier}} = F(AHM) \cdot AHM \cdot W_{\text{tablier}} = 1.0 \times 0.377 \times 565 = 213 \text{ kN/m}$$

Les efforts obtenus pour toutes les combinaisons considérées sont présentés au Tableau A.7.

Tableau A.7 Efforts de conception selon le MCSQ

Combinaison	F_y (kN/m)	F_z (kN/m)	M_x (kN·m/m)
ÉLUL 1.1	238	451	631
ÉLUL 1.2	178	639	485
ÉLUL 1.3	219	451	619
ÉLUL 5.2 (MCSQ)	323	483	1034
ÉLUL 5.3 (MCSQ)	233	483	800
ÉLUL 5.4 (MCSQ)	327	483	1198
ÉLUL 5.5 (MCSQ)	296	483	868
ÉLUL 5.6 (MCSQ)	390	483	1266
ÉLUL 9	178	556	457

Armature de flexion à l'arrière du mur de front

$$M_{f\text{ max}} = 1266 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Le calcul de l'armature de flexion se fait de la même manière que pour la conception selon la norme CSA S6:19. Un total de 8-30M sont nécessaires dans la semelle pour fournir une résistance suffisante en flexion à la base du mur de front. Étant donné la configuration du joint NCO, 9-30M doivent être disposées dans le mur.

$$a = \frac{\varphi_s A_s f_y}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} = \frac{0.9 \times 8 \times 700 \times 400}{0.7975 \times 0.75 \times 35 \times 1600} = 60.2 \text{ mm}$$

$$M_r = \varphi_s A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 8 \times 700 \times 400 \times (1089 - 60.2/2) \times 10^{-6} = 2135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{f\text{ max}} = 1.6 \times 1266 = 2026 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

$$s \leq \frac{1600 - 2 \times 60 - 2 \times 16 - 30}{9 - 1} = 177 \text{ mm c/c}$$

$$s_{net \text{ mur}} = s - d_b = 177 - 30 = 147 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \geq d_b = 30 \text{ mm OK} \\ \geq 1.33a_g = 1.33 \times 20 = 26.6 \text{ mm OK} \\ \geq 25 \text{ mm OK} \end{array}$$

$$s_{net \text{ joint}} = s/2 - d_b = 177/2 - 30 = 59 \text{ mm} \quad \begin{array}{l} \geq 1.5d_b = 1.5 \times 30 = 45 \text{ mm OK} \\ \geq 1.5a_g \Rightarrow N/A \\ \geq 40 \text{ mm OK} \end{array}$$

Armature minimale de flexion [art. 8.8.4.3]

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y_t} = \frac{0.4 \sqrt{f'_c} \cdot b h^3 / 12}{h/2} = \frac{0.4 \sqrt{35} \times 1600 \times 1200^3 / 12}{1200/2} \times 10^{-6} = 909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 2135 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \begin{array}{l} \geq 1.2M_{cr} = 1090 \text{ kN} \cdot \text{m OK} \\ < 1.33M_{f \text{ max}} = 2694 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{array}$$

Armature maximale de flexion [art. 8.8.4.5]

$$c = a / \beta_1 = 60.2 / 0.8825 = 68.2 \text{ mm}$$

$$c/d = 68.2 / 1089 = 0.063 \leq 0.5 \quad OK$$

Résistance en cisaillement

Les mêmes étriers, soit des cadres fermés constitués de 15M, espacés à 200 mm c/c, sont conservés ici. Pour la conception selon le MCSQ, la vérification de la résistance en cisaillement se fait par rapport à l'effort tranchant élastique, pondéré par 1.5 puisqu'il s'agit d'un mode de rupture fragile. Le calcul est encore fait selon la méthode générale [art. 8.9.3.7].

$$V_{f \text{ max}} = 1.5 \times 1.6 \times 390 = 937 \text{ kN}$$

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d = 0.9 \times 1089 = 980 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 1200 = 864 \text{ mm} \end{cases} = 980 \text{ mm}$$

$$b_v = L_{\text{caisson}} = 1600 \text{ mm}$$

$$M_{f \text{ concomitant}} = 2026 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{f \text{ concomitant}} = -772 \text{ kN} \quad (\text{en compression})$$

$$s_v = 200 \text{ mm c/c}$$

$$A_v = 2 \times 200 = 400 \text{ mm}^2 \geq A_{v \min} = 0.15 f_{cr} \frac{b_v s_v}{f_y}$$

$$= 0.15 \times 0.4 \sqrt{35} \times \frac{1600 \times 200}{400} = 284 \text{ mm}^2$$

$$\Leftrightarrow s_{ze} = 300 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0.5N_f - A_{ps}f_{po}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} = \frac{2026 \times 10^6/980 + 937 \times 10^3 - 0.5 \times 772 \times 10^3}{2 \times 200\,000 \times 8 \times 700}$$

$$= 0.001\,168$$

$$\beta = \left[\frac{0.4}{1 + 1500\varepsilon_x} \right] \left[\frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right] = \left[\frac{0.4}{1 + 1500 \times 0.001\,168} \right] \left[\frac{1300}{1000 + 300} \right] = 0.1453$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0.88 + s_{ze}/2500) = (29 + 7000 \times 0.001\,168)(0.88 + 300/2500)$$

$$= 37.2^\circ$$

$$V_c = 2.5\beta\varphi_c f_{cr} b_v d_v = 2.5 \times 0.1453 \times 0.75 \times 0.4 \sqrt{35} \times 1600 \times 980 \times 10^{-3} = 1011 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{\varphi_s f_y A_v d_v}{s_v \tan \theta} = \frac{0.9 \times 400 \times 400 \times 980}{200 \tan(37.2^\circ)} \times 10^{-3} = 931 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 1011 + 931 = 1942 \text{ kN} \geq V_{f \max} = 937 \text{ kN} \quad OK$$

Armature de flexion à l'avant du mur de front

Encore une fois, pour le dimensionnement de l'armature à l'avant du mur de front, les charges sismiques sont appliquées en sens inverse, en supposant que le sol n'agit plus sur le mur :

$$5.8) -1.0F_{I \text{ culée}} - 0.5F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + 0.8W_{\text{tablier}}$$

$$5.9) -0.5F_{I \text{ culée}} - 1.0F_{I \text{ tablier}} + W_{\text{culée}} + 0.8W_{\text{tablier}}$$

Les efforts pour ces combinaisons sont donnés au Tableau A.8.

Tableau A.8 Efforts sismiques inverses selon le MCSQ

Combinaison	F_y (kN/m)	F_z (kN/m)	M_x (kN·m/m)
ÉLUL 5.8 (MCSQ)	-131	356	-450
ÉLUL 5.9 (MCSQ)	-225	356	-848

$$M_{f \max} = 848 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Un total de 8-25M sont nécessaires dans la semelle pour fournir une résistance suffisante en flexion à la base du mur de front. Étant donné la configuration du joint NCO, 9-25M doivent être disposées dans le mur.

$$a = \frac{\varphi_s A_s f_y}{2\alpha_1 \varphi_c f'_c b} = \frac{0.9 \times 8 \times 500 \times 400}{0.7975 \times 0.75 \times 35 \times 1600} = 43.0 \text{ mm}$$

$$M_r = \varphi_s A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 8 \times 500 \times 400 \times (1086 - 43.0/2) \times 10^{-6} = 1533 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{f \max} = 1.6 \times 848 = 1356 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad OK$$

$$s \leq \frac{1600 - 2 \times 60 - 2 \times 16 - 25}{9 - 1} = 178 \text{ mm c/c}$$

$$s_{net \text{ mur}} = s - d_b = 178 - 25 = 153 \text{ mm} \quad \geq 26.6 \text{ mm} \quad OK$$

$$s_{net \text{ joint}} = s/2 - d_b = 178/2 - 25 = 64 \text{ mm} \quad \geq 40 \text{ mm} \quad OK$$

Armature minimale de flexion [art. 8.8.4.3]

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y_t} = \frac{0.4 \sqrt{f'_c} \cdot b h^3 / 12}{h/2} = \frac{0.4 \sqrt{35} \times 1600 \times 1200^3 / 12}{1200/2} \times 10^{-6} = 909 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_r = 1533 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \geq 1.2 M_{cr} = 1090 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad OK$$

$$< 1.33 M_{f \max} = 1804 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

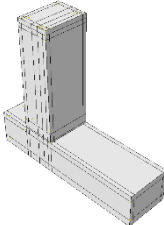
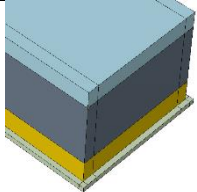
Armature maximale de flexion [art. 8.8.4.5]

$$c = a / \beta_1 = 43.0 / 0.8825 = 48.7 \text{ mm}$$

$$c/d = 48.7 / 1086 = 0.045 \leq 0.5 \quad OK$$

ANNEXE B HYPOTHÈSES DE MODÉLISATION DÉTAILLÉES

Les hypothèses de modélisation sont présentées en fonction des rubriques du logiciel *Abaqus* (Dassault Systèmes Simulia Corp., 2014).

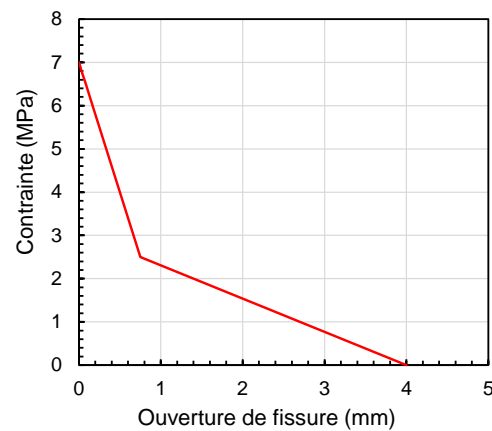
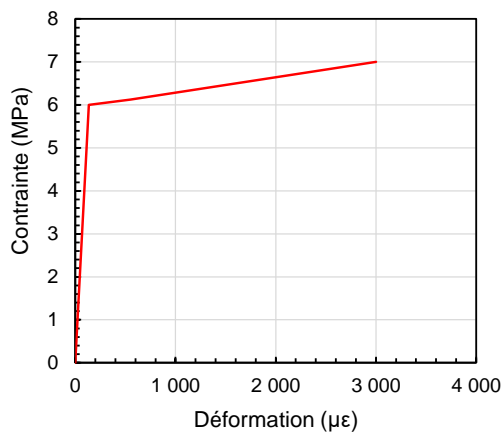
Part	
<p>Culée : modélisée en 1 seul élément incluant mur, semelle et joint, avec plusieurs partitions pour les différentes zones (matériaux)</p> <p>$H_{front} = 4.0$ m, $Ep_{front} = 1.2$ m, $Pince = 1.2$ m, $Talon = 3.4$ m</p> <p>$L_{sem} = 5.8$ m, $Ep_{sem} = 1.2$ m</p>	
<p>Armature longitudinale : principale (avant et arrière selon calculs, versions S6:19 & MCSQ) & en attente standard (avant, arrière & côtés)</p>	
<p>Étriers : cadres fermés, continués dans le joint</p> <p>Épingles non représentées</p>	
<p>Plaque d'assise des poutres : toute la surface du dessus de la culée ($1600 \times 1200 \times 120$), mais partition puisque charge axiale appliquée sur seulement 850 mm de large</p>	
<p>Plaque latérale : $1600 \times 300 \times 120$ pour l'application du déplacement imposé, positionnée à $H_{eff} = M_{ÉLUL5 S6:19} / V_{ÉLUL5 S6:19}$ (efforts élastiques)</p>	
<p>Roc : épaisseur de 60 mm sous la culée et dépassant de 60 mm tout le tour (en cas de glissement)</p>	

Property

Béton ordinaire : EPM3D $f'_{c,e} = 44$ MPa, zones de TS là où il y a de l'acier longitudinal (avant du mur, arrière du mur, haut de la semelle, bas de la semelle, intersection mur-semelle)

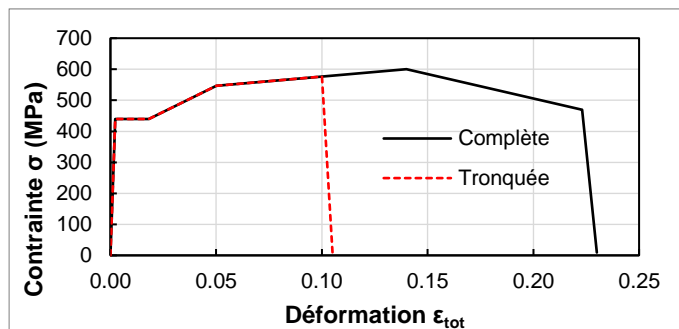
1 élément en BO au bas du joint pour représenter le joint froid et avoir la fissuration dans le mur et non dans la semelle (longueur des barres d'armature du mur modifiée dans le modèle maillé à 60 mm pour éviter que celles-ci pénètrent dans le joint froid; joint froid de 25 mm dans le modèle maillé à 30 mm pour la même raison)

BFUP : même loi de comportement que celle utilisée dans les modèles de joints



Acier d'armature : $\gamma = 7.8e-9$, $E = 200\ 000$ MPa, $\nu = 0.3$; loi de comportement non linéaire; la même courbe est utilisée pour tous les diamètres de barres

Monotonique (courbe complète) et cyclique (courbe tronquée)



Courbes tronquées à $\epsilon = 0.1$ (0.075 selon le critère de performance "*life safety*" dans la norme CSA S6:19, mais on fait moins de cycles que les colonnes, et de moins grande amplitude avec une culée; le critère du code sert aussi au design, et ne représente pas nécessairement la performance réelle)

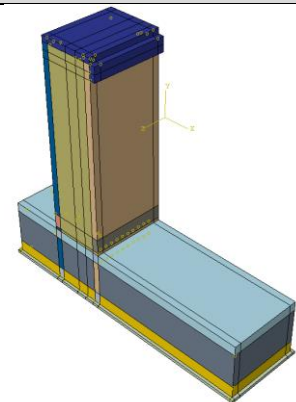
Plaques : acier linéaire élastique ($\gamma = 7.8e-9$, $E = 200\ 000$ MPa, $\nu = 0.3$)

Roc : linéaire élastique (mêmes propriétés que Bertrand : $\gamma = 2.2e-9$, $E = 40\ 000$ MPa, $\nu = 0.3$)

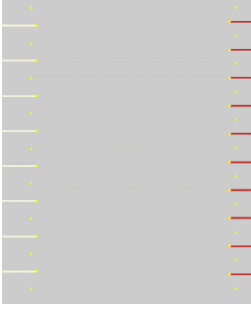
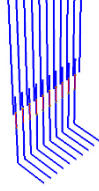
Assembly

Plaques en contact avec le mur de front

Dessous de la semelle en contact avec le dessus du roc



Étriers sur toute la hauteur (de la semelle au sommet du mur de front), espacés à 200 mm c/c

<p>Armatures longitudinales principales (avant et arrière) chevauchées selon la configuration NCO (sans contact décalé) dans le joint de BFUP</p> <p>1 barre de plus dans le mur que dans la semelle</p> <p>Barres du mur à l'extérieur et barres de la semelle à l'intérieur</p> <p>Configurations variables selon la conception (S6:19, MCSQ)</p>	
<p>Armatures en attente ne pénètrent pas dans le joint de BFUP</p>	
<p>Armatures arrières désolidarisées sur 300 mm dans la semelle</p> $L_{p\ sem} = 0.022 \cdot f_{ye} \cdot d_b = 0.022 \cdot 440 \cdot 30 = 290\ mm$ <p>Option avec barres solidaires également (la condition réelle se situe entre les deux)</p>	
<p>Ligne de chargement au centre de la plaque latérale</p> <p>Mesure des déplacements sur une ligne au centre du sommet du mur de front et au centre de la plaque (H_{eff})</p>	
<p>Step</p>	
<p>axiale_poids : step dynamique explicite, $t = 0.1\ s$</p> <p>application de la charge axiale (poids du tablier), du poids propre (béton) et de la pression sur le talon</p>	
<p>depl_impose : step dynamique explicite, $t = 2.5\ s$</p> <p>application du déplacement imposé</p>	
<p>History output : énergies, réaction à l'encastrement, déplacement au sommet du mur de front et à la hauteur d'application du déplacement imposé, contraintes et déformations axiales mesurées dans les barres longitudinales principales à l'arrière du mur et dans la semelle</p>	
<p>Mass scaling : appliqué aux plaques pour éviter qu'elles ne contrôlent le temps d'analyse puisqu'elles ne sont pas l'objet de l'étude</p>	

Interaction

Embedded region : toute l'armature (excepté la zone désolidarisée, si applicable) est *embedded* dans le béton

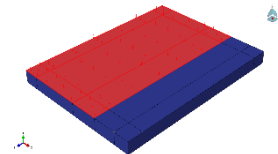
Tie : les plaques (assise et latérale) sont *tie* avec le mur de front

Contact : *Surface-to-surface contact* entre le dessous de la semelle et le dessus du roc, *kinematic contact method* (aucune pénétration permise), *small sliding*, *friction formulation : penalty*, *friction coeff. = 1000*, "*Hard*" *contact*

*Les résultats du modèle avec contact sont cohérents avec ceux du modèle encastré, et ça permet de régler le problème de la fissuration horizontale de traction dans la semelle vis-à-vis du mur

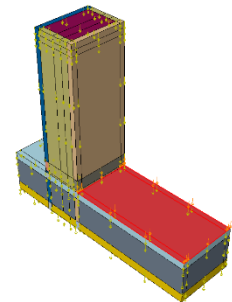
Load

charge_axiale : pression sur le dessus de la plaque d'assise sur 1600×850 , $0.332 \text{ MPa} = 452 \text{ kN}$ (poids du tablier non pondéré), *smooth step*



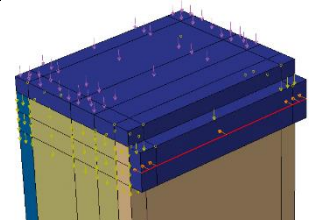
poids_propre : poids propre du béton (-9810), *smooth step*

pression_talon : pression sur le dessus du talon équivalente à la force nécessaire pour éviter le développement de traction sous la semelle, multipliée par un facteur de sécurité d'1.5, 1.0 MPa pour la semelle de 5.8 m , *smooth step*



encastrement : déplacements en x , y et z empêchés sous le roc

depl_impose : déplacement imposé sur la ligne centrale de la plaque latérale, d'amplitude suffisante pour atteindre la rupture, *smooth step*



Mesh

C3D8R : pour les éléments solides (culée, plaques, roc), 60 ou 30 mm de côté pour des calculs plus rapides ou un meilleur aperçu de la fissuration

Partitions dans la culée, les plaques et le roc pour faire concorder les maillages sinon problèmes avec EPM3D

T3D2 : pour les éléments de treillis (armatures), la moitié de la longueur des éléments solides

ANNEXE C ESSAIS DE CARACTÉRISATION COMPLÉMENTAIRES

L'annexe qui suit présente les résultats des essais de caractérisation complémentaires réalisés sur les BFUP des spécimens de joints et ATD. Les résultats détaillés en compression et traction directe sur os du béton Ductal® 2%, ayant servi seulement pour les spécimens ATD, sont d'abord présentés. Les résultats des essais de traction directe sur tirants 50 mm × 50 mm et des essais de flexion sur dallettes 50 mm × 100 mm sont ensuite présentées pour les trois bétons étudiés dans le cadre du présent projet, soit UP-F2.5 POLY, Ductal® 3% et Ductal® 2%.

C.1 Compression et traction sur os du BFUP Ductal® 2%

Ce BFUP est une formulation commercialisé par *Lafarge* sous l'appellation Ductal® et contenant 2% par volume (234 kg/m³) de fibres droites en acier haute résistance. L'ensemble des spécimens de caractérisation ont été coulés le même jour, en même temps que les spécimens de caractérisation manquants pour le Ductal® 3%. La campagne d'essais de caractérisation réalisée est encore une fois la même (voir section 5.3.2).

La résistance en compression a été testée à différentes échéances afin de caractériser l'évolution de la résistance en compression au fil du temps. La Figure C.1 résume ces résultats.

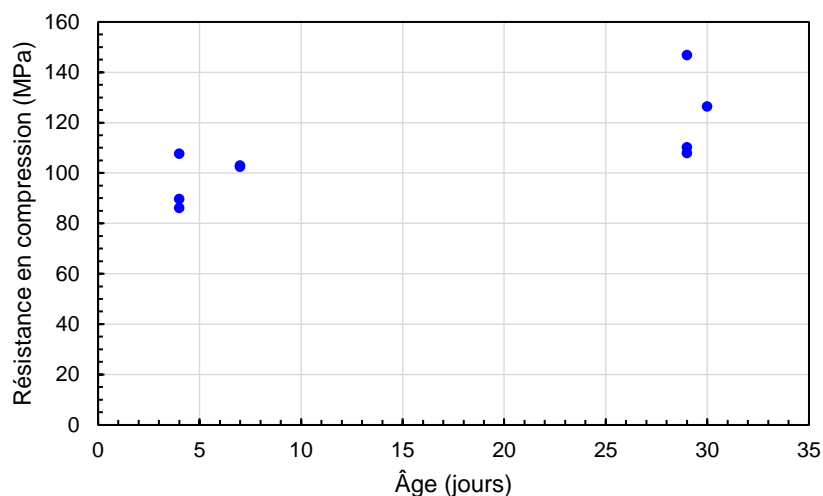


Figure C.1 Évolution de la résistance en compression du BFUP Ductal® 2% dans le temps

Le BFUP n'a pas été testé de nouveau au moment des essais sur les spécimens ATD. Les propriétés à 29 jours sont résumées ci-dessous.

Tableau C.1 Propriétés en compression du BFUP Ductal® 2%

Échéance (jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
29	122.8	52 836	0.225

Les résultats des essais sur les os décrivant le comportement en traction sont présentés ci-dessous. Les courbes contrainte – déformation et contrainte – ouverture de fissure sont présentées à la Figure C.2.

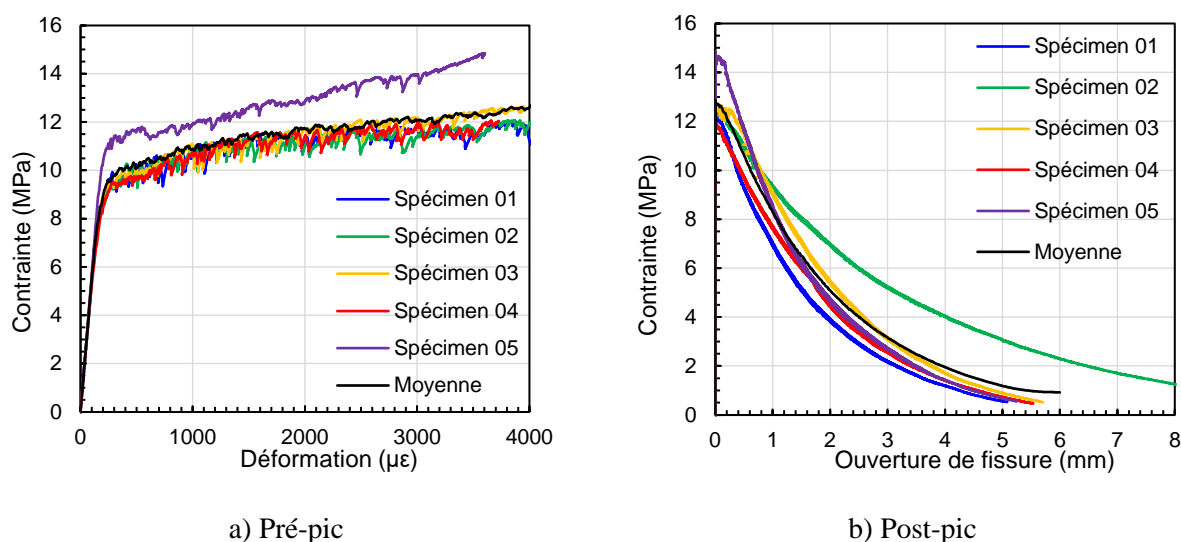


Figure C.2 Courbes de comportement en traction des os de BFUP Ductal® 2%

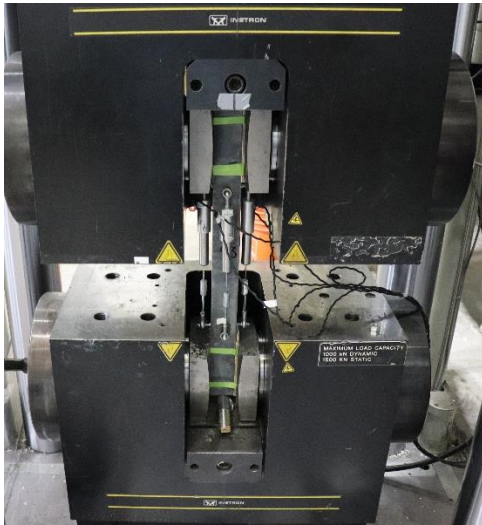
La contrainte de traction moyenne atteinte au pic est donc de 12.9 MPa, pour une déformation de 4150 $\mu\epsilon$. Ces essais ont été réalisés à 29 jours. Le BFUP a donc pu avoir gagné légèrement en résistance jusqu'aux essais.

C.2 Tirants

Les essais de traction directe sur os sont généralement les seuls faits pour caractériser la résistance en traction d'un BFUP. Cependant, les spécimens d'os sont lourds et difficiles à manipuler, et la rupture ne se produit pas toujours dans la section réduite tel que désiré. Un nouvel essai de traction directe est donc tenté, avec des tirants de section uniforme de 50 mm \times 50 mm.

Pour la coulée des spécimens, des coffrages en bois sont utilisés. La coulée est faite par passes à l'aide d'un seau afin de bien orienter les fibres parallèlement à la direction longitudinale du tirant. Étant donné le changement de direction aux extrémités du tirant, l'orientation des fibres est

perturbée à cet endroit. Les tirants sont donc coulés plus longs, soit sur 900 mm. Au moment de la préparation pour les essais, une fois le béton mûri, les tirants sont sciés à une longueur de 600 mm, en retirant 150 mm à chaque extrémité pour enlever la zone où les fibres sont aléatoires. L'essai de traction sur un tirant est présenté à la Figure C.3.



a) Montage dans la presse Instron



b) Tirant fissuré

Figure C.3 Essai de traction directe sur tirant 50×50 en BFUP

Tout comme dans le cas des essais de traction directe sur les os, le tirant est installé dans les mâchoires de la presse Instron, et mis en traction jusqu'à sa rupture. Des LVDT sont installés sur chacune des faces afin de mesurer les déplacements, et d'obtenir les courbes contrainte – déformation et contrainte – ouverture de fissure.

Les tirants présentent plusieurs avantages. Comme mentionné précédemment, ils sont moins volumineux, donc moins lourds et plus faciles à manipuler. De plus, la fissure semble se produire plus souvent à l'intérieur des capteurs que dans le cas des os. Aussi, les quatre capteurs ont la même longueur, 300 mm, donc une éventuelle flexion est plus facile à observer, et le décollement des capteurs, qui survient souvent, pose moins de problèmes au moment de traiter les données.

Par contre, les résultats des tirants ne sont pas les mêmes que ceux des os. Effectivement, la résistance ainsi que la déformation au pic sont moindres pour les tirants. Il est donc pertinent de s'interroger à savoir lequel des essais représente le mieux le comportement du BFUP dans un essai donné.

C.2.1 UP-F2.5 POLY (BFUP des joints)

La Figure C.4 présente les résultats obtenus pour la formulation UP-F2.5 POLY.

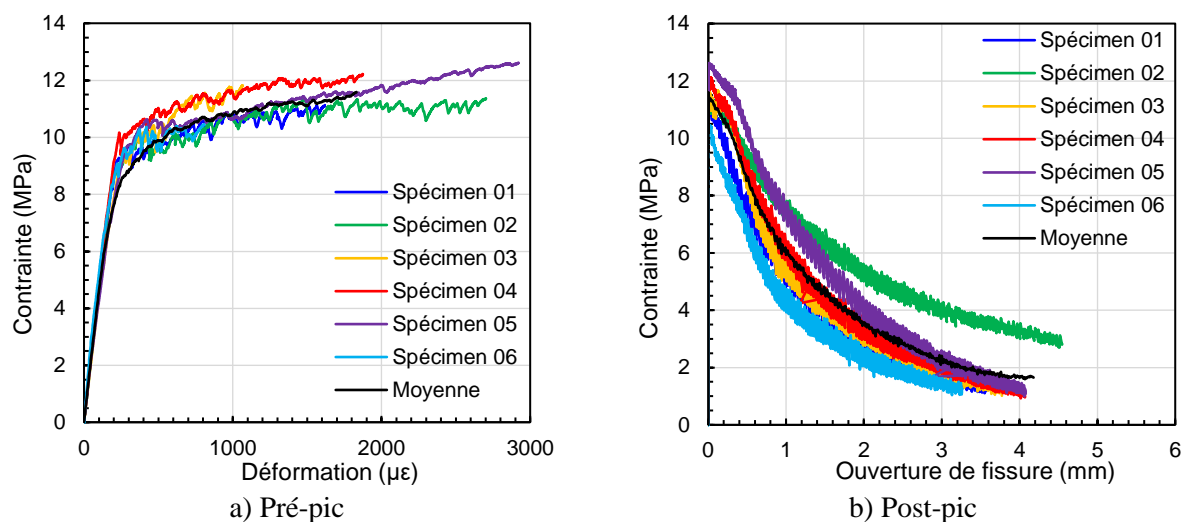


Figure C.4 Courbes de comportement en traction des tirants de BFUP UP-F2.5 POLY

La contrainte de traction moyenne atteinte au pic est donc de 11.6 MPa, pour une déformation de 1832 $\mu\epsilon$. Ces essais sont réalisés à 113 jours.

C.2.2 Ductal® 3% (BFUP des semelles)

La Figure C.5 présente les résultats obtenus pour la formulation Ductal® 3%.

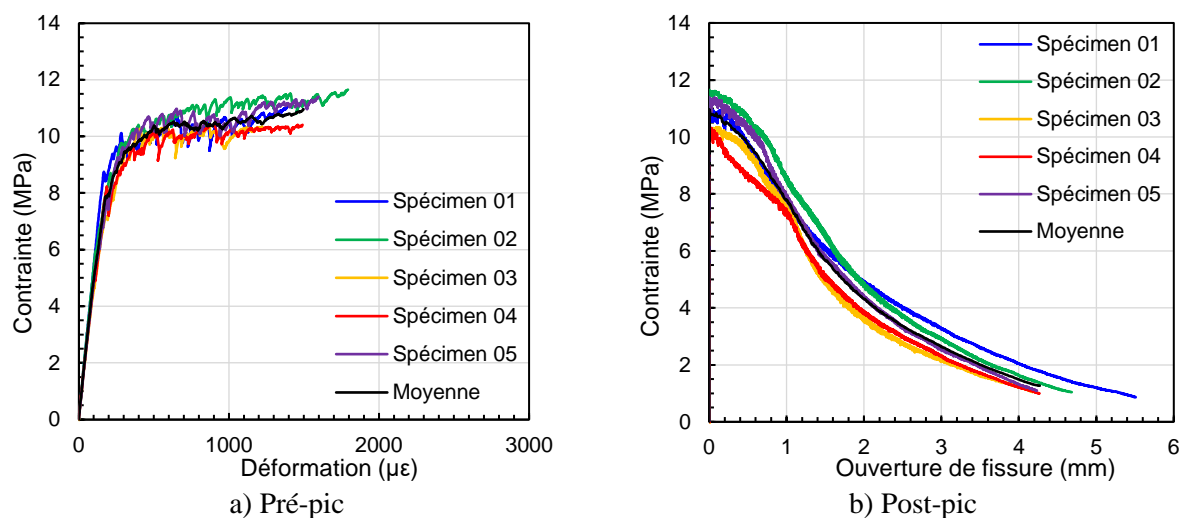


Figure C.5 Courbes de comportement en traction des tirants de BFUP Ductal® 3%

La contrainte de traction moyenne atteinte au pic est donc de 11.0 MPa, pour une déformation de 1498 $\mu\epsilon$. Ces essais sont réalisés à 30 jours.

C.2.3 Ductal® 2%

La Figure C.6 présente les résultats obtenus pour la formulation Ductal® 2%.

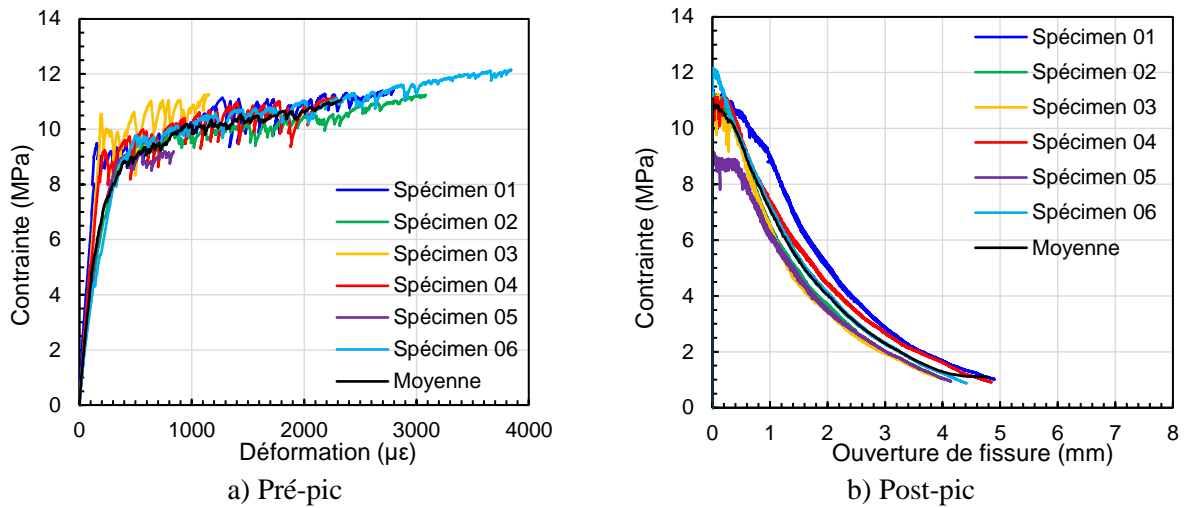
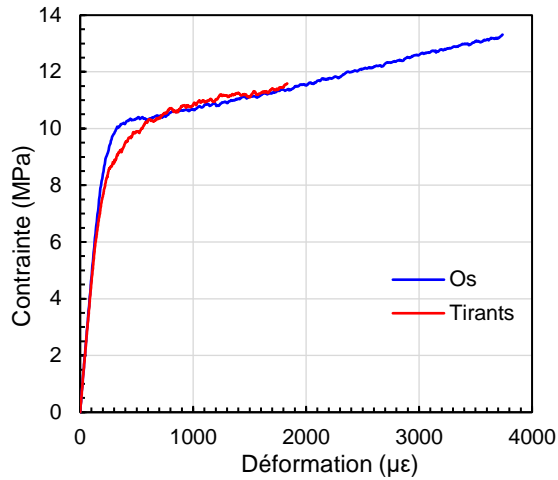


Figure C.6 Courbes de comportement en traction des tirants de BFUP Ductal® 2%

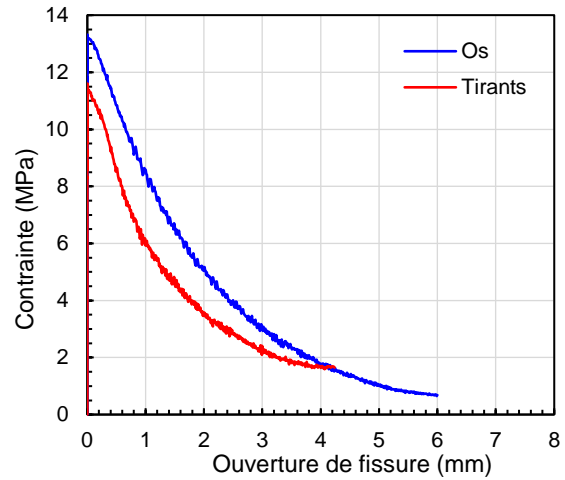
La contrainte de traction moyenne atteinte au pic est donc de 11.1 MPa, pour une déformation de 2329 $\mu\epsilon$. Ces essais sont réalisés à 31 jours.

C.2.4 Comparaison os vs tirants

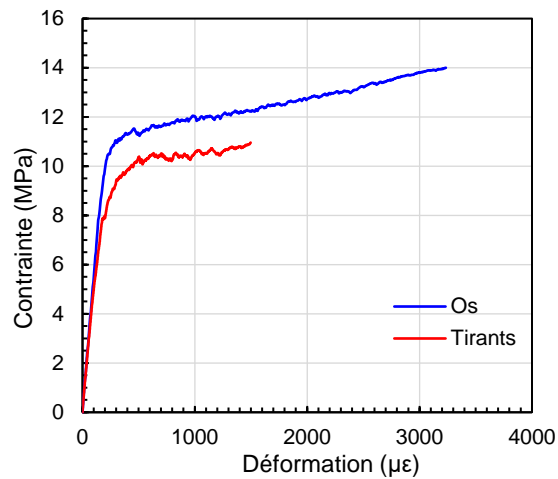
La Figure C.7 présente les courbes moyennes pour les essais de traction directe sur les os et sur les tirants, pour chacun des BFUP testés.



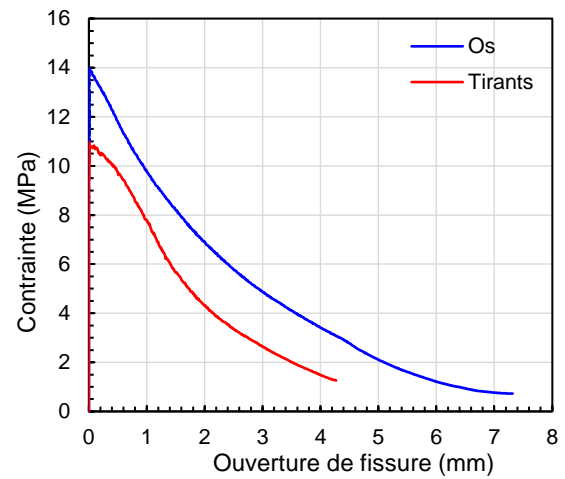
a) UP-F2.5 POLY – Pré-pic



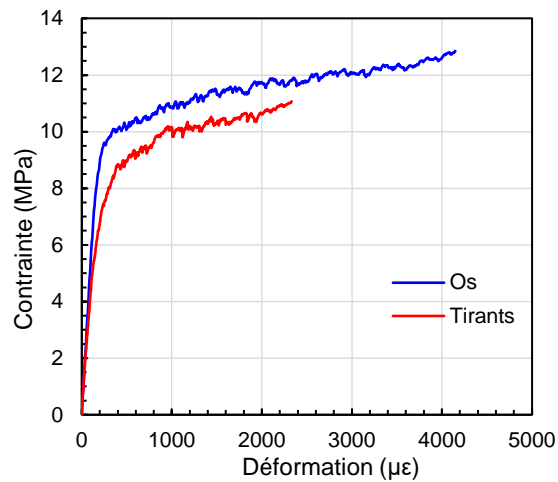
b) UP-F2.5 POLY – Post-pic



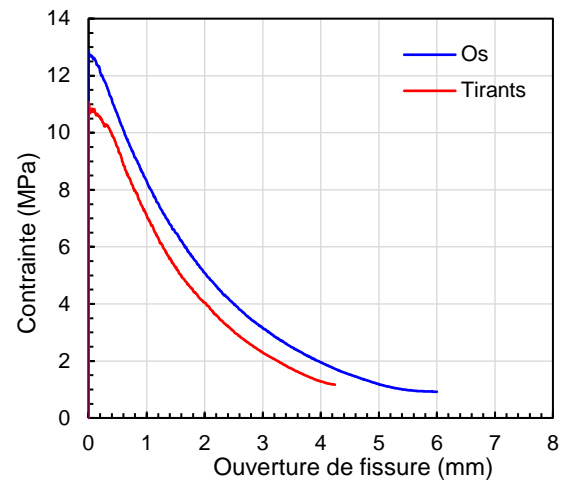
c) Ductal® 3% – Pré-pic



d) Ductal® 3% – Post-pic



e) Ductal® 2% - Pré-pic



f) Ductal® 2% - Post-pic

Figure C.7 Comparaison des essais de traction sur os et sur tirants

Tel que mentionné précédemment, ces graphiques montrent que les tirants atteignent une déformation moindre avant la localisation de la fissuration, et donc une résistance au pic inférieure. Pour le béton UP-F2.5 POLY, les courbes pré-pic sont assez bien superposées, alors que ce n'est pas le cas pour les bétons Ductal®. Les courbes post-pic ne se superposent pour aucun des bétons testés, mais l'allure des courbes est la même pour les bétons Ductal®. Toutes les courbes post-pic présente une pente plus douce pour les petites ouvertures de fissure pour les essais sur les tirants.

C.3 Dallettes

Les essais de flexion 4 points sur dalles permettent également de caractériser indirectement la résistance en traction d'un BFUP. Cet essai est présenté à la Figure C.8.



a) Montage de flexion 4 points



b) Dalle fissurée

Figure C.8 Essai de flexion 4 points sur dalle 50×100 en BFUP

Les dalles ont une section de 50 mm × 100 mm. Elles sont placées dans un montage de flexion 4 points, avec des appuis roulants en-dessous à chaque extrémité, espacés à 300 mm, et deux appuis permettant l'application de la charge sur le dessus, espacés à 100 mm. La dalle est chargée en flexion jusqu'à sa rupture. Des LVDT sont placés au centre de la longueur, de part et d'autre, afin de mesurer le déplacement et d'obtenir la courbe force – déplacement.

C.3.1 BFUP des joints (UP-F2.5 POLY)

La Figure C.9 présente les résultats obtenus pour la formulation UP-F2.5 POLY.

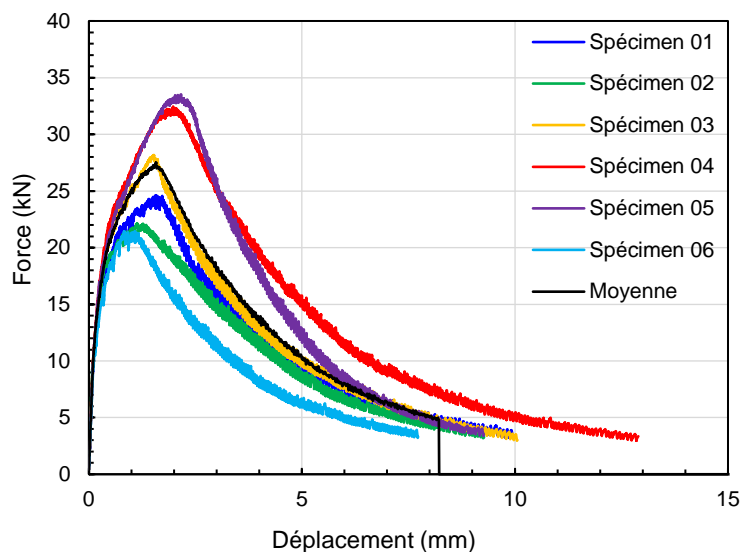


Figure C.9 Courbes de comportement en flexion des dalles de BFUP UP-F2.5 POLY

La résistance en traction équivalente est de 12.7 MPa. Ces essais sont réalisés à 112 jours.

C.3.2 Ductal® 3% (BFUP des semelles)

La Figure C.10 présente les résultats obtenus pour la formulation Ductal® 3%.

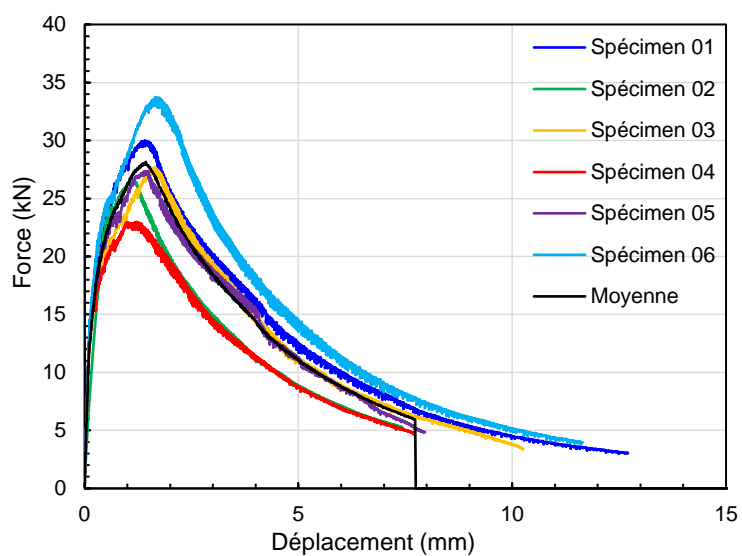


Figure C.10 Courbes de comportement en flexion des dalles de BFUP Ductal® 3%

La résistance en traction équivalente est de 12.9 MPa. Ces essais sont réalisés à 29 jours.

C.3.3 Ductal® 2%

La Figure C.11 présente les résultats obtenus pour la formulation Ductal® 2%.

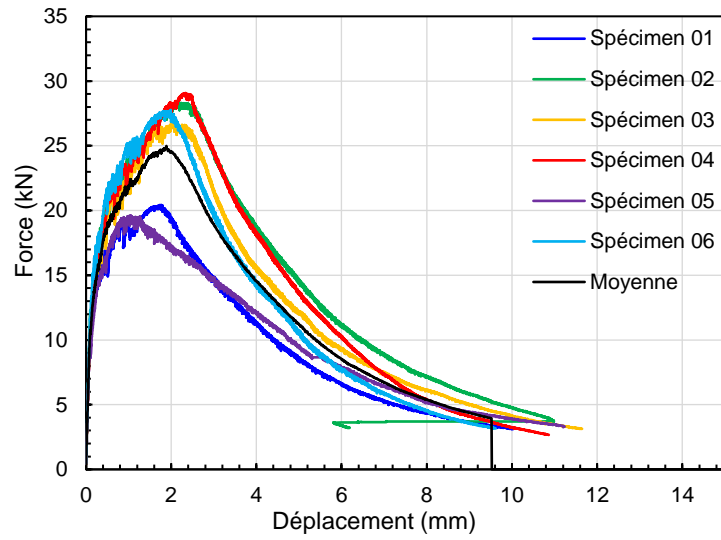


Figure C.11 Courbes de comportement en flexion des dalles de BFUP Ductal® 3%

La résistance en traction équivalente est de 11.5 MPa. Ces essais sont réalisés à 30 jours.

ANNEXE D DÉVELOPPEMENT D'UN MONTAGE DE RETENUE LATÉRALE POUR LES SPÉCIMENS EXCENTRÉS

D.1 Solution initiale : vérins centrés sur les barres supérieures

L'idée initiale a été de centrer la ligne d'action des vérins sur les barres du haut, afin d'éviter la rotation de la semelle supérieure. La semelle du bas étant appuyée sur la dalle du laboratoire, et le poids du spécimen avec ses semelles étant important, l'excentricité du point d'application de la force des vérins sur la semelle du bas ne semblait pas poser problème. Par contre, lors de l'essai, la rotation du joint a eu pour effet d'entraîner dans son mouvement la semelle supérieure. Un effet de pincement entre les semelles supérieure et inférieure s'est donc produit, faisant glisser les appuis hémisphériques en dehors du piston du vérin, tel que montré à la Figure D.1.



a) Inclinaison du spécimen entraînant la semelle



b) Glissement des appuis hémisphériques

Figure D.1 Problématique de rotation du spécimen et de la semelle supérieure

Une charge totale dans les vérins de 1252 kN a été atteinte avant que la problématique de glissement ne soit remarquée. Considérant la quantité d'énergie emmagasinée dans le système à ce

point, l'essai a été interrompu pour éviter tout risque de blessure ou d'endommagement du montage.

D.2 Ajout de butées sur le spécimen

La solution trouvée pour remédier au problème de rotation du joint a été d'utiliser un système de butées latérales pour contrer le moment dû à l'excentricité. Des contreventements en acier s'ancrant dans la dalle du Laboratoire de structures ont donc été installés de part et d'autre du spécimen pour fournir un appui latéral. Des colonnettes en acier ont ensuite été fabriquées, pour s'appuyer directement sur le joint, et contrer sa rotation, selon le principe illustré à la Figure D.2.

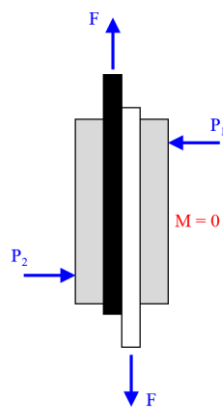


Figure D.2 Ajout de butées pour contrer la rotation du joint

Les colonnettes pour la butée sont constituées d'un HSS 4"×4"×½" afin de fournir une résistance et une rigidité suffisantes à la butée attendue, mais pouvant tout de même s'insérer dans le dégagement latéral entre les deux vérins. Une plaque 9"×9"×1" soudée à l'une des extrémités permet le boulonnage au contreventement, tandis qu'une plaque 5"×6"×1" soudée à l'autre extrémité permet l'appui sur le spécimen. Deux épaisseurs de téflon graissées ont été placées entre le spécimen et la plaque d'appui afin de s'assurer de ne pas empêcher le glissement vers le haut lors du chargement. D'autres plaques de diverses épaisseurs ont été utilisées pour combler l'espace restant et commencer l'essai en contact. Sur la face latérale située du côté des barres supérieures (face gauche sur la Figure D.2), la colonnette devait être appuyée en bas du complètement du spécimen. De l'autre côté, elle était appuyée à 2 pouces du haut du spécimen, pour laisser le dégagement nécessaire au collage des tiges filetées pour le collage des LVDT. Le résultat de cette installation est présenté à la Figure D.3.



a) Contreventements



b) Colonnnettes

Figure D.3 Système de colonnettes en butée sur le joint

Un inclinomètre est également ajouté pour mesurer l'inclinaison du bloc supérieur au cours de l'essai. Malheureusement, bien que les butées aient bien fonctionné pour empêcher la rotation du joint, la semelle supérieure a tout de même subi une rotation. La même problématique de glissement des appuis hémisphériques s'est donc reproduite, forçant à interrompre l'essai encore une fois. En effet, les vérins étant centrés sur les barres du haut ici aussi, une excentricité était présente entre les barres du bas et la ligne d'action des vérins, générant encore une fois un moment de flexion. En raison de son poids, le spécimen restait appuyé au sol, mais le bloc supérieur se retrouvait à tourner, créant encore une fois l'effet de pincement voulant éjecter les rotules.

D.3 Ajout d'appuis à rouleaux de part et d'autre de la semelle supérieure

Puisque la rotation de la semelle supérieure posait problème et faisait glisser les appuis hémisphériques, des appuis à rouleaux ont été ajoutés de part et d'autre de celle-ci, en utilisant encore une fois les contreventements pour la réaction latérale. Comme les appuis utilisés font presque toute la hauteur de la semelle supérieure, ils ont permis de bloquer non seulement la translation latérale de la semelle supérieure, mais aussi de réduire grandement la rotation de celle-

ci. Les appuis ont été installés de chaque côté, puisque la direction de rotation de la semelle supérieure change selon la ligne d'action des vérins.

Un montage métallique utilisant des cornières et des tiges filetées a permis de venir installer les appuis à rouleaux dans le haut de la semelle supérieure. Il a évidemment fallu porter une attention particulière à faire un montage de support n'empêchant pas l'appui de se déplacer vers le haut. Des plaques d'acier ont ensuite été ajoutées pour combler l'espace restant et établir le contact avant le début de l'essai. Ce montage est présenté à la Figure D.4.

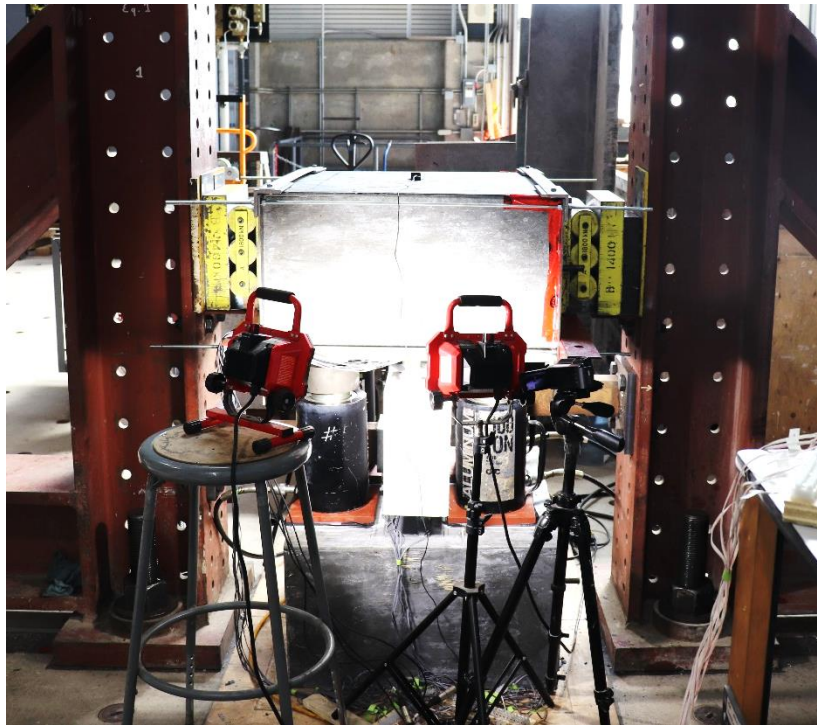


Figure D.4 Appuis roulants de part et d'autre de la semelle supérieure

Initialement, la problématique d'excentricité des vérins par rapport aux barres inférieures n'avait pas été cernée, donc leur ligne d'action avait été maintenue centrée sur les barres supérieures. Cela a donc eu pour effet de causer le seul mouvement restant possible : le soulèvement de la semelle inférieure, tel que montré à la Figure D.5.



Figure D.5 Soulèvement de la semelle inférieure

Les vérins ont donc été relocalisés, centrés sur les barres inférieures. Ceci a permis d'éviter le soulèvement de la semelle inférieure. L'essai s'est ensuite déroulé correctement, sans glissement des appuis hémisphériques jusqu'à la rupture du joint. Une butée verticale empêchant le soulèvement a également été ajoutée par mesure de sécurité, mais celle-ci ne semble pas avoir été nécessaire.