

Titre: Conception de murs de soutènement préfabriqués et de panneaux de réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances
Title: Conception de murs de soutènement préfabriqués et de panneaux de réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances

Auteur: Danny Sylvestre
Author:

Date: 2021

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Sylvestre, D. (2021). Conception de murs de soutènement préfabriqués et de panneaux de réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/6642/>

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/6642/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Jean-Philippe Charron, & Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Conception de murs de soutènement préfabriqués et de panneaux de
réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances**

DANNY SYLVESTRE

Département des génies civil, géologique et des mines

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

Génie civil

Mai 2021

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

**Conception de murs de soutènement préfabriqués et de panneaux de
réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances**

présenté par **Danny SYLVESTRE**

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

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

Najib BOUAANANI, président

Jean-Philippe CHARRON, membre et directeur de recherche

Bruno MASSICOTTE, membre et codirecteur de recherche

Dominic VACHON, membre externe

DÉDICACE

À mes parents, Johanne et Daniel

REMERCIEMENTS

Bien entendu, je souhaite remercier mon directeur de projet Jean-Philippe Charron pour m'avoir accordé un projet de recherche stimulant et qui répondait à mes propres intérêts personnels. J'aimerais souligner son dévouement pour ses étudiants, son excellente communication lui permettant d'exprimer ses idées de façon claire et concise, ainsi que son accessibilité me permettant de suivre une ligne directrice tout au long du projet.

J'aimerais ensuite remercier mon co-directeur de recherche, Bruno Massicotte, qui grâce à son expérience et sa créativité, m'a permis de bonifier certains éléments de mon projet afin de le rendre encore plus intéressant et à prendre des décisions appuyées par des arguments solides.

La réussite du volet expérimental a été possible grâce au travail d'équipe du laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Je tiens particulièrement à remercier Simon Bourget, Gabriel Lewis, Patrice Bélanger, Mathieu Robidas et David Ek pour leur implication respective dans les activités du laboratoire.

Merci à Clélia pour son expertise avec les logiciels de calculs numériques et son aide lors de la fabrication de mes spécimens en usine.

La fabrication de mes spécimens a été possible grâce à l'expertise de l'équipe Bétons Génial. Je souhaite remercier Nicolas Gauvreau pour ses idées techniques qui ont permis de faciliter la réalisation des spécimens et Michel Groulx pour avoir assuré la bonne coordination lors de la production.

J'aimerais remercier la Ville de Montréal, spécialement Étienne Cantin-Bellemare, pour les visites qu'il m'a accordées aux chantiers Berri-Sherbrooke et des ponts Darwin à l'Île-des-Sœurs. Ces expériences m'ont permis d'ajouter de nombreuses connaissances au point de vue pratique et de la réalisation des projets d'ingénierie.

Finalement, je tiens à remercier tous les partenaires du projet pour le financement, la participation et leur implication dans le projet. L'intérêt dont ils ont fait preuve envers mon projet m'a permis de garder un haut niveau de motivation tout au long de ma maîtrise.

RÉSUMÉ

Les ouvrages en béton armé exposés aux intempéries tels que les murs de soutènement en zone urbaine, les parois verticales de canal ou les quais industriels font face à des problèmes de durabilité importants. Le contexte hivernal rigoureux du Canada et plus particulièrement du Québec, implique des détériorations liées aux cycles de gel-dégel causant une fissuration massique ou de surface. De plus, l'épandage massif de sels de dé verglaçage sur les routes cause l'écaillage du béton et accélère la corrosion des aciers d'armature. Ces causes de détérioration nécessitent des réparations partielles ou un remplacement complet de la structure.

Les travaux de réparation ou de remplacement de structures en zone urbaine exigent la fermeture complète ou partielle de voies de circulation, ce qui est très coûteux pour les propriétaires d'ouvrages. Ces travaux impliquent également une entrave à la circulation causant des impacts sociaux et économiques indirects. Il est donc pertinent de développer des solutions de réparation plus durables et qui peuvent être mises en place plus rapidement afin de limiter le nombre et la durée des interventions de réparation.

Dans ce contexte, la solution proposée dans ce projet de recherche est de développer des murs de soutènement préfabriqués et des panneaux de réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP). D'une part, la préfabrication permettra d'accélérer les travaux de réparation ou de remplacement de structures, en plus de limiter la fissuration due au retrait restreint. L'utilisation du BFUP améliore significativement la durabilité de l'ouvrage, en raison de ses propriétés de durabilité accrues. D'autre part, ses propriétés mécaniques nettement supérieures à celles d'un béton conventionnel permettront de limiter la quantité de matériau utilisé et ainsi de réduire le poids pour le transport.

Le projet a été divisé en deux volets pour répondre à la fois à un besoin global (volet 1) et à un besoin plus spécifique des partenaires industriels (volet 2), notamment la Ville de Montréal et la Voie Maritime du Saint-Laurent. Le volet 1 du projet porte sur le développement d'un mur de soutènement préfabriqué en BFUP, alors que le volet 2 se rapporte aux panneaux de réparation en BFUP utilisés comme coffrages perdus.

Le développement du mur de soutènement préfabriqué en BFUP requiert trois phases de travail distinctes, soit la conception, les travaux en laboratoire et une étude analytique. La conception a été réalisée selon les exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers de la norme CSA-

S6. La phase expérimentale a mené à la fabrication du mur de soutènement de taille réelle à l'usine Bétons Génial, avant qu'il soit soumis à un essai de chargement au laboratoire des Structures de Polytechnique. Une phase analytique a également été réalisée à l'aide du logiciel par éléments finis ATENA. Les modèles numériques ont d'abord été validés en les comparant aux résultats mesurés au laboratoire, puis des études paramétriques ont été réalisées. En raison des contraintes liées à la pandémie et à la fermeture de l'usine Bétons Génial, seule la phase de conception a pu être complétée pour le volet 2 du projet de recherche. Une phase expérimentale pourra être complétée dans le cadre d'une étude complémentaire portant sur les panneaux de réparation préfabriqués en BFUP.

Le mur de soutènement préfabriqué en BFUP a présenté un comportement en flexion adéquat en termes de rigidité, de capacité à l'ultime et de flèches en service. La résistance en flexion du mur dépasse largement le moment de conception à l'ultime pour les combinaisons de charges de la norme CSA-S6 considérées. La flèche mesurée dans le haut du mur en service est nettement inférieure au critère de flèche admissible correspondant à 1% de la hauteur du mur. Le mur présente un comportement très ductile en flexion, lui permettant de résister à une charge élevée pour des grandes déformations.

Une première étude paramétrique a mis en évidence que le mur en BFUP présente une capacité en flexion à l'ultime supérieure à celle du mur en BA, des flèches en service similaires et des ouvertures de fissures en service nettement inférieures, malgré une plus faible quantité de matériau requise. Une deuxième étude paramétrique a permis de déterminer que le dosage en fibres à 3% représente le meilleur choix du point de vue de la capacité en flexion à l'ultime, de la flèche et des ouvertures en service, de la quantité de matériau et de sa sensibilité aux effets d'orientation de fibres. La troisième étude paramétrique a montré qu'il serait possible d'utiliser un mur à sections variables de contreforts pour réduire davantage la quantité de BFUP, tout en conservant un comportement en flexion similaire à celui d'un mur à sections constantes. La dernière étude paramétrique a illustré différents cas de chargement et il a été conclu qu'un chargement à mi-hauteur sur les contreforts verticaux permettait de bien reproduire la charge uniforme qui est représentative d'un cas de chargement sur site.

ABSTRACT

Weather-exposed reinforced concrete structures such as urban retaining walls, vertical canal walls or industrial wharves face significant sustainability issues. The rough winter context of Canada, and more particularly of Quebec, involves deteriorations related to freeze-thaw cycles causing mass or surface cracking. In addition, the massive application of de-icing salts on roads causes scaling of concrete and accelerates corrosion of steel rebars. These causes of deterioration require partial repairs or complete replacement of the structure.

Repairs or replacements of structures in urban areas require complete or partial closure of traffic lanes, which is very expensive for the owners. These closures also cause indirect social and economic impacts. It is therefore relevant to develop repair solutions that are more sustainable and that can be implemented more quickly to limit the number and duration of repair interventions.

In this context, the solution proposed in this research project is to develop prefabricated retaining walls and repair panels using ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete (UHPC). On the one hand, prefabrication will speed up the repair or replacement of structures, in addition to limiting cracking due to restricted shrinkage. The use of UHPC significantly improves the durability of the structure, due to its increased durability properties. On the other hand, its mechanical properties significantly greater to those of conventional concrete will limit the amount of material used and thus reduce the weight for transportation.

The project was divided into two parts to meet both a global need (part 1) and a more specific need of industrial partners (part 2), that is the City of Montreal, and the St. Lawrence Seaway Corporation. Part 1 of the project concerns the development of a prefabricated UHPC retaining wall, while part 2 relates to UHPC repair panels used as permanent formwork.

The development of the prefabricated UHPC retaining wall requires three distinct phases: a design phase, an experimental campaign, and an analytical study. The design procedure was carried out according to the requirements of the CSA-S6 Canadian Highway Bridge Design Code. The experimental campaign led to the production of a full-scale retaining wall at the Bétons Génial plant before it was subjected to a laboratory loading test at Polytechnique. An analytical phase was also carried out using the finite-element software ATENA. The numerical models were first validated by comparing them to the experimental results measured in the laboratory. Once validated, numerical models were used to conduct parametric studies. Due to the constraints related

to the pandemic and the permanent closure of the Bétons Génial plant, only the design phase has been completed for part 2 of this research project. An experimental phase may be pursuing as part of a complementary study on prefabricated UHPC repair panels.

The prefabricated UHPC retaining wall exhibited adequate bending behavior in terms of flexural stiffness, ultimate capacity, and deflections in service. The bending strength of the wall far exceeds the design moment at ultimate limit state (ULS) according to CSA-S6 load combinations considered. The wall exhibits a very ductile bending behavior. The deflection measured at the top of the wall at service limit state (SLS) is significantly lower than the maximum deflection allowable corresponding to 1% of total height of the wall.

A first parametric study showed that the UHPC wall has a greater bending capacity at ULS than its equivalent normal reinforced-concrete (NRC) wall, similar in-service deflections and significantly lower in-service crack openings, despite a smaller amount of material. A second parametric study determined that a 3% fiber dosage is the optimal choice in terms of ultimate bending capacity, deflection and openings in service, amount of material and sensitivity to fiber orientation effects. The third parametric study showed that it would be possible to use a wall with variable sections of stiffeners to further reduce the amount of UHPC, while maintaining a bending behavior similar to a wall with constant sections. The last parametric study illustrated different loading cases and it was concluded that a mid-height loading applied on the vertical stiffeners reproduced adequately the uniform load that is more representative of an on-site loading case.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XIII
LISTE DES FIGURES	XV
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES	XXI
LISTE DES ANNEXES	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Problématique	1
1.2 Objectifs et portée du projet	3
1.3 Méthodologie	6
1.3.1 Phase de conception	6
1.3.2 Phase expérimentale	7
1.3.3 Phase analytique	7
1.4 Organisation du mémoire	7
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	9
2.1 Types de murs de soutènement	9
2.2 Principes de conception des murs de soutènement	12
2.2.1 Codes et normes applicables	12
2.2.2 Calculs des charges	13
2.2.3 Vérification de la stabilité	23

2.2.4	Vérification structurale.....	25
2.2.5	Vérification de la durabilité	26
2.3	Murs de soutènement préfabriqués	27
2.3.1	Mur préfabriqué en BA	27
2.3.2	Mur préfabriqué en BFUP	29
2.3.3	Réparation de murs en BFUP	31
2.4	Bétons fibrés à ultra-haute performance (BFUP)	32
2.4.1	Composition.....	32
2.4.2	Comportement mécanique	33
2.4.3	Durabilité	41
CHAPITRE 3 CONCEPTION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX		42
3.1	Mur de soutènement préfabriqué en BFUP	42
3.1.1	Propriétés des matériaux.....	42
3.1.2	Calcul des charges et des efforts	44
3.1.3	Dimensionnement géotechnique	47
3.1.4	Analyse sectionnelle avec AIS.....	50
3.1.5	Analyse numérique avec ATENA.....	55
3.2	Panneaux préfabriqués en BFUP la pour réparation de murs.....	66
3.2.1	Propriétés de matériaux	66
3.2.2	Calculs des charges et des efforts	68
3.2.3	Analyse sectionnelle avec AIS.....	71
CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET ANALYSE		75
4.1	Programme expérimental	75
4.2	Fabrication des spécimens	75

4.2.1	Mur de soutènement en BFUP	75
4.2.2	Panneau mince en BFUP	79
4.2.3	Spécimens de caractérisation	80
4.3	Montage expérimental du mur de soutènement	81
4.4	Résultats expérimentaux du mur de soutènement préfabriqué en BFUP	86
4.4.1	Propriétés des matériaux	86
4.4.2	Résultats de l'essai de chargement sur le mur de soutènement	89
4.5	Montage expérimental du panneau mince en BFUP	101
4.6	Résultats des essais de flexion sur le panneau mince en BFUP	103
4.7	Conclusions	114
4.7.1	Mur de soutènement préfabriqué en BFUP	114
4.7.2	Essais de flexion sur le panneau mince en BFUP	114
CHAPITRE 5 ÉTUDES NUMÉRIQUES		116
5.1	Validation modèle numérique du mur	116
5.2	Études paramétriques	122
5.2.1	Mur de soutènement en BA vs BFUP	122
5.2.2	Dosage en fibres	129
5.2.3	Géométrie des contreforts	133
5.2.4	Cas de chargement	138
5.3	Conclusions	146
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		148
6.1	Rappel des objectifs	148
6.2	Conclusions	149
6.2.1	Conception	149

6.2.2	Étude expérimentale	150
6.2.3	Étude numérique	151
6.3	Recommandations	153
6.4	Études complémentaires	154
	BIBLIOGRAPHIE	157
	ANNEXES	161

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Comparaison des critères de conception entre la norme CSA-A23.3 et CSA-S6 pour le dimensionnement d'un mur de soutènement.....	13
Tableau 2.2: Profondeur de compaction à considérer selon l'angle de friction du remblai.....	15
Tableau 2.3: Résumé des critères de conception selon le mode de rupture pour les normes CSA-A23.3 et CSA-S6	24
Tableau 2.4 : Facteur de conséquence pour l'ÉLS et l'ÉLU	25
Tableau 2.5: Coefficient de tenue ϕ selon un niveau de connaissance du sol typique (CSA-S6, 2014)	25
Tableau 3.1: Propriétés de conception pour les armatures et le BFUP pour différents dosages en fibres	44
Tableau 3.2: Facteurs de pondération et combinaisons des charges	45
Tableau 3.3: Propriétés des matériaux pour la vérification de la stabilité.....	47
Tableau 3.4: Résultat du calcul des charges et des moments non pondérés pour la vérification de la stabilité	49
Tableau 3.5: Résultats du calcul des facteurs de sécurité pour la vérification de la stabilité aux ÉLU1 et ÉLU2.....	50
Tableau 3.6: Résultats AIS pour le dimensionnement du voile et de la semelle du mur de soutènement pour les combinaisons de charges critiques (ÉLU1 et ÉLS1) selon différents dosages en fibres.....	54
Tableau 3.7: Résultats AIS pour le dimensionnement des contreforts verticaux et horizontaux selon différents dosage en fibres	55
Tableau 3.8: Définition des propriétés de contact dans le modèle numérique	58
Tableau 3.9: Pressions maximales du béton frais et hydrostatiques pour différentes hauteurs de remplissage.....	71
Tableau 3.10: Moment résistant unitaire obtenu avec AIS pour la loi de traction réduite du BFUP à 2% de fibres synthétiques.....	72

Tableau 3.11: Pression admissible sur le panneau en BFUP selon son épaisseur et pour une hauteur de remplissage de béton frais de 3 m.....	74
Tableau 3.12: Pression admissible sur le panneau en BFUP selon son épaisseur et pour une hauteur de remplissage de béton frais de 5 m.....	74
Tableau 3.13: Pression admissible sur le panneau en BFUP selon son épaisseur et pour une hauteur de remplissage de béton frais de 7 m.....	74
Tableau 4.1: Propriétés des fibres métalliques Bekaert (Bekaert, 2019).....	76
Tableau 4.2: Résistance à la compression et module élastique du BFUP mesurés au moment de l'essai (226 jours).....	87
Tableau 4.3: Calcul du coefficient λ pour tenir compte du sciage.....	110
Tableau 4.4: Forces maximales au pic pour les dallettes en flexion 4 points.....	111
Tableau 4.5: Moment résistant des dallettes avec les valeurs expérimentales corrigées	113
Tableau 5.1: Dimensions et propriétés des modèles de mur en BA et en BFUP	125
Tableau 5.2: Comparaison de la quantité de BFUP et d'acier d'armature pour les différents dosages en fibres.....	130
Tableau 5.3: Comparaison du volume de BFUP pour chacune des configurations de contreforts	135

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Exemple de dégradation de murs	2
Figure 1.2: Applications à l'étude dans le projet de recherche	5
Figure 2.1: Différents types de murs de soutènement conventionnels (Gunaratne, 2014).....	11
Figure 2.2: Exemple de murs de soutènement stabilisés mécaniquement (Gunaratne, 2014).....	11
Figure 2.3 : Effets de la compaction du remblai sur un mur de soutènement (CSA-S6, 2014)....	14
Figure 2.4: Condition pour considérer la surcharge appliquée sur le mur.....	15
Figure 2.5: Décomposition du diagramme de pression de remblai et surcharge applicable sur le mur de soutènement	16
Figure 2.6: Prisme des terres lors de la rupture en poussée active selon la théorie de Coulomb ..	19
Figure 2.7: Prisme des terres lors de la rupture en poussée passive selon la théorie de Coulomb	21
Figure 2.8: Pressions des terres en fonction du mouvement du mur par rapport au remblai (CSA-S6, 2006)	22
Figure 2.9: Différents modes de rupture d'instabilité pour un mur de soutènement conventionnel (Gunaratne, 2014)	23
Figure 2.10: Efforts dans un mur de soutènement	26
Figure 2.11: Assemblage du mur préfabriqué en BA	27
Figure 2.12: Mise en place de la semelle préfabriquée du mur de soutènement	28
Figure 2.13: Installation de la section verticale du mur de soutènement	29
Figure 2.14: Exemple d'un mur de soutènement préfabriqué en BFUP: a) Vue de dos; b) Vue de face; c) Vue de profil (Nematollahi et al., 2014b).....	30
Figure 2.15: Réparation d'un coin de mur adjacent aux portes d'écluses de la Voie maritime du Saint-Laurent (Maltais et al., 2018)	31
Figure 2.16: Loi de comportement en traction du BFUP - Adapté de (Naaman, 2007)	34
Figure 2.17: Courbe contrainte-déformation pour comportement en traction de différents types de bétons (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013)	35

Figure 2.18: Méthode de mise en place du BFUP par dépôt de plusieurs couches minces (Markovic, 2006)	36
Figure 2.19: Effet de parois des coffrages sur l'orientation des fibres (Martinie & Roussel, 2011)	37
Figure 2.20: Représentation de l'orientation des fibres lors de la coulée d'une poutre : a) Sens de l'écoulement du béton; b) Visualisation de l'orientation des fibres au Rayon-X (Zhou & Uchida, 2017)	38
Figure 2.21: Visualisation de la distribution des fibres dans une poutre par imagerie rayon-X (Maryamh, 2020)	38
Figure 2.22: Comportement pré-pic et post-pic en traction directe pour différentes orientations théoriques des fibres dans des BFUP (Delsol, 2012)	40
Figure 2.23: Loi de comportement en pré-pic pour des prismes sollicités en traction directe et représentation de la répartition des prismes (Maya Duque & Graybeal, 2017)	41
Figure 3.1: Lois de comportement en traction pour le BFUP	43
Figure 3.2: Lois de comportement réduites en traction pour le BFUP	44
Figure 3.3: Charges applicables pour la combinaison de charge à l'ÉLS1 et l'ÉLU1	46
Figure 3.4: Définition des paramètres du mur de soutènement et dimensions	48
Figure 3.5: Définition des composantes du mur de soutènement en BFUP	51
Figure 3.6: Simplification pour le calcul de l'épaisseur des parois minces du mur	52
Figure 3.7: Section du voile et de la semelle du mur en BFUP	54
Figure 3.8: Propriétés d'adhérence des barres d'armature selon le modèle CEB-FIB 1990.....	57
Figure 3.9: Types de contact entre les différentes surfaces dans le modèle numérique.....	58
Figure 3.10: Vue isométrique du mur complet et du mur simplifié pour la modélisation par éléments finis	59
Figure 3.11: Conditions frontières pour le mur en BFUP dans le modèle numérique	60
Figure 3.12: Détail du maillage du mur en BFUP dans le modèle numérique	61

Figure 3.13: Cas de chargement réel de la norme CSA-S6 (ÉLS1 & ÉLU1) et cas simplifié	62
Figure 3.14: Charge uniforme simplifiée appliquée sur le voile dans le modèle numérique	62
Figure 3.15: Courbe Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour le mur en BFUP sous une charge uniforme	64
Figure 3.16: Vue de profil de la déformée du mur et de la fissuration pour le modèle numérique (filtre de fissures = 0,1 mm)	65
Figure 3.17: Contraintes dans les barres d'armatures au pic pour le modèle numérique	66
Figure 3.18: Loi de comportement en traction directe d'un BFUP à 2% de fibres synthétiques ...	67
Figure 3.19: Étapes de mise en place d'un panneau de réparation préfabriqué en BFUP	69
Figure 4.1: Vue d'ensemble des malaxeurs.....	77
Figure 4.2: Position du mur lors du remplissage en usine	77
Figure 4.3: Mur de soutènement en BFUP après le démoulage.....	78
Figure 4.4: Coffrage du panneau en BFUP sur une table inclinable	79
Figure 4.5: Mise en place du BFUP dans le coffrage du panneau mince.....	80
Figure 4.6: Moules en os en attente avant le remplissage avec le BFUP	81
Figure 4.7: Spécimens de caractérisation après le démoulage.....	81
Figure 4.8: Vue de profil du montage en laboratoire pour l'essai de flexion sur le mur	82
Figure 4.9: Contrepoids au sous-sol pour supporter le poids du vérin.....	83
Figure 4.10: Dalle de retenue à l'avant du mur de soutènement	84
Figure 4.11: Système de fixation de la semelle contre le renversement.....	85
Figure 4.12: Vue aérienne du montage lors de l'essai sur le mur.....	85
Figure 4.13: Courbe Contrainte-Déformation des barres d'armature 25M-400W en traction directe	86
Figure 4.14: Essai de traction directe sur les spécimens en forme d'os.....	88

Figure 4.15: Loi de comportement en traction directe du BFUP-3% mesurée au moment de l'essai sur mur de soutènement (234 jours)	89
Figure 4.16: Endommagement au droit des contreforts du mur à la suite du chargement accidentel	90
Figure 4.17: Plan d'instrumentation pour l'essai de chargement sur le mur	91
Figure 4.18: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche à mi-hauteur du mur	93
Figure 4.19: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche dans le haut du mur	93
Figure 4.20: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche au quart de la hauteur du mur.....	94
Figure 4.21: Courbe Moment-Ouverture de fissures pour le mur testé au laboratoire	95
Figure 4.22: Endommagement final à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux	96
Figure 4.23: Courbe Moment-Déformation dans les barres d'armature verticales.....	97
Figure 4.24: Champs de déformation dans la direction principale sur les faces extérieures des contreforts	99
Figure 4.25: Prélèvement de dallettes dans le panneau mince en BFUP	102
Figure 4.26: Montage expérimental de l'essai de flexion 4 points sur dallettes 100 x 400 x 40 mm	103
Figure 4.27: Localisation et identification des dallettes dans le panneau en BFUP	104
Figure 4.28: Courbe Force-Déplacement à mi-portée pour les dallettes en flexion 4 points	105
Figure 4.29: Fissuration des dallettes à la fin des essais de flexion	106
Figure 4.30: Section d'une dallette prélevée par sciage dans le panneau en BFUP	109
Figure 4.31: Courbe Force-Déplacement à mi-portée pour les dallettes en flexion 4 points considérant la correction λ pour le sciage.....	111
Figure 4.32: Calcul du moment maximal à mi-portée pour une dallette en flexion 4 points	112
Figure 5.1: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche à mi-hauteur du mur	117
Figure 5.2: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche dans le haut du mur	118

Figure 5.3: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche au quart de la hauteur du mur	118
Figure 5.4: Courbe Moment-Ouverture de fissures pour le mur testé au laboratoire et les modèles numériques	119
Figure 5.5: Courbe Moment-Déformation dans les barres d'armature verticales.....	120
Figure 5.6: Comparaison de l'endommagement en post-pic à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux pour le mur expérimental et le modèle numérique	121
Figure 5.7: Sections transversales des modèles en BA et en BFUP.....	123
Figure 5.8: Vue tridimensionnelle des modèles numériques en BA et en BFUP	123
Figure 5.9: Vue isométrique des modèles numériques en BA et en BFUP	126
Figure 5.10: Courbes Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour les modèles en BA et en BFUP	127
Figure 5.11: Vue de profil de la déformation et de la fissuration au pic pour les modèles en BA et en BFUP	128
Figure 5.12: Courbes Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour différents dosages en fibres	131
Figure 5.13: Vue de profil de la déformation et de la fissuration au pic pour les murs avec différents dosages en fibres.....	132
Figure 5.14: Vue de profil des différentes configurations de contreforts pour le mur en BFUP.	134
Figure 5.15: Courbes Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour les différentes géométries de contreforts	136
Figure 5.16: Vue de profil de la déformation (échelle x10) et de la fissuration au pic (filtre de 0,1 mm) pour les murs avec différentes géométries de contreforts.....	137
Figure 5.17: Cas de chargement étudiés dans le modèle numérique.....	139
Figure 5.18: Courbe Moment-Flèche dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour les différents cas de chargement	140
Figure 5.19: Vue de profil de la déformée et de la fissuration des murs pour différents cas de chargement	141

Figure 5.20: Contraintes dans les barres d'armature verticales au pic pour les trois cas de chargement	142
Figure 5.21: Courbe Pression-Flèche pour le mur complet non-linéaire et le voile non-linéaire	143
Figure 5.22: Vue de profil et de haut de la déformée et de la fissuration au pic pour les deux modèles numériques	145
Figure B.1: Coffrage pour le mur de soutènement en BFUP	167
Figure B.2: Remplissage du mur de soutènement	168

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AIS	Analyse Inélastique des Sections
ATENA	Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis
BA	Béton Armé
BFUP	Béton Fibré à Ultra-haute Performance
BHP	Béton à Haute Performance
BO	Béton Ordinaire
BRF	Bétons Renforcés de Fibres
CNBC	Code National du Bâtiment Canadien
CSA	Canadian Standard Association
DIC	Dispositif de corrélation d'images
E / L	Rapport Eau / Liant
ÉLS	État Limite de Service
ÉLU	État Limite d'Utilisation
PL	Potentiomètre Linéaire
RAG	Réaction Alcalis-Granulats
S6	Code canadien sur le calcul des ponts routiers
SLS	Service Limit State
UHPC	Ultrahigh-Performance fiber-reinforced Concrete
ULS	Ultimate Limit State

LISTE DES SYMBOLES

α_f	Ratio l_f / d_f
α_D	Coefficient de majoration de la charge morte
α_L	Coefficient de majoration de la charge vive
c_r	Épaisseur de recouvrement des barres d'armature
d_f	Diamètre des fibres
D	Charge morte
E	Charge due à la pression des terres
E_c	Module d'élasticité du béton
E_f	Module d'élasticité des fibres
E_s	Module d'élasticité de l'acier
EQ	Charge sismique
ε_{tu}	Déformation du béton à l'ultime (pic)
f'_c	Résistance à la compression du béton
f'_t	Résistance à la traction du béton
f_y	Limite élastique de l'acier
K_0	Coefficient de frottement des terres au repos
K_a	Coefficient de frottement des terres en condition active
K_p	Coefficient de frottement des terres en condition passive
L	Charge vive de camion
l_f	Longueur des fibres
p_h	Pression latérale
σ_{fu}	Résistance en traction des fibres
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton

ϕ_s Coefficient de tenue de l'acier

γ_c Poids volumique du béton

γ_s Poids volumique du sol

LISTE DES ANNEXES

Annexe A PLAN DE CONSTRUCTION	161
Annexe B FABRICATION DES SPÉCIMENS	167
Annexe C MONTAGE EXPÉRIMENTAL.....	170

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

Les ouvrages en béton tels que les ponts ou les murs de soutènement aux approches de passages supérieurs sont exposés aux intempéries. Plus particulièrement au Québec ou au Canada, ces ouvrages font face à des problèmes de durabilité en raison de leur exposition aux conditions hivernales rigoureuses. Parmi celles-ci, il faut notamment inclure les nombreux cycles de gel-dégel qui peuvent causer, à long terme, une fissuration massique ou de surface du béton. De plus, l'utilisation des sels de dé verglaçage l'hiver provoque très fréquemment la dépassivation des armatures et initie leur corrosion. La présence d'une forte concentration de CO₂ due à la densité du trafic en zone urbaine peut aussi initier la corrosion des barres et ainsi détériorer les structures en béton armé (BA), bien que ce processus soit beaucoup plus lent qu'en présence de chlorures. Un exemple de mur endommagé par la corrosion des armatures et faisant l'objet d'une réparation partielle par la Ville de Montréal est illustré à la Figure 1.1a. La proximité du mur avec les voies de circulation le rend vulnérable aux dégradations causées par les chlorures, en raison des éclaboussures des véhicules et du brouillard salin.

En plus des murs de soutènement en zone urbaine sur le réseau routier, certaines parois verticales de canal ou de quais industriels portuaires font face à des problèmes de durabilité (Maltais, Petrov & Thibault, 2018). D'une part, ces derniers sont parfois en contact permanent avec l'eau saline qui favorise la détérioration par gel-dégel, la corrosion des armatures et les réactions sulfatiques. D'autre part, ils subissent des impacts significatifs en raison des navires. Un exemple de ces dégradations sur des parois verticales de canal est montré à la Figure 1.1b.



a) Passage inférieur en zone urbaine

b) Canal de la Voie Maritime du St-Laurent

Figure 1.1: Exemple de dégradation de murs

Les problèmes de durabilité observés sur les différents types de murs mènent souvent à des travaux de réparations partielles ou complètes au cours de leur vie utile. Toutefois, la longue saison hivernale au Québec fait en sorte que la période de réparation est réduite, il y a donc intérêt à accélérer les travaux de réparation. Les méthodes de réparations habituelles nécessitent généralement de couler en place un nouveau béton pour remplacer le béton existant endommagé. Le premier inconvénient avec cette méthode de réparation est que la mise en place nécessite l'érection de coffrages qui est longue et coûteuse. En effet, les travaux de coffrages pour un mur représentent plus de 50% des coûts reliés à la réparation (Hanna, 1999). Une solution de réparation adaptée au contexte est l'utilisation d'éléments préfabriqués pour la réfection ou le remplacement de murs en BA détériorés. Elle permet non seulement de gagner du temps en chantier, mais réduit également les coûts associés à la mise en place des coffrages. Également, les travaux de réparation requièrent souvent la fermeture d'une ou de plusieurs voies de circulation pour une période prolongée, ce qui a un impact économique significatif. En effet, près de 30% des coûts de construction en milieu urbain proviennent de la fermeture et de la gestion de la circulation entravée (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013). La préfabrication permet d'assurer la qualité de l'élément, car ils sont fabriqués dans un environnement favorable et contrôlé. Puisqu'ils sont fabriqués en usine et acheminés au chantier directement, il ne reste plus qu'à les installer, ce qui implique une économie de temps par rapport à un ouvrage en béton conventionnel qui doit être fabriqué sur le chantier directement.

Le second inconvénient des méthodes de réparation habituelles en béton armé est que leur durée de vie est limitée, soit de 5 à 10 ans pour 50% d'entre elles (Tilly & Jacobs, 2010). Compte tenu de cette statistique, l'idée de développer des murs de soutènement préfabriqués et des panneaux de réparation en bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) a émergée. L'intérêt principal d'utiliser des BFUP est le contrôle de la fissuration. En effet, les fissures qui se développent dans ce matériau sont plus fines, ce qui le rend beaucoup moins perméable, moins vulnérable aux agents agressifs et donc plus durable (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013). De plus, lorsque les propriétés des BFUP sont bien exploitées en conception, elles permettent de réduire la quantité d'armature et le volume total de béton pour un élément structural ayant un niveau de performance mécanique égal ou supérieur. La diminution de la quantité de matériau et la prolongation de la durée de vie utile par l'utilisation des BFUP permettent de réduire l'empreinte environnementale des réparations (Nematollahi, Voo & Saifulnaz M. R., 2014a).

L'utilisation du BFUP est assez documentée pour des éléments structuraux comme les dalles de ponts, les joints de connexion, les parapets, les colonnes et les poutres (Lachance, 2015), (Verger-Leboeuf, 2016), (Thiaw, 2014), (Duchesneau, 2010), (Darveau, 2019). Cependant, très peu de chercheurs se sont intéressés à l'utilisation du BFUP pour des murs de soutènement. C'est dans cette optique qu'il a été décidé d'aborder le sujet des murs de soutènement conçus avec un matériau plus performant. L'idée est de proposer une solution plus durable et mieux adaptée aux contextes climatiques rigoureux.

1.2 Objectifs et portée du projet

L'objectif de ce projet est de proposer un nouveau concept de mur qui permet de réduire le coût sur le cycle de vie des murs de soutènement, autant pour les nouvelles constructions que pour les réparations. Ce nouveau concept du mur représente une solution plus durable avec l'usage de BFUP, et elle peut être exécutée dans un intervalle de temps plus court avec l'utilisation de la préfabrication. Le projet de recherche a été scindé en deux volets afin de répondre à deux besoins spécifiques des partenaires industriels du projet, soit la Ville de Montréal et la Voie Maritime du St-Laurent. Le premier volet concerne le développement d'un mur de soutènement entièrement préfabriqué en BFUP, lequel est illustré de manière schématique à la Figure 1.2a. Plusieurs applications sont possibles pour ces murs, comme pour une nouvelle construction routière ou un

remplacement, un aménagement urbain ou un canal de drainage. Le deuxième volet découle du besoin de réparer un mur existant sans le remplacer.

Bien que ce projet de recherche comporte deux volets, ces derniers partagent les mêmes objectifs globaux :

1. Accélérer les travaux de construction ou de réparation de murs en BA avec la préfabrication
2. Améliorer la durabilité des ouvrages avec l'utilisation du BFUP en remplacement du BA
3. Fournir un produit de grande qualité architecturale pouvant être utilisé en milieu urbain

Les objectifs du volet 1 de recherche sur les murs de soutènement préfabriqués en BFUP sont :

1. Concevoir un mur en BFUP ayant une résistance structurale et une durabilité équivalente ou supérieure à un mur conventionnel en BA
2. Minimiser la quantité de matériau et le poids du mur pour le transport
3. Évaluer en laboratoire la performance mécanique du mur pour confirmer la validité du concept développé

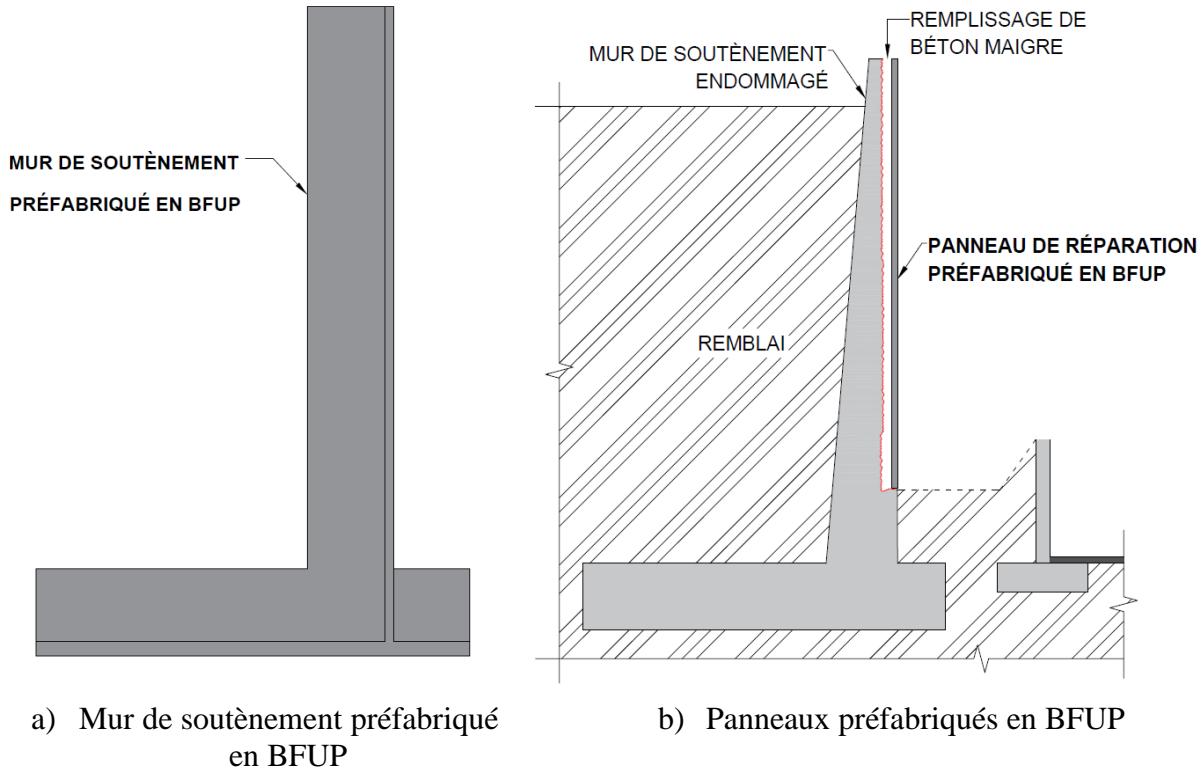


Figure 1.2: Applications à l'étude dans le projet de recherche

Les objectifs spécifiques du volet 2 de recherche sur les panneaux de réparation préfabriqués en BFUP sont :

1. Concevoir des panneaux en BFUP comme coffrages perdus pour accélérer les travaux de réparation des murs en béton armé
2. Développer un concept d'installation minimisant les trous d'ancrage et procurant une étanchéité entre les panneaux
3. Évaluer en laboratoire la performance mécanique des panneaux en BFUP

Il est important de mentionner qu'en raison des retards occasionnés par la pandémie et de la fermeture de l'usine Bétons Génial, les objectifs 2 et 3 du volet 2 de recherche n'ont pas pu être complétés.

1.3 Méthodologie

La méthodologie du projet requiert trois phases de travail distinctes, soit la conception, les travaux en laboratoire et une étude analytique. Les trois phases de travail ont été complétées pour le volet 1 de recherche sur le développement de mur préfabriqué en BFUP. Toutefois, seule la phase de conception a été complétée pour le volet 2 de recherche sur le développement de panneaux de réparation préfabriqués en BFUP. Les deux phases non complétées pourront être réalisées ultérieurement dans le cadre des activités du projet industriel de recherche.

La première phase consiste en la conception du mur de soutènement par une approche progressive, c'est-à-dire qu'elle a débuté avec des calculs manuels simples pour cheminer vers des calculs numériques afin de raffiner la conception. La deuxième phase du projet consiste en une étude expérimentale, soit la fabrication du mur en usine et les essais de chargement au laboratoire. Finalement, la troisième phase correspond à l'étude analytique, où des analyses par éléments finis sont réalisées sur modèles numériques. Les trois phases du projet sont décrites plus en détails dans les sous-sections qui suivent.

1.3.1 Phase de conception

Pour le volet 1 de recherche, la phase de conception du mur de soutènement a été abordée avec une approche progressive. Puisque la conception d'un tel mur est un processus itératif, un outil de calcul Excel a été adapté pour déterminer la géométrie du mur en fonction des différents cas de chargement applicables. En premier lieu, les dimensions géométriques préliminaires du mur ont été fixées selon des règles d'usage. Le type de mur de soutènement qui a été choisi est un mur en porte-à-faux avec contreforts, comme montré à la Figure 1.2a. De plus, le voile et la semelle sont conçus avec des parois minces. Ce type de mur a été retenu dans le but de minimiser la quantité du BFUP requis pour la fabrication. Ensuite, la stabilité du mur a été vérifiée sous les conditions de chargement de la norme CSA-S6 2019. Puis, des calculs sectionnels avec l'aide du logiciel d'Analyse *Inélastique des Sections* (AIS) ont été effectués pour vérifier la flexion locale des parois minces du mur, ainsi que pour déterminer la profondeur des contreforts et la quantité d'armature requise pour résister à la flexion globale du mur. Finalement, un modèle 3D par éléments finis (ÉF) a été complété pour vérifier le comportement global du mur et valider la conception préliminaire.

Pour le volet 2 de recherche, la conception des panneaux de réparation en BFUP a entièrement été réalisée avec AIS. Effectivement, la capacité en flexion a été évaluée pour différentes épaisseurs de panneaux. Ensuite, à partir de ces résultats, des abaques ont été préparés montrant la pression admissible selon l'épaisseur et l'espacement des appuis.

1.3.2 Phase expérimentale

La phase expérimentale du projet a mené à la production d'un mur de soutènement en BFUP de taille réelle et d'un panneau mince correspondant au voile du mur à l'usine Bétons Génial. Les spécimens ont ensuite été transportés au laboratoire de Structures de Polytechnique pour réaliser des essais de chargement. Le mur de soutènement a été ancré dans la dalle du laboratoire afin d'empêcher tout mouvement de soulèvement ou de glissement pendant le chargement transversal appliqué par un vérin hydraulique à mi-hauteur du mur. Le panneau mince a été scié au laboratoire pour prélever 12 spécimens de 100 x 400 mm, soit six spécimens dans la direction longitudinale du panneau et six autres dans la direction transversale. Ces petits spécimens ont été soumis à des essais de flexion quatre points pour vérifier la résistance en flexion locale de la paroi mince du voile, la méthode de mise en place du BFUP et l'influence de l'orientation des fibres.

1.3.3 Phase analytique

La phase analytique avait pour objectif la comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats des modèles numériques. Puisque la modélisation par éléments finis du mur a été basée initialement sur des lois de comportement théoriques, ces paramètres ont été ajustés avec les lois de comportement mesurées sur les spécimens de caractérisation du BFUP produit. D'autres paramètres comme le maillage ou les conditions frontières ont été ajustés en fonction des conditions réelles en laboratoire. Ces ajustements ont permis de vérifier la fiabilité du modèle et d'apporter des ajustements afin de procéder à des études paramétriques. Ces études ont démontré l'impact de la géométrie du mur, de la quantité de fibres dans le BFUP et des conditions de chargement.

1.4 Organisation du mémoire

Le mémoire est composé de six chapitres. Le Chapitre 1 a introduit le sujet de recherche et présenté les objectifs. Le Chapitre 2 présente une revue de littérature qui traite des sujets pertinents au projet. Le Chapitre 3 porte sur la première phase du projet, soit la phase de conception des éléments

structuraux. Ensuite, le Chapitre 4 est consacré à la phase expérimentale et une analyse des résultats est présentée. Le Chapitre 5 porte sur les études paramétriques réalisées avec le logiciel par éléments finis ATENA. Finalement, les conclusions du projet et les recommandations sont présentées au Chapitre 6.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Le Chapitre 2 consiste en une revue de documentation qui fait l'état des connaissances sur les murs de soutènement et de l'utilisation des BFUP. Premièrement, un portrait des différents types de murs de soutènement selon leurs avantages, leurs inconvénients et leurs types d'application est dressé à la Section 2.1. Deuxièmement, les principes de calcul et de conception des murs de soutènement sont discutés à la Section 2.2. Ensuite, la Section 2.3 présente quelques exemples d'application de murs de soutènement préfabriqués. Finalement, la Section 2.4 permet au lecteur de bien comprendre en quoi consiste les BFUP et présente leurs principales caractéristiques.

2.1 Types de murs de soutènement

Les murs de soutènement ont pour fonction de retenir des masses de sol. Il peut s'agir de remblais de terre, de charbon, des amas ou même de l'eau. En général, le mur permet de créer une séparation entre deux élévations différentes. La stabilité d'un mur de soutènement est assurée par son poids propre et par le remblai qu'il supporte. Les murs de soutènement étaient autrefois conçus en maçonnerie de pierre. Depuis la fin du XIX siècle, ils sont fabriqués en béton, armé ou non (Paultre, 2017). Il existe plusieurs types de murs de soutènement : les murs poids, en porte-à-faux (cantilever), avec contreforts, ou encore les murs renforcés mécaniquement. Ceux-ci sont présentés à la Figure 2.1 et à la Figure 2.2. Les caractéristiques de chacun sont discutées dans la suite.

Les *murs poids* sont caractérisés par une structure massive. En effet, la stabilité de ce genre de mur est entièrement assurée par le poids propre de la structure. Des barres d'armature sont requises pour contrôler la fissuration due aux variations de température, notamment en raison de la grande quantité de béton et de l'important dégagement de chaleur lors de la réaction d'hydratation. Ces murs sont toutefois vulnérables aux tassements différentiels étant donné leur poids important. De plus, ce type de mur n'est pas économique pour de grandes hauteurs.

Les *murs en porte-à-faux* sont moins massifs que les murs poids. Ce type de mur est composé d'un voile (paroi verticale) et d'une semelle, avec ou sans pince (portion avant de la semelle). La stabilité du mur est à la fois assurée par son poids propre ainsi que par le remblai qu'il supporte derrière lui. Ainsi, la géométrie du mur est directement liée à sa stabilité. Également, un renforcement structural avec des barres d'armature est requis pour reprendre les efforts internes. Ces murs sont assez

communs en zone urbaine où le manque d'espace est un enjeu. De plus, ils sont assez économiques lorsque la longueur est d'au moins 20 m et pour des hauteurs allant jusqu'à 8 m (Das, 2007).

Un *mur avec contreforts* présente sensiblement les mêmes caractéristiques qu'un mur en porte-à-faux, mais il possède des renforts espacés uniformément sur la longueur du mur, du côté du remblai. Lorsque les renforts sont positionnés du côté opposé au remblai, la terminologie change pour *mur à éperons*. Les renforts permettent de reprendre les efforts de flexion ; ils sont sollicités en traction dans le cas d'un mur à contreforts, alors qu'ils sont sollicités en compression dans le cas d'un mur à éperons. Les renforts permettent ainsi d'obtenir une paroi verticale plus mince tout en évitant les déflexions excessives (Bowles, 1996). Tout comme les murs en porte-à-faux, ceux-ci peuvent être coulés en place ou préfabriqués, ce qui accélère la réalisation des travaux de construction. Des exemples de mur de soutènement avec contreforts sont présentés aux Sections 2.3.1 et 2.3.2.

En plus des trois murs de soutènement conventionnels mentionnés ci-haut, il existe également des *murs stabilisés mécaniquement*. Dans ce type de mur, les ancrages, souvent composés de languettes métalliques ondulées ou rugueuses, sont enfouis dans le sol derrière le mur et permettent de développer des forces de friction qui contrebalancent la poussée latérale du remblai. Autrement dit, ces ancrages renforcent le remblai et créent une masse monolithique qui stabilise le mur. Ces murs ont l'avantage d'être plutôt minces, économiques et rapides à mettre en place. Toutefois, la stabilité du mur repose entièrement sur l'intégrité des ancrages et de ses attaches au droit du mur. Il est donc difficile de vérifier l'intégrité et la sécurité de ces ancrages, par exemple s'ils ont subi la corrosion ou autre mécanisme de détérioration, puisqu'ils sont enfouis dans le remblai. La Figure 2.1 et la Figure 2.2 montrent respectivement des exemples de murs conventionnels et de murs renforcés mécaniquement.

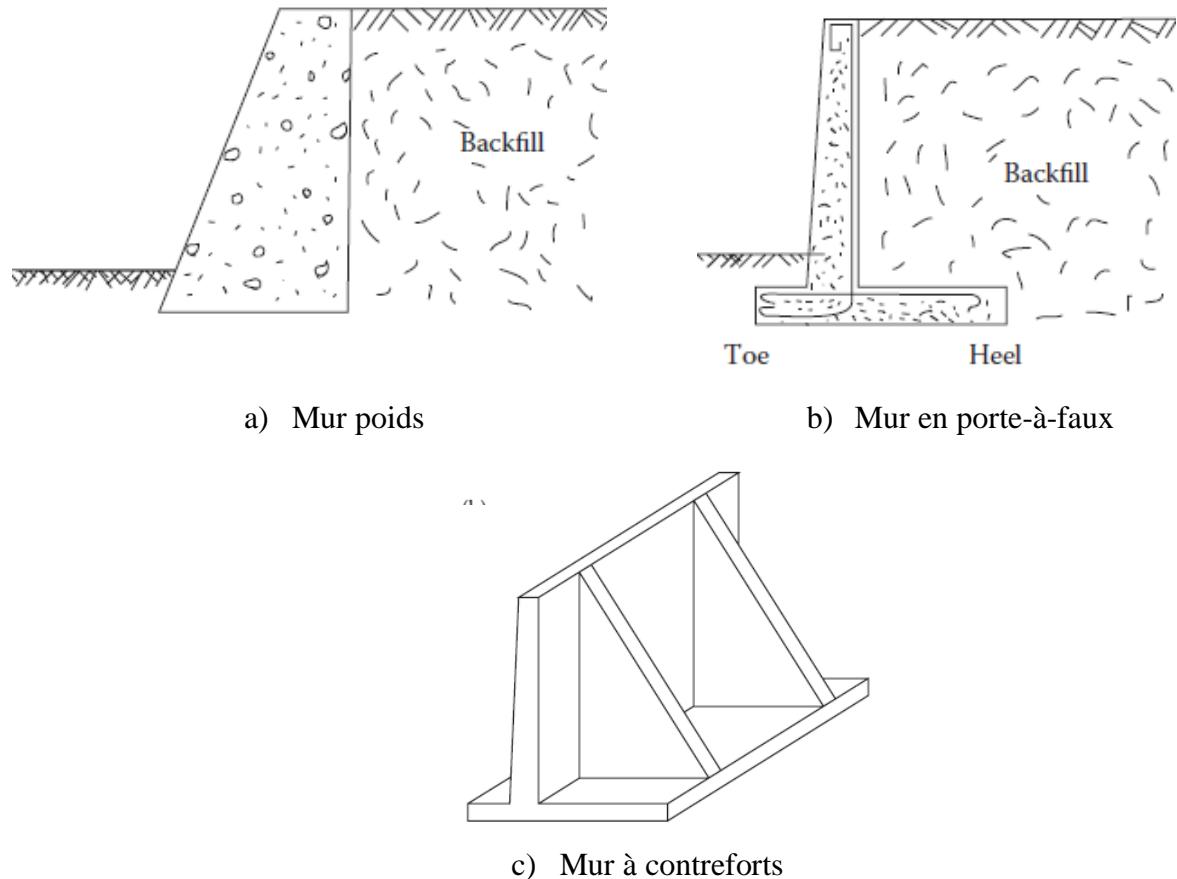


Figure 2.1: Différents types de murs de soutènement conventionnels (Gunaratne, 2014)

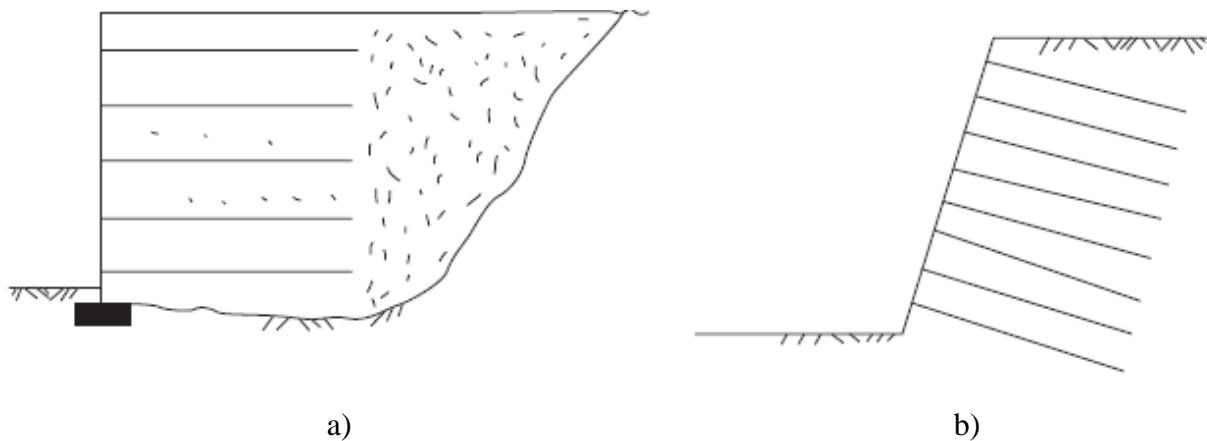


Figure 2.2: Exemple de murs de soutènement stabilisés mécaniquement (Gunaratne, 2014)

La sous-section suivante montre les principaux aspects à considérer lors de la conception d'un mur de soutènement conventionnel.

2.2 Principes de conception des murs de soutènement

Le dimensionnement des murs est un processus itératif qui inclut l'analyse de la stabilité et du comportement structural. La modification de la géométrie du mur influence à la fois les charges qui sont appliquées sur ce dernier, la résistance structurale, ainsi que la stabilité du mur. Il est donc important de vérifier simultanément ces aspects. Les sous-sections qui suivent présentent les codes et normes applicables pour la conception d'un mur de soutènement, les principes de calcul des charges, puis les façons de vérifier la stabilité, la résistance structurale et les aspects de durabilité.

2.2.1 Codes et normes applicables

La conception des murs de soutènement est régie par le code CSA-S6 ou CSA-A23.3, selon le type d'application. Dans le cas de murs de soutènement aux approches des passages inférieurs, le code CSA-S6 s'applique pour le dimensionnement. Les deux chapitres de référence pour la conception de murs de soutènement sont les chapitres 4 et 6. Le chapitre 6 fait directement référence aux systèmes géotechniques et éléments de fondation, lequel renvoie au chapitre 4 pour les aspects de conception parasismique. Pour ce qui est de la norme CSA-A23.3, le chapitre 15 fait référence à la conception des murs de soutènement. Il est à noter que le calcul des charges dans cette norme renvoie au Code National du Bâtiment Canadien (CNBC) et les critères de stabilité renvoient au Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations. Dans les deux cas, le dimensionnement doit respecter les critères aux états limites ultimes (ÉLU) et aux états limites de services (ÉLS). Bien que les principes de calculs soient les mêmes, les exigences et les critères de conception varient entre les deux normes. La comparaison de ces critères pour les deux normes est présentée dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1: Comparaison des critères de conception entre la norme CSA-A23.3 et CSA-S6 pour le dimensionnement d'un mur de soutènement

Critère	CSA-A23.3	CSA-S6
α_D	1,25	1,1 → Élément préfabriqué 1,2 → béton coulé en place
α_L	1,5	1,7
ϕ_s	0,85	0,9
ϕ_c	0,65	0,75
c_r (mm)	75	70
$FS_{renversement}$	2,0	1,0
$FS_{glissement}$	2,0 (avec effet de butée) 1,5 (sans effet de butée)	1,0
$FS_{capacité portante}$	3,0	1,0

Dans la norme CSA-S6, les critères de stabilité (renversement, glissement et capacité portante) sont calculés avec les charges pondérées, pour chacun des états limites considérés (ÉLU et ÉLS). Les facteurs de sécurité calculés (FS) sont comparés à l'unité, car ils sont intégrés dans les coefficients de pondérations des charges. Contrairement à la norme CSA-S6, la norme CSA-A23.3 (laquelle renvoie au CNBC) suggère de calculer les FS pour évaluer les critères de stabilité avec des charges non pondérées, et de les comparer à une valeur de 1,5 ou 2, selon le cas. Toutefois, ces deux méthodes s'avèrent équivalentes ou permettent d'obtenir des résultats très similaires.

2.2.2 Calculs des charges

Une des premières étapes pour dimensionner un mur de soutènement est de calculer les charges et d'évaluer les combinaisons de charges critiques. La sous-section suivante montre comment sont calculées les charges applicables à un mur de soutènement.

2.2.2.1 Charges applicables

Puisque la principale fonction d'un mur de soutènement est de soutenir un remblai, il va de soi que le mur est soumis à une charge répartie linéairement due à la *pression des terres*. Cette pression dépend de la nature du remblai, soit sa masse volumique, son angle de friction interne et la hauteur du mur. Elle est calculée selon l'équation 2.6, 2.7 ou 2.10 selon le cas. Ces équations sont présentées à la Section 2.2.2.2. Dans certains cas, une *pression hydrostatique* peut être ajoutée à la pression des terres, en fonction de la hauteur de la nappe phréatique. Cette pression est calculée selon l'équation 2.6, avec le coefficient K_0 pris égal à 1 et $\gamma_s = \gamma_{eau} = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

En plus de la pression latérale exercée par le remblai, la norme CSA-S6 propose de considérer une charge de *compaction* pour le dimensionnement structural du mur. Toutefois, pour le dimensionnement géotechnique (vérification de la stabilité), cette charge peut être omise. La Figure 2.3 et le Tableau 2.2 montrent de quelle façon la charge de compaction doit être appliquée.

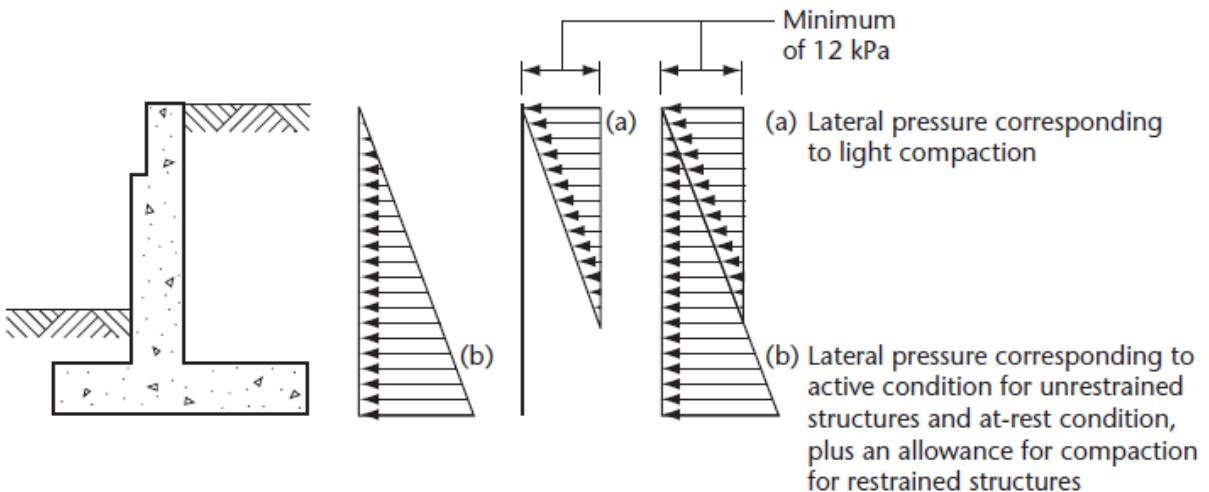


Figure 2.3 : Effets de la compaction du remblai sur un mur de soutènement (CSA-S6, 2014)

Comme illustrée sur la Figure 2.3, la charge de compaction s'applique en considérant une pression de 12 kPa à la surface supérieure du remblai et varie linéairement sur une hauteur de 1,7 ou 2,0 m. La hauteur à considérer est fonction de l'angle de friction interne du remblai, comme il est montré au Tableau 2.2. Pour un angle de friction interne du remblai compris entre 30 et 35°, le diagramme de pression due à la compaction s'applique sur 1,7 m de profondeur, alors que pour un angle de

friction interne supérieur à 35° , le diagramme de pression s'applique sur une plus grande profondeur, soit 2 m.

Tableau 2.2: Profondeur de compaction à considérer selon l'angle de friction du remblai

Coefficient de friction du sol ϕ	Profondeur de compaction (m)
$30^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$	1,7
$\phi > 35^\circ$	2,0

Ensuite, la norme CSA-S6 suggère de considérer une *surcharge* due à la présence de circulation automobile à proximité du remblai qui est retenu par le mur. Cette surcharge doit être considérée si le remblai supporte les charges vives d'une route à une distance depuis la face verticale du mur équivalente à sa hauteur effective (h_e), comme montrée à la Figure 2.4.

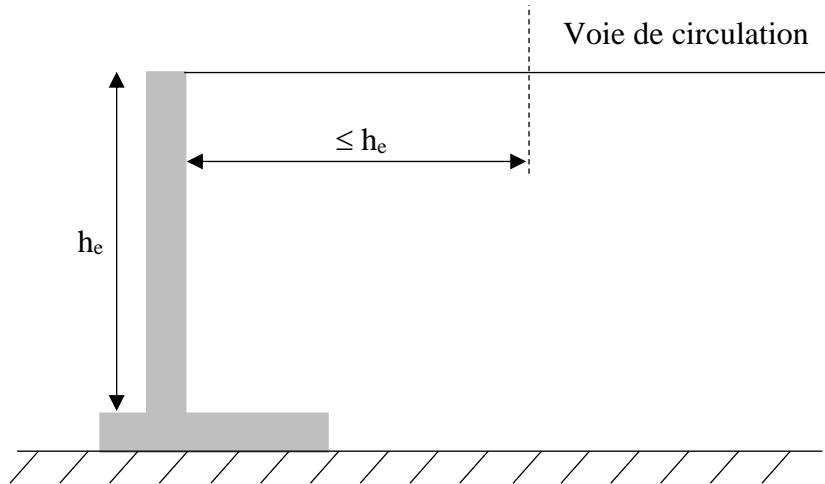


Figure 2.4: Condition pour considérer la surcharge appliquée sur le mur

Lorsque la surcharge s'applique, une hauteur de sol additionnelle d'au moins 0,8 m doit être considérée. Elle peut être décomposée en considérant une pression uniforme sur toute la hauteur du mur, comme illustrée sur la Figure 2.5.

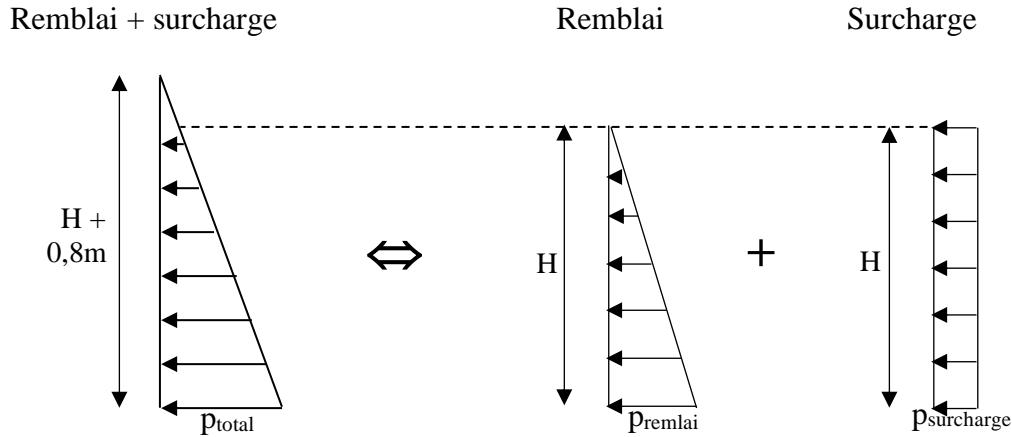


Figure 2.5: Décomposition du diagramme de pression de remblai et surcharge applicable sur le mur de soutènement

La magnitude de la pression de surcharge est calculée selon la relation 2.1.

$$p_L = K_a \gamma_s H \cdot 0.8m \text{ (kPa)} \quad 2.1$$

Les murs de soutènement peuvent également subir des effets dus aux *séismes*. Le mur subit alors une poussée dynamique du remblai. Cette pression est calculée par la méthode Mononobe-Okabe, qui est une extension de la théorie de Coulomb, présentée à la Section 2.2.2.2. Les séismes produisent dans le sol des accélérations verticales et horizontales. Le code propose toutefois de négliger les accélérations verticales lorsque des méthodes simplifiées sont utilisées, comme avec la méthode Mononobe-Okabe. La raison est que cette méthode tend à sur-estimer la poussée active dynamique dans certaines circonstances (Fang, 1995). Ainsi, la force résultante qui est exercée sur le mur en ajoutant la composante dynamique est calculée avec l'équation 2.2.

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} \gamma_s H^2 \quad 2.2$$

où

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2(\theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\beta) \cos(\theta)}} \right)^2} \quad 2.3$$

avec $\theta = \tan^{-1}(k_h)$ 2.4

Le coefficient k_h est calculé avec l'équation 2.5 pour les fondations qui ne sont pas libres de glisser.

$$k_h = F_{AHM} AHM \quad 2.5$$

Le facteur F_{AHM} est un coefficient de modification de l'accélération horizontale en fonction de la classe du sol. Ce coefficient est pris égal à l'unité pour la classe de sol C (sol de référence). Il est inférieur à l'unité pour des classes de sol plus durs (A ou B) et supérieur à l'unité pour des sols plus mous (D, E ou F).

Pour les murs qui ne sont pas libres de glisser, la condition de sol au repos doit être considérée, et le coefficient K_0 remplace K_{ae} dans le calcul de la pression active dynamique. La sous-section suivante présente de manière détaillée la théorie de Coulomb qui mène au calcul des poussées active et passive des terres.

2.2.2.2 Poussée active et passive des terres

Un mur qui retient un sol subit une pression latérale hydrostatique, réduite par un facteur K_0 , soit un coefficient de pression des terres au repos. La pression dépend alors du coefficient K_0 , du poids volumique du sol γ_s et de la hauteur du sol z .

$$p_h = K_0 \gamma_s z \quad 2.6$$

Lorsque cette pression du sol engendre un mouvement du mur, la pression exercée par le sol au repos est réduite. Lorsque le mur se déplace en s'éloignant du remblai, ceci crée une extension du sol et la pression qui est exercée sur le mur se nomme la poussée active. Cette extension provoque un glissement du sol le long d'un plan incliné, tel qu'illustré sur la Figure 2.6. À l'inverse, lorsque le mur se déplace en direction du remblai, la pression exercée sur le mur s'appelle la poussée passive. Ce mouvement de butée crée une compression du sol et cause un glissement de celui-ci vers le haut selon un plan de rupture plus incliné que la poussée active et mobilise donc une plus grande masse de sol. Si un faible déplacement est requis pour mobiliser la poussée active, un déplacement beaucoup plus grand est nécessaire pour développer la poussée passive. Il existe plusieurs théories et méthodes afin de calculer les pressions actives et passives. Parmi celles-ci, les théories de Coulomb et de Rankine, qui font partie des plus anciennes, sont les plus populaires pour le dimensionnement géotechnique.

La théorie de Coulomb, qui a été élaborée en 1773, repose sur les deux principales hypothèses suivantes :

- Les surfaces de rupture du sol sont planes (déformation plane) et passent par le pied du voile;
- Une force de friction se développe entre la face intérieure du voile et le sol, et la force agissant sur le mur a une direction connue. Cela signifie que l'angle de frottement entre le mur et le sol est connu (Silvestri, 2014).

La Figure 2.6 illustre la poussée active des terres, alors que la Figure 2.7 montre l'état de poussée passive.

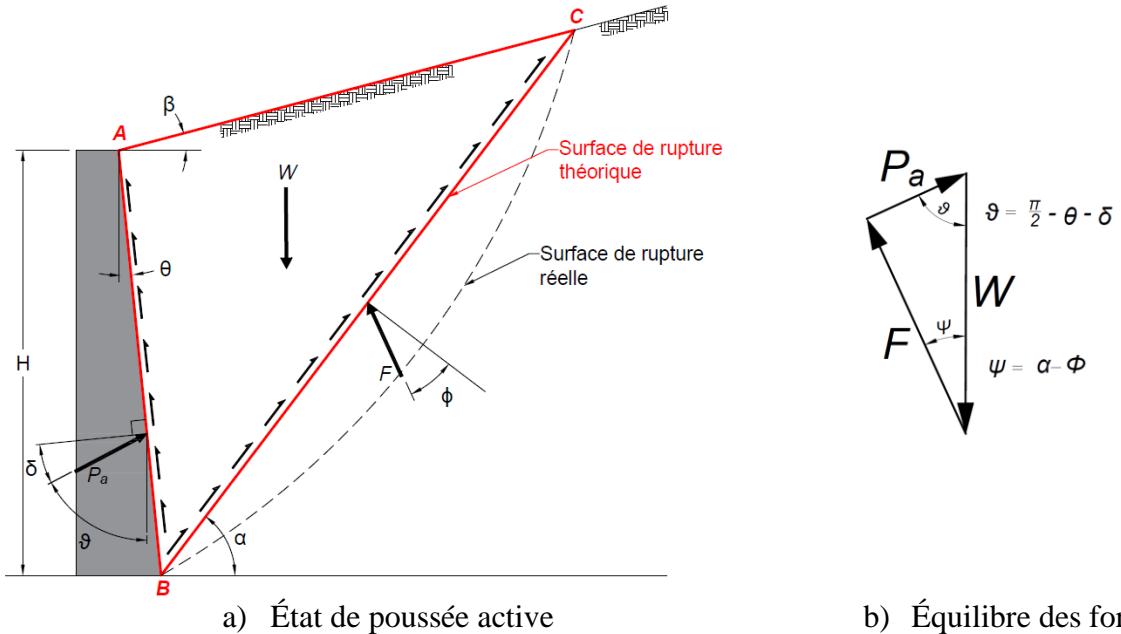


Figure 2.6: Prisme des terres lors de la rupture en poussée active selon la théorie de Coulomb

Le poids du prisme des terres qui est mobilisé lors du mouvement d'extension du sol, formé par le triangle ABC, est dénoté W . Le glissement de cette masse de sol provoque une force de poussée active dénotée P_a , ainsi que des forces de friction le long de la paroi intérieure du mur (segment AB) et le long de la surface de rupture (segment BC). La force F représente la résultante des forces normales et de friction sur le segment BC . En considérant un état d'équilibre statique, les forces forment un polygone, tel qu'illustre à la Figure 2.6b et il est possible de déterminer P_a . La valeur de la pression latérale maximale s'appliquant sur le mur est donnée par la relation 2.7.

$$P_a = K_a \frac{\gamma_s H^2}{2} \quad 2.7$$

Le coefficient de pression actif K_a est déterminé par l'équation 2.8.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad 2.8$$

L'équation 2.8 est fonction de l'angle de frottement interne du sol ϕ , l'angle de la paroi interne du voile par rapport à la verticale θ , l'angle de friction le long de la surface où s'applique la pression δ et l'angle du profil du terrain derrière le mur. Cette équation peut toutefois être simplifiée à l'équation 2.9 dans le cas où la paroi intérieure du mur est verticale ($\theta = 0$), le profil du terrain est horizontal ($\beta = 0$) et lorsque $\delta = \beta$.

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad 2.9$$

La poussée passive mobilise une plus grande masse de sol lors de la rupture, comme l'illustre la Figure 2.7.

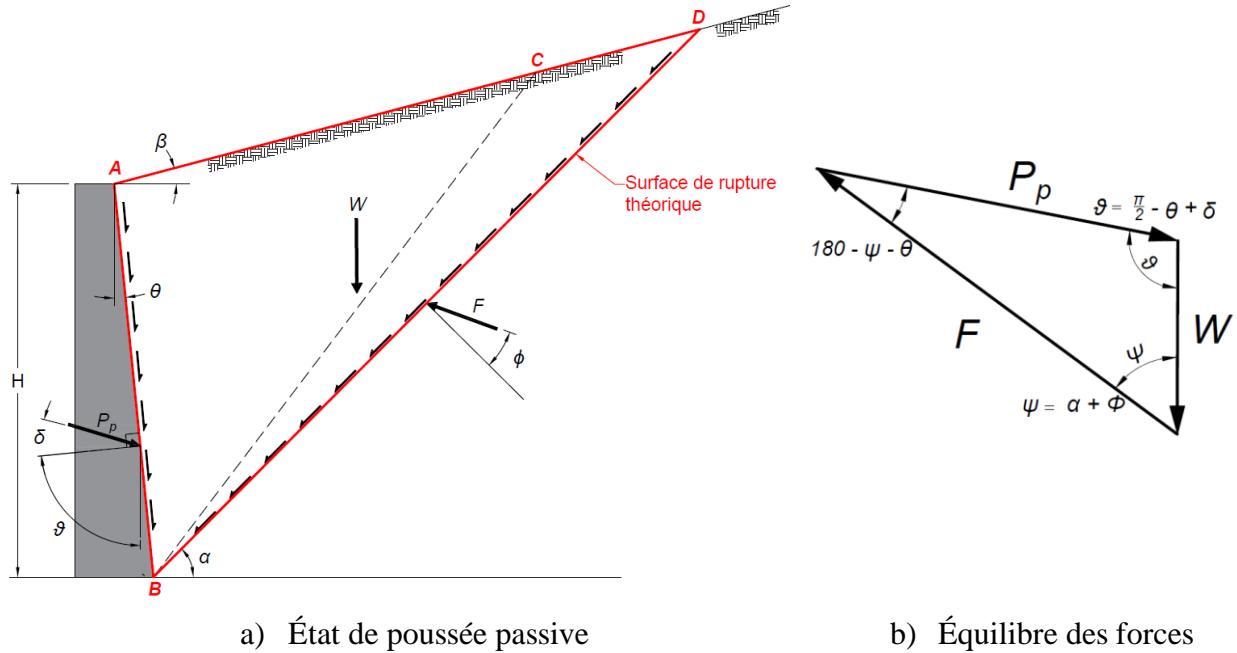


Figure 2.7: Prisme des terres lors de la rupture en poussée passive selon la théorie de Coulomb

Le mouvement du mur en direction du remblai tend à déplacer la masse de sol délimitée par le triangle ABD , lequel est illustré à la Figure 2.7. Le principe de calcul à l'équilibre s'applique de la même façon que dans le cas de la poussée active et l'amplitude de la pression correspond à l'équation 2.10.

$$P_p = K_p \frac{\gamma_s H^2}{2} \quad 2.10$$

Le coefficient de pression passif K_p est déterminé par l'équation 2.11.

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad 2.11$$

Comme pour le cas de la poussée active, l'équation 2.11 peut être simplifiée à l'équation 2.12 dans le cas où $\theta = 0$ lorsque $\delta = \beta = 0$.

$$K_p = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad 2.12$$

Comme il a été mentionné précédemment, un mouvement du mur est requis pour développer les poussées actives et passives. L'amplitude de ces mouvements, qui permet de passer de la condition au repos à la condition de poussée active ou passive, est illustrée à la Figure 2.8. La poussée active nécessite un mouvement du mur de l'ordre de 0,1 à 0,5% de la hauteur du mur, alors que la poussée passive nécessite un déplacement de l'ordre de 1 à 5%. La condition au repos, dénoté K_0 , représente la condition intermédiaire, où il n'y a aucun mouvement du mur. On remarque également que la pression est réduite de moitié environ lorsque la condition au repos passe à la condition de poussée active.

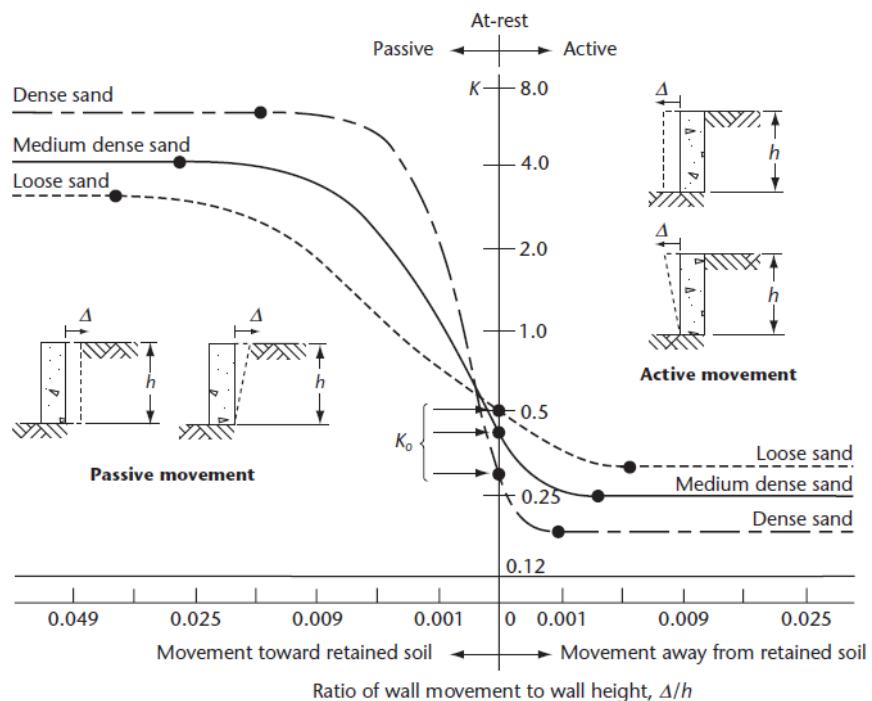


Figure 2.8: Pressions des terres en fonction du mouvement du mur par rapport au remblai (CSA-S6, 2006)

2.2.3 Vérification de la stabilité

Les premières analyses à effectuer lors de la conception d'un mur de soutènement consistent en la vérification de la stabilité du mur contre le renversement, le glissement, la capacité portante, ainsi que la rupture du sol porteur. Ces quatre mécanismes de rupture sont montrés à la Figure 2.9.

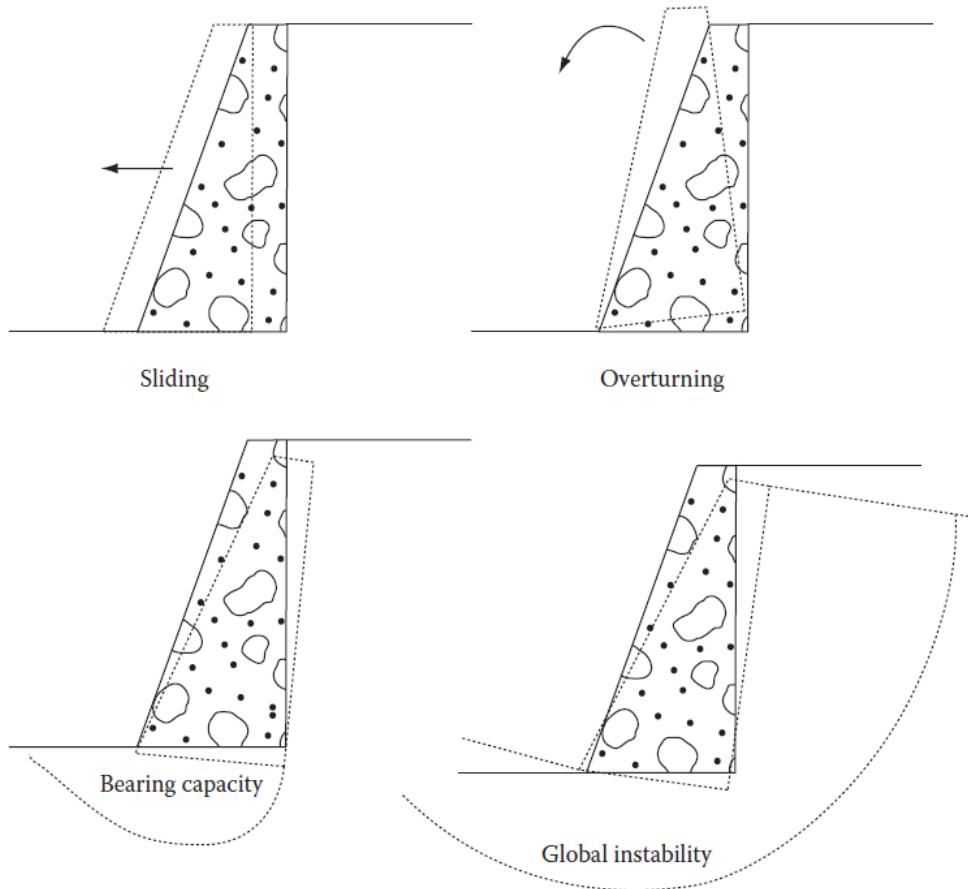


Figure 2.9: Différents modes de rupture d'instabilité pour un mur de soutènement conventionnel

(Gunaratne, 2014)

Dans le premier mode de rupture, la poussée latérale du sol est suffisamment grande pour créer un glissement de l'ensemble du mur. Les forces qui résistent à ce mode d'instabilité sont les forces de friction à l'interface de la semelle et du sol porteur, ainsi que les forces de butées à l'avant du mur, lorsque celles-ci sont considérées. Il est toutefois conservateur de négliger les forces de butées, puisque celles-ci ne s'appliquent plus dans le cas où il y a des travaux d'excavation à l'avant du

mur pendant sa durée de vie utile. Dans ce cas, seulement les forces de friction sont considérées pour résister au glissement. Dans le deuxième mode de rupture, les forces latérales agissant sur le mur de soutènement sont telles que le mur tend à se renverser. Les forces qui résistent à l'effet de renversement sont celles provenant du poids propre du mur, ainsi que la masse de sol au-dessus du talon de la semelle, dans le cas d'un mur de soutènement *cantilever*. Le troisième mode d'instabilité provient d'une capacité portante du sol de fondation qui est insuffisante, où le sol subit une déformation et résulte en un mouvement du mur. Le dernier mode de rupture consiste en une instabilité globale du système de retenue du sol qui cause un mouvement de rotation du mur. Cela se produit lorsqu'une rupture dans le sol lui-même survient avant d'atteindre la capacité structurale du mur ou l'un des trois autres modes d'instabilité précédemment discutés.

Le Tableau 2.3 résume les critères de conception à vérifier pour les normes CSA-A23.3 et CSA-S6 selon les principaux modes d'instabilité. La norme CSA-A23.3 suggère de vérifier le glissement et le renversement avec des charges non pondérées et de comparer à un facteur de sécurité supérieur à 1,5 ou 2, selon le cas. La capacité portante est également vérifiée avec des charges non pondérées et comparée à la résistante géotechnique admissible du sol porteur. Dans le cas de la norme CSA-S6, les charges qui résistent aux modes d'instabilité R sont multipliées par un coefficient de tenue des matériaux ϕ et par un facteur de conséquence ψ , lesquels sont présentés au Tableau 2.4 et au Tableau 2.5 respectivement. Les charges qui causent l'instabilité F sont quant à elles multipliées par un coefficient de majoration des charges α . Le ratio entre les charges résistantes et les charges qui causent l'instabilité est ensuite comparé à l'unité. À noter que cette vérification doit être effectuée pour tous les états limites de services et ultimes (ÉLS et ÉLU), avec les coefficients de pondération correspondants.

Tableau 2.3: Résumé des critères de conception selon le mode de rupture pour les normes CSA-A23.3 et CSA-S6

Mode de rupture	CSA-A23.3	CSA-S6
Glissement	$\frac{\sum F_{résistant}}{\sum F_{glissement}} \geq 1,5$	
Renversement	$\frac{\sum M_{stabilisant}}{\sum M_{renversant}} \geq 2,0$	$\frac{\sum \psi\phi R}{\sum \alpha F} \geq 1,0$
Capacité portante	$q_{adm} \geq q_{max}$	

Tableau 2.4 : Facteur de conséquence pour l'ÉLS et l'ÉLU

Niveau de conséquence	Facteur de conséquence, ψ
Élevé	0,9
Typique	1,0
Faible	1,15

Tableau 2.5: Coefficient de tenue ϕ selon un niveau de connaissance du sol typique (CSA-S6, 2014)

Mode de rupture	ϕ pour l'ÉLU et l'ÉLS
Glissement	0,8
Renversement	0,5
Capacité portante	0,5

2.2.4 Vérification structurale

Après avoir vérifié la stabilité du mur, celui-ci doit être dimensionné de manière à résister aux efforts internes. La Figure 2.10 montre les efforts s'appliquant sur un mur de soutènement et la disposition de l'armature.

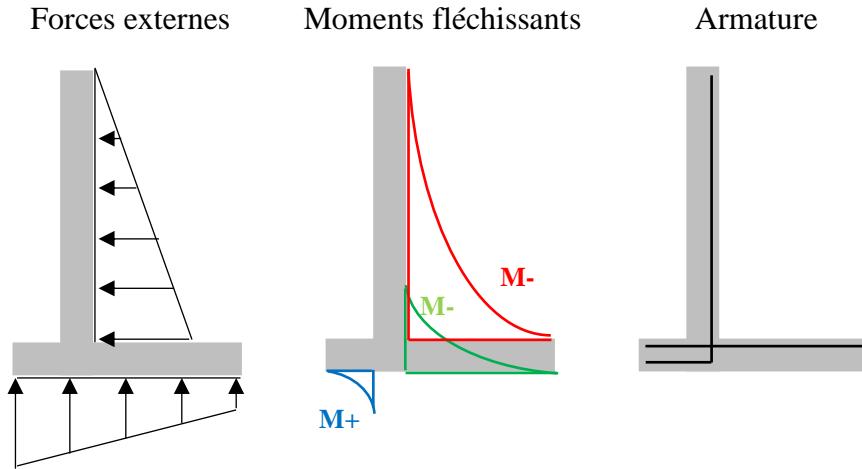


Figure 2.10: Efforts dans un mur de soutènement

Les murs de soutènements subissent des efforts de flexion dans la paroi verticale du mur ainsi que dans la semelle. Puisque la paroi verticale est soumise à une pression latérale variant linéairement, le diagramme des moments est parabolique et la valeur maximale est atteinte à la racine du mur, c'est-à-dire à la jonction mur-semelle. Dans le cas d'un mur avec une pince à l'avant, comme montré à la Figure 2.10, la semelle subit un moment négatif au droit du talon et un moment positif au droit de la pince. L'armature dans la paroi verticale et dans la semelle est positionnée à la fibre tendue pour reprendre les efforts de flexion.

2.2.5 Vérification de la durabilité

Comme la plupart des ouvrages en béton armé, un enrobage minimal des barres d'armature est exigé pour les murs de soutènement. La norme CSA-S6 exige un enrobage minimal de 70 mm, alors que la norme CSA-A23.3 exige un enrobage de 75 mm (CSA-S6, 2014), (Massicotte, Bruno, 2017). Dans le cas d'un BFUP, un enrobage plus faible est permis. Effectivement, compte tenu de l'étanchéité supérieure des BFUP par rapport à un béton conventionnel, l'enrobage minimal doit satisfaire ces deux critères (CSA-S6, 2019) :

- $c_r \geq d_b$
- $c_r \geq 20 \text{ mm}$

2.3 Murs de soutènement préfabriqués

2.3.1 Mur préfabriqué en BA

Des travaux portant sur la fabrication de murs préfabriqués en BA et assemblés au chantier en mode accéléré ont été réalisés à l'Université d'Illinois à Chicago. La Figure 2.11 montre un exemple du mur qui est assemblé en deux blocs au chantier (Farhat & Issa, 2016).

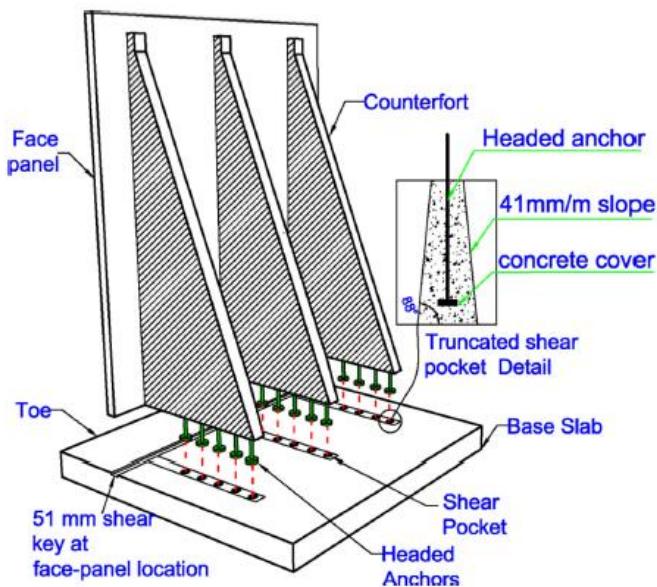


Figure 2.11: Assemblage du mur préfabriqué en BA

La présence des contreforts permet de réduire l'épaisseur de la paroi verticale à 152,5 mm, par rapport à un mur conventionnel sans contreforts coulé en place qui a une épaisseur d'environ 450 mm. L'espacement des contreforts a été optimisé de manière à équilibrer les moments positifs et négatifs horizontaux dans la paroi verticale du mur. La connexion entre les deux blocs (paroi verticale et semelle) est réalisée à l'interface des contreforts et de la semelle. Celle-ci est renforcée à l'aide de goujons encastrés dans les contreforts qui s'insèrent dans les pochettes de la semelle. Le tout est ensuite rempli de mortier. Cette connexion est suffisante pour permettre de reprendre les efforts de flexion à la racine du mur.

La Figure 2.12 montre la mise en place de la semelle préfabriquée du mur, avant l'installation de la paroi verticale du mur. Une préparation de surface (nivellement et compactage) est d'abord effectuée avant d'y déposer la semelle préfabriquée du mur. Une fois la semelle positionnée à l'endroit désiré, un coulis de mortier est injecté par les trous de la semelle prévus à cet effet pour combler les vides et assurer un contact sol-semelle uniforme.



a) Semelle préfabriquée du mur de soutènement

b) Remplissage de mortier

Figure 2.12: Mise en place de la semelle préfabriquée du mur de soutènement

Une fois cette étape complétée, la section verticale du mur est installée en y insérant les goujons encastrés dans les contreforts du mur dans les pochettes de la semelle qui sont ensuite remplies de mortier pour effectuer la connexion. Le résultat de cette étape est montré à la Figure 2.13. L'avantage avec la préfabrication et la méthode de mise en place de ce mur est que l'assemblage peut être réalisé en aussi peu que 2h au chantier.



- a) Connexion mur-semelle lors de l'installation de la section verticale du mur
- b) Jeu de 25 mm pour remplissage de mortier entre le mur et la semelle

Figure 2.13: Installation de la section verticale du mur de soutènement

2.3.2 Mur préfabriqué en BFUP

À ce jour, l'utilisation du BFUP pour des applications de mur de soutènement est peu documentée. Néanmoins, une étude réalisée en Malaisie fait référence à ce genre d'application (Nematollahi, Voo & Saifulnaz M. R., 2014b). Ces murs de soutènement sont caractérisés par leurs parois très minces dues à l'utilisation du BFUP qui permet de diminuer les dimensions des éléments structuraux et de réduire la quantité d'armature. Selon les chercheurs, l'utilisation du BFUP pour le mur de soutènement représente une alternative plus durable qu'un mur préfabriqué en BO, grâce à une utilisation efficace du matériau et à une optimisation de la conception. Ces murs préfabriqués en BFUP sont présentés à la Figure 2.14.

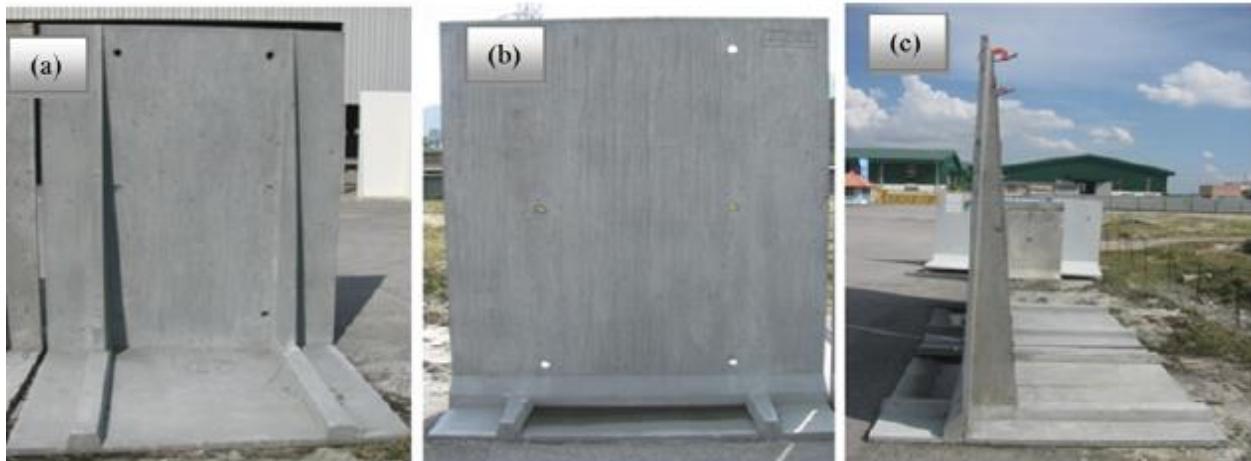


Figure 2.14: Exemple d'un mur de soutènement préfabriqué en BFUP: a) Vue de dos; b) Vue de face; c) Vue de profil (Nematollahi et al., 2014b)

Le mur de soutènement mesure 2,5 m de hauteur par 2 m de largeur et la semelle fait 2 m de longueur. Il est à noter que les épaisseurs des parois minces font 30 et 40 mm seulement, pour le voile et la semelle respectivement. D'une part, les chercheurs ont voulu mettre en évidence l'économie de matériaux et l'impact environnemental du mur en BFUP par rapport à son équivalent en BA. Le calcul de l'impact environnemental a permis de montrer une forte réduction des émissions de CO₂ (Nematollahi et al., 2014a). Cette réduction s'explique par le fait qu'une moins grande quantité de matériaux issus de ressources non-renouvelables a été utilisée, par une diminution de la quantité d'armature principale pour reprendre les efforts et par l'élimination des barres d'armature secondaire. D'autre part, les chercheurs ont voulu comparer la capacité structurale du mur en BFUP par rapport à un mur en BA, avec le volume de fibres et la quantité d'armature dans les contreforts comme paramètres variables. Le volet expérimental de cette étude a permis de conclure que les murs préfabriqués en BFUP ont des propriétés structurales équivalentes ou supérieures à un mur en BA en termes de capacité globale de flexion. Finalement, le mur préfabriqué en BFUP peut être avantageux au niveau des coûts liés au transport, de la manutention en chantier et des fondations, puisque celui-ci est sept fois moins lourd que son équivalent en BA.

2.3.3 Réparation de murs en BFUP

Différents types de murs font l'objet de dégradation sévère en raison de leur exposition aux intempéries ou à des agents agressifs. Parmi ceux-ci figurent les murs de soutènement au passage inférieur en milieu urbain et les parois verticales de canaux de navigation. Ces exemples de murs dégradés et qui nécessitent une réparation ont été présentés à la Figure 1.1.

Pour l'instant, une seule application de réparation de mur a été colligée, soit les murs adjacents aux portes des écluses de la Voie maritime du Saint-Laurent. Ces murs sont fortement sollicités, car ils sont en contact permanent avec l'eau et ils subissent les chocs importants des navires qui transigent par le canal. L'entretien de ces murs doit donc être effectué régulièrement, mais dans un intervalle de temps très court, soit pendant la période de fermeture hivernale (décembre à mars). Il est donc avantageux pour les propriétaires d'ouvrages de trouver une solution de réparation plus durable, comme l'utilisation du BFUP, en raison de ses propriétés mécaniques accrues et de sa capacité à dissiper l'énergie lors des impacts. Un exemple de réparation en BFUP pour un mur de canal de la Voie maritime est illustré Figure 2.15.



- a) Réparations de coin de mur en BFUP et en BHP
- b) Coin du mur réparé après une année de service

Figure 2.15: Réparation d'un coin de mur adjacent aux portes d'écluses de la Voie maritime du Saint-Laurent (Maltais et al., 2018)

Pour cette application, on constate que la réparation en BFUP a mieux résisté aux impacts des navires, après une année de service, par rapport à un BHP. Le projet de réparation de la Voie Maritime a également permis de conclure qu'un volume en fibres de 3% est suffisant pour prévenir la fissuration causée par le retrait et qu'une plus grande quantité de fibres s'avère inutile.

2.4 Bétons fibrés à ultra-haute performance (BFUP)

En plus de leur très grande résistance en compression, plusieurs études soulignent l'amélioration du comportement en traction des BFUP, autant en pré-pic qu'en post-pic (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013). L'élaboration d'un mélange de BFUP requiert un travail d'optimisation afin de bien doser chacune des composantes du matériau. Les sous-sections suivantes abordent les grands principes d'optimisation du BFUP.

2.4.1 Composition

Les BFUP sont constitués de sable, de ciment, d'ajouts cimentaires, d'adjuvants, d'eau et de fibres. La composition du BFUP nécessite un travail d'optimisation important en comparaison au développement de bétons ordinaires. Ce travail d'optimisation s'effectue selon les quatre principes suivants : l'homogénéité, la compacité, la microstructure et l'ajout de fibres.

L'optimisation de l'homogénéité du BFUP s'effectue d'abord en diminuant le diamètre des plus gros granulats (élimination de la pierre), ce qui permet de minimiser les perturbations du champ de contraintes en compression uniaxiale. Également, la réduction du rapport eau/liant (E/L) dans les BFUP permet de hausser très significativement la résistance de la pâte de ciment. Le rapport E/L d'un BFUP varie généralement entre 0,15 et 0,25 (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013).

Pour ce qui est de la compacité du BFUP, il s'agit d'optimiser la granulométrie des constituants de manière à obtenir des classes granulaires distinctes entre chaque type de particules, les plus petites classes remplissant les vides des classes supérieures (effet filler). Effectivement, le fait d'étaler la distribution des classes granulaires sur une plus grande plage mène à une plus grande compacité (Sohn & Moreland, 1968). Ceci a pour résultat une matrice très dense avec des propriétés mécaniques améliorées (Sohail Muazzam, 2018).

Une réaction d'hydratation incomplète en raison de la grande quantité de ciment et du faible rapport E/L procure une microstructure particulière au BFUP. Les interfaces pâtes-granulats sont

d'excellente qualité et la porosité capillaire est très faible. De plus, la réaction pouzzolanique des ajouts cimentaires, comme la fumée de silice, permet de créer davantage de liens physiques dans la microstructure, ce qui, encore une fois, améliore les propriétés mécaniques (Charron, J.-P., 2018).

Finalement, puisque la matrice du BFUP est de très grande qualité et que ses résistances mécaniques sont très élevées, il en résulte un comportement plus fragile. Pour contrebalancer cet effet, des fibres sont ajoutées pour apporter de la ductilité au matériau. L'ajout de fibres implique toutefois une perte de maniabilité. Celle-ci est d'autant plus importante lorsque le dosage en fibres augmente. De plus, la perte de maniabilité due à l'augmentation du dosage en fibres conduit à une moins bonne compaction du matériau, donc à des propriétés mécaniques réduites en raison de la présence d'air entrapé (Chu, 2019). Le choix du dosage en fibres doit être effectué de manière judicieuse pour obtenir une assez grande ductilité tout en conservant une maniabilité acceptable pour l'application requise.

Les fibres métalliques sont les plus rigides et elles procurent le meilleur contrôle de la fissuration, et donc les meilleures propriétés mécaniques. Les fibres synthétiques sont moins rigides et donc moins efficaces pour contrôler la fissuration. Elles procurent cependant une meilleure finition esthétique. Dans le cas d'un BFUP, une grande quantité de fibres courtes est ajoutée pour coudre les microfissures. Effectivement, puisque les fibres sont courtes, elles sont mises sous tension par de petites déformations (microfissures), ce qui résulte en un comportement écrouissant en pré-pic. Ce comportement est abordé plus en détail dans la sous-section suivante.

2.4.2 Comportement mécanique

Les propriétés mécaniques des BFUP se distinguent des bétons conventionnels par leur très grande résistance à la compression, ainsi que par leur comportement écrouissant et adoucissant en traction. Ces propriétés mécaniques en compression et en traction sont discutées plus en détail dans les sous-sections qui suivent.

2.4.2.1 Résistance à la compression

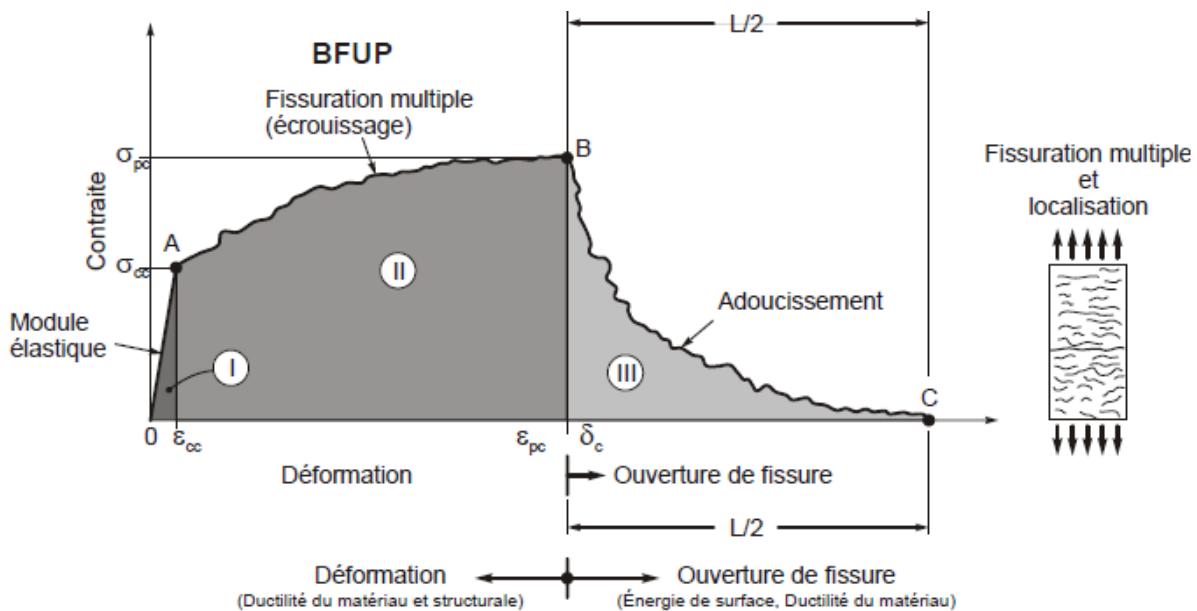
La très grande résistance à la compression des BFUP est principalement liée à la matrice qui est très dense. Toutefois, certaines études avancent que le dosage en fibre contribue également à la résistance en compression. Selon les chercheurs, l'augmentation du dosage en fibres conduit à une

meilleure résistance en compression, bien que l'effet soit moins remarquable à partir d'un certain dosage (Pourbaba, Asefi, Sadaghian & Mirmiran, 2018). Les chercheurs expliquent ce phénomène par le fait que les fibres retardent la formation de microfissures.

2.4.2.2 Résistance à la traction

Comme il a été mentionné précédemment, l'augmentation de la résistance en compression due à l'amélioration et la densification de la matrice du béton implique un comportement plus fragile. L'ajout de fibres apporte alors de la ductilité et améliore grandement la résistance à la traction du matériau.

La loi de traction des BFUP est en général divisée en deux phases, soit la phase pré-pic et la phase post-pic. La Figure 2.16 montre la courbe contrainte-déformation d'un élément en BFUP sollicité en traction directe.



La phase pré-pic est définie par le comportement élastique du matériau (I), soit la résistance de la matrice, suivie d'une phase d'écrouissage (II) jusqu'à la localisation d'une macrofissure (point B). Cette phase écrouissante est due à la contribution des fibres courtes orientées perpendiculairement aux fissures qui sont mises sous tension dès l'apparition de microfissures (point A) et qui

permettent de retarder la localisation de la macrofissure (point B). Une fois que la macrofissure est formée, le matériau entre en zone post-pic, qui est définie par une phase adoucissante, c'est-à-dire que la contrainte diminue graduellement selon la déformation imposée.

En général, lors de la conception d'un élément structural en béton armé, la contribution en traction du béton est négligée (conservateur), car elle est très faible par rapport à l'acier d'armature. Toutefois, dans le cas d'un élément en BFUP, la contribution en traction est significative et maintenue pour une déformation équivalente à l'initiation de la plastification des barres d'armature, telle qu'illustrée à la Figure 2.17. Bien que la résistance maximale en traction du BFUP demeure petite par rapport à l'acier, elle s'applique en général sur une section beaucoup plus grande que l'aire totale des barres d'armature. Tenir compte de cet aspect est avantageux lors de la conception, car il permet souvent de diminuer les dimensions de l'élément structural et de réduire la quantité de matériau. Effectivement, dans certains cas, le poids d'un ouvrage en BFUP peut être réduit de moitié par rapport à un élément équivalent en BA pour un niveau de résistance et de durabilité égal ou supérieur (Tam, Tam & Ng, 2012).

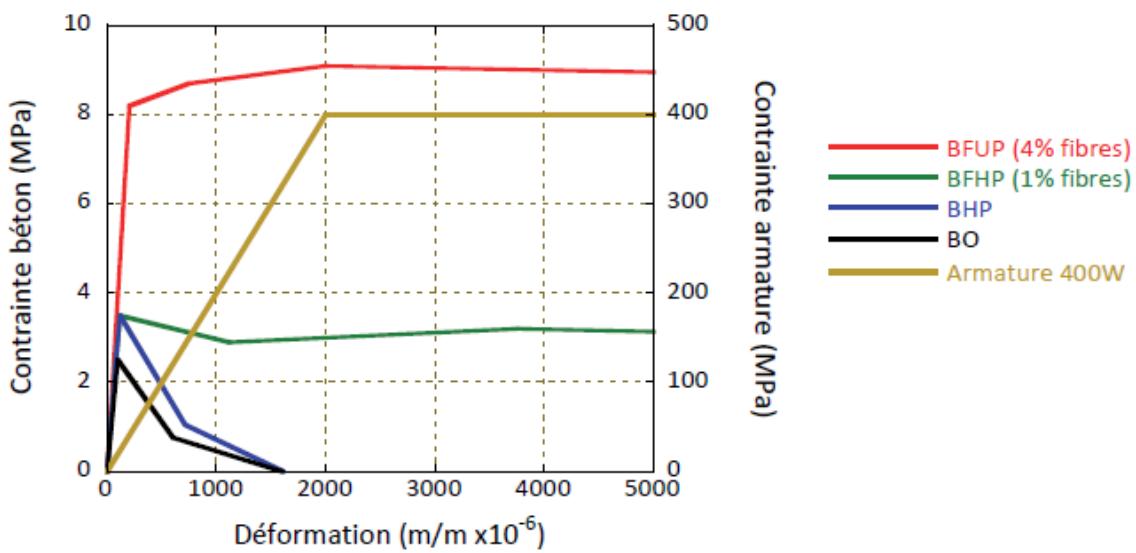


Figure 2.17: Courbe contrainte-déformation pour comportement en traction de différents types de bétons (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013)

2.4.2.3 Orientation des fibres

Une fibre dans une matrice de béton est au maximum de son efficacité lorsqu'elle est orientée parallèlement à l'axe de la contrainte de traction. En effet, les fibres permettent de coudre les fissures lorsqu'elles sont bien ancrées de part et d'autre des fissures, les empêchant d'ouvrir davantage. Puisque la résistance du matériau est directement liée à l'orientation des fibres par rapport à l'axe d'application de la charge, il est primordial de comprendre les méthodes et paramètres qui influencent l'orientation des fibres.

2.4.2.3.1 Facteurs influençant l'orientation des fibres

Parmi les facteurs qui influencent l'orientation des fibres, il faut considérer le sens d'écoulement du béton et sa mise en place, les effets de bords, la géométrie des coffrages, la géométrie des fibres, la présence de barres d'armature et la viscosité du béton à l'état frais.

La *méthode de mise en place* du BFUP est très importante dans la distribution et l'orientation finale des fibres. Plusieurs méthodes sont possibles, selon l'élément à fabriquer, pour favoriser une orientation favorable des fibres. Dans le cas d'une poutre, Markovic propose de la fabriquer en y déposant plusieurs couches, très minces, à la cuillère ou à la pelle (Markovic, 2006). Effectivement, si l'épaisseur de la couche de béton frais qui est déposée dans le coffrage est inférieure à la longueur de la fibre, cette dernière peut difficilement tourner vers la verticale et a plutôt tendance à s'orienter dans un plan horizontal, comme il est illustré à la Figure 2.18.

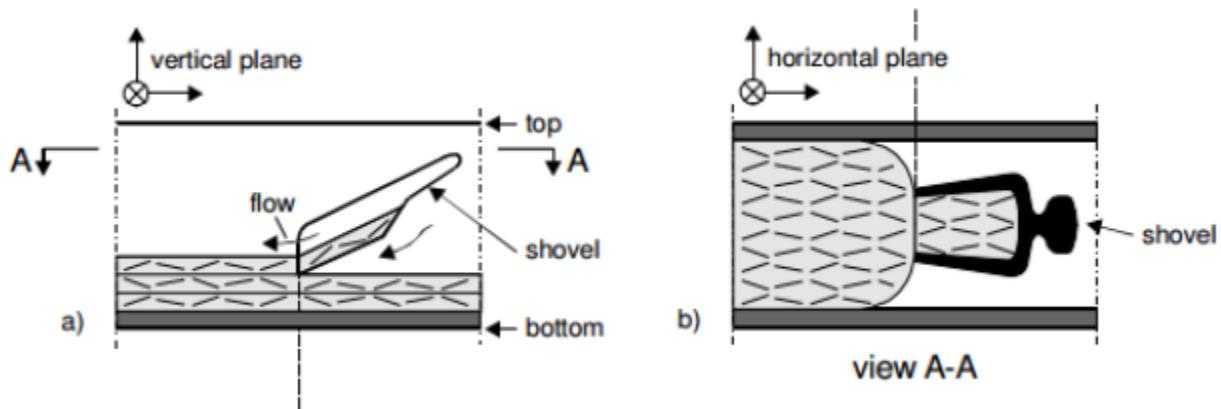


Figure 2.18: Méthode de mise en place du BFUP par dépôt de plusieurs couches minces
(Markovic, 2006)

Le *sens d'écoulement* affecte l'orientation des fibres, puisque celles-ci ont tendance à s'orienter dans l'axe de l'écoulement du béton frais.

L'*effet de paroi* est un autre facteur qui influence l'orientation des fibres. Ce phénomène fait en sorte que les fibres vont s'aligner dans le même axe que la paroi sur une certaine distance, dénotée y sur la Figure 2.19. Selon les observations tirées de l'AFGC, cette distance y correspond à la moitié de la longueur de la fibre, soit la distance $l_f/2$ (AFGC, 2013).

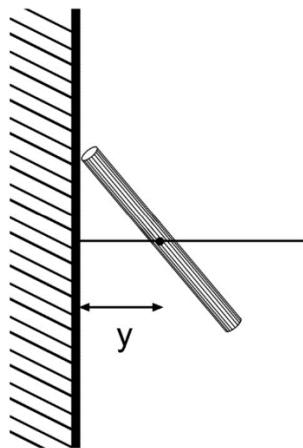


Figure 2.19: Effet de parois des coffrages sur l'orientation des fibres (Martinie & Roussel, 2011)

La géométrie des coffrages représente un autre facteur qui peut influencer l'orientation des fibres. Selon les travaux de Zhou et al. (2017), dans un coffrage étroit comme une poutre, les fibres ont tendance à s'orienter de manière oblique dans le sens de l'écoulement, soit du bas vers le haut, comme montré à la Figure 2.20. Toutefois, en raison des forces de cisaillement exercées sur les fibres près des parois de coffrage, les fibres s'orientent davantage de manière parallèle près des parois.

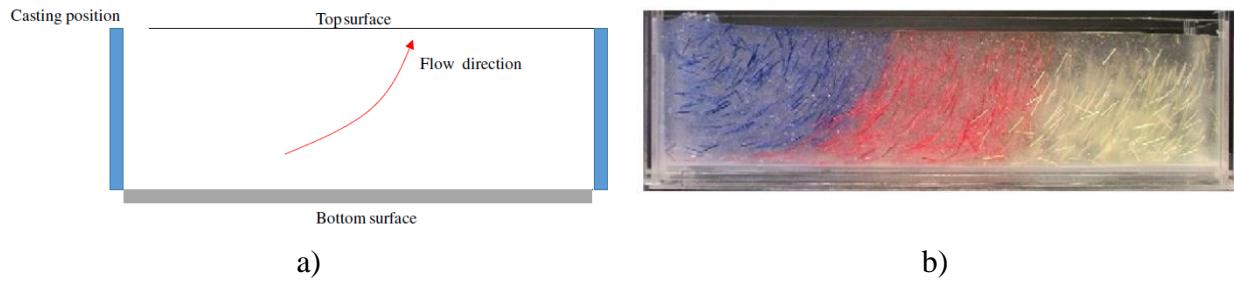


Figure 2.20: Représentation de l'orientation des fibres lors de la coulée d'une poutre : a) Sens de l'écoulement du béton; b) Visualisation de l'orientation des fibres au Rayon-X (Zhou & Uchida, 2017)

De plus, le fait de mettre en place le béton depuis une extrémité de la poutre et de laisser remplir le coffrage par écoulement résulte en une orientation des fibres plus homogène, comme on peut le constater à la Figure 2.21 (Maryamh, 2020). Les fibres sont légèrement inclinées par rapport à l'axe z près de la zone de coulée (depuis l'extrémité gauche), mais elles s'alignent davantage dans ce même axe en s'éloignant de l'extrémité, en suivant l'écoulement du béton.

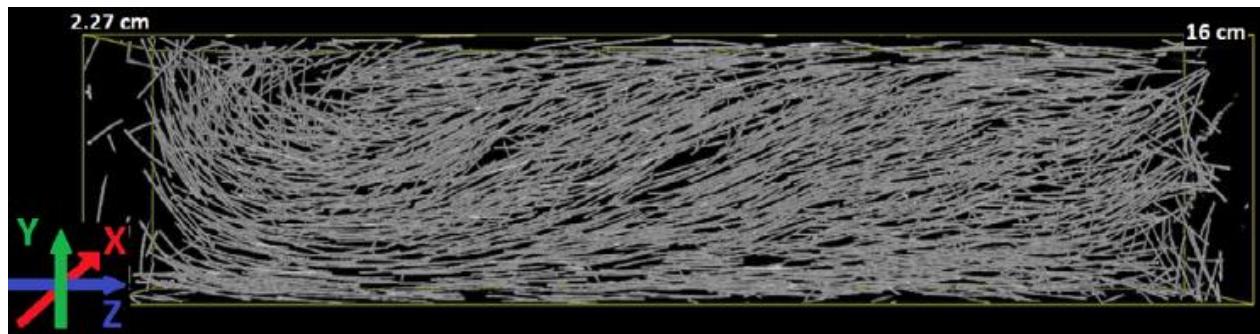


Figure 2.21: Visualisation de la distribution des fibres dans une poutre par imagerie rayon-X (Maryamh, 2020)

La *géométrie des fibres* peut modifier l'orientation des fibres. En effet, les fibres longues s'orientent mieux que les fibres courtes, car ces dernières ont plus de mobilité et peuvent pivoter dans le plan vertical plus facilement.

La *présence de barres d'armature* peut perturber la distribution et l'orientation des fibres, puisqu'elles représentent des obstacles lors de l'écoulement du béton à l'état frais. Cependant, les travaux de Delsol et al. (2012) ont montré que la présence des barres d'armature ne perturbe pas significativement l'orientation des fibres, mais que ce sont plutôt les *chaises de support* qui perturbent l'écoulement. En effet, il est courant d'utiliser des chaises en plastique pour supporter les barres d'armature, ce qui permet aussi d'assurer l'enrobage minimal. Toutefois, la présence de ces chaises modifie significativement l'angle d'inclinaison des fibres, principalement sur une distance $l_f/2$ sous la chaise. La résistance est donc localement réduite (Delsol, 2012).

La *viscosité* du béton à l'état frais influence la distribution des fibres dans la matrice de béton. Effectivement, la densité d'une fibre métallique étant plus grande que la densité du béton, ceci résulte parfois en un phénomène de ségrégation. Les fibres métalliques ont tendance à se déposer au fond du coffrage si la viscosité du béton est insuffisante et cela fait en sorte que les fibres ne sont plus distribuées uniformément dans la matrice.

2.4.2.3.2 *Impact sur les propriétés mécaniques*

Delsol et al. (2012) ont réussi à mettre en évidence l'importance de l'orientation des fibres sur le comportement en traction du BFUP, comme il est présenté à la Figure 2.22. On constate une forte réduction de la phase d'écrouissage, autant en contraintes qu'en déformations, lorsque l'orientation des fibres est de moins en moins favorable. En effet, la résistance maximale en traction est réduite de 60% et la longueur de la phase écrouissante est écourtée de 95% pour des spécimens présentant l'orientation la plus défavorable par rapport à l'orientation la plus favorable (Delsol, 2012).

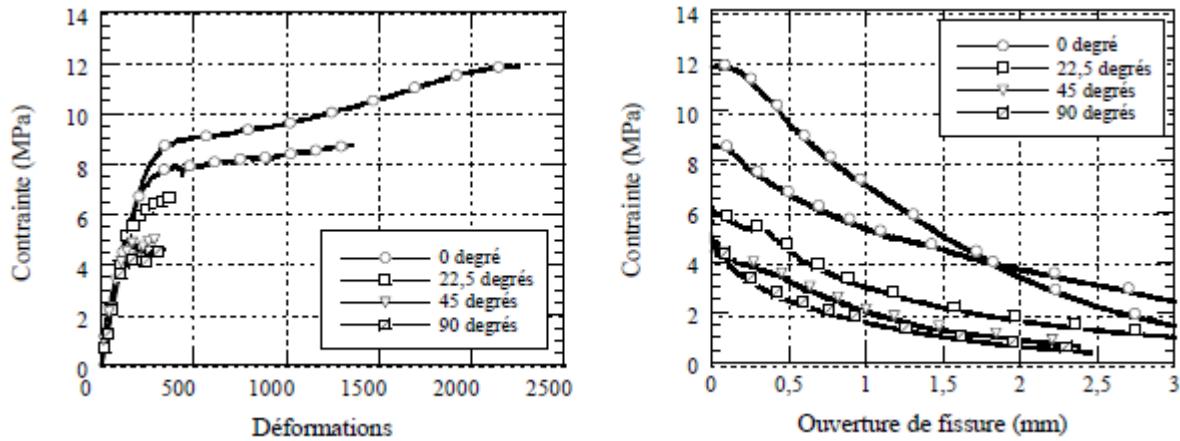


Figure 2.22: Comportement pré-pic et post-pic en traction directe pour différentes orientations théoriques des fibres dans des BFUP (Delsol, 2012)

Dans un même ordre d'idée, Maya Duque Luis a mené une étude sur la résistance en traction directe selon différentes orientations de fibres. Ses travaux ont permis de conclure qu'une orientation favorable tend à augmenter les valeurs de f_{te} , f_{tu} et ε_{tu} , soit la contrainte élastique, la contrainte maximale ainsi que la déformation maximale du BFUP respectivement (Maya Duque & Graybeal, 2017). Pour ce qui est de la déformation élastique maximale (ε_{te}), cette valeur ne semble pas être affectée par l'orientation des fibres. Cela peut s'expliquer par le fait que l'apparition de microfissures est contrôlée par la déformation liée à la matrice cimentaire des BFUP et non par les fibres. Les travaux en question ont été réalisés sur des prismes prélevés par sciage dans une dalle et sont classés en trois catégories, soit F0, F45 et F90. Le chiffre attribué à chaque catégorie correspond à l'angle entre l'axe longitudinal du prisme et le sens d'écoulement du béton lors de la fabrication des spécimens. La répartition des prismes dans la dalle est montrée à la Figure 2.23. Chaque spécimen prismatique (50,8 x 50,8 x 431,8 mm) a été sollicité en traction dans l'axe longitudinal de l'élément. La Figure 2.23 montre la courbe contrainte-déformation des essais de traction réalisés sur les prismes.

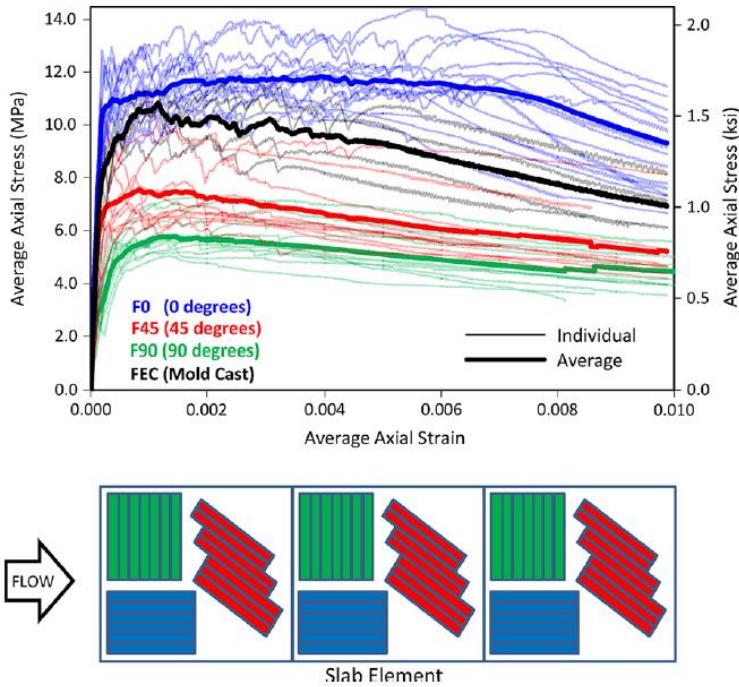


Figure 2.23: Loi de comportement en pré-pic pour des prismes sollicités en traction directe et représentation de la répartition des prismes (Maya Duque & Graybeal, 2017)

Il est possible d'y remarquer que les spécimens ayant une meilleure orientation de fibres (spécimens F0) ont un meilleur comportement lorsqu'ils sont soumis à la traction directe. En effet, les trois paramètres discutés précédemment (f_{te} , f_{tu} et ε_{tu}) augmentent lorsque l'orientation des fibres passe de 90° à 45° et de 45° à 0° . La valeur de ε_{te} demeure quant à elle plutôt constante.

2.4.3 Durabilité

À ce jour, le plus grand intérêt quant à l'utilisation des BFUP en pratique réside dans ses propriétés de durabilité accrues par rapport aux bétons conventionnels. Des indices de durabilité en condition fissurée et non fissurée ont été établis dans le rapport de Charron et Desmettre (2013) et permettent de conclure que le BFUP prolonge très significativement la durabilité. Par exemple, les indices de perméabilité à l'eau sont 100 fois plus petits dans le cas du BFUP en condition non fissurée et 1000 fois plus petits en condition fissurée, comparativement à un béton ordinaire (Charron, J.-P. & Desmettre, 2013).

CHAPITRE 3 CONCEPTION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

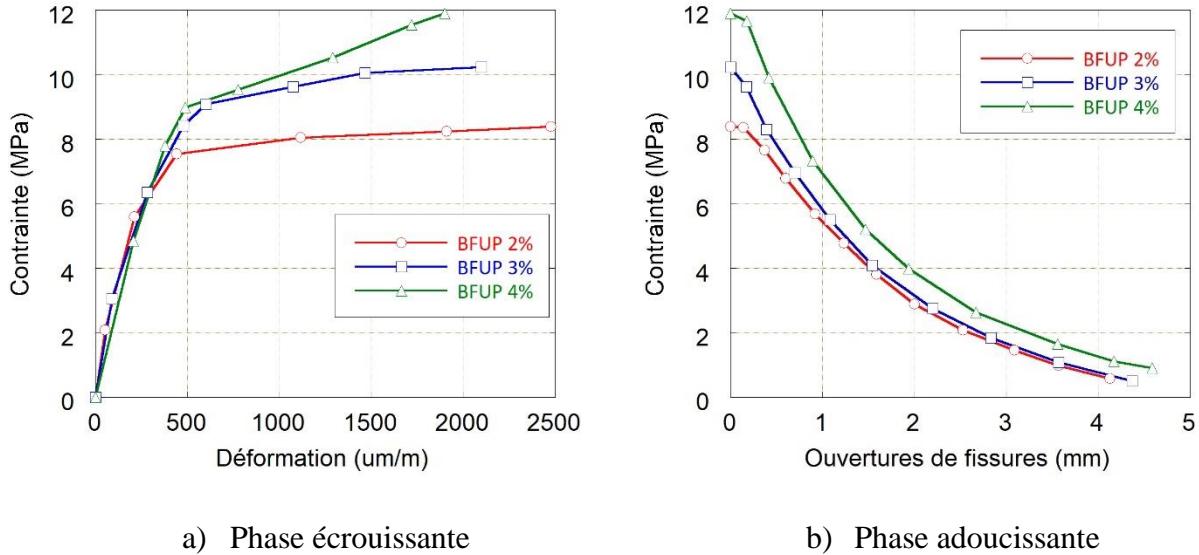
Le Chapitre 3 est consacré à la première phase du projet, soit la phase de conception. Le chapitre présente d'abord la conception du mur de soutènement préfabriqué en BFUP à la Section 3.1, puis la conception des panneaux préfabriqués en BFUP pour réparation de murs à la Section 3.2. Dans chacune des sous-sections, il sera question des propriétés de matériaux considérées pour la conception, les calculs des charges et des efforts ainsi que des analyses sectionnelle avec AIS. De plus, une analyse par éléments finis avec ATENA (Cervenka, C., 2014) est réalisée pour le mur de soutènement.

3.1 Mur de soutènement préfabriqué en BFUP

Les sous-sections suivantes présentent les propriétés de matériaux considérées pour la conception du mur de soutènement, les détails de calcul des charges et des efforts, le dimensionnement géotechnique, le dimensionnement structural avec AIS et la validation avec le logiciel par éléments finis ATENA.

3.1.1 Propriétés des matériaux

Les éléments structuraux du mur ont été conçus avec les BFUP avec fibres d'acier développées à Polytechnique (Charron, J. P., Braike & Androuet, 2007). Les lois de traction de ces BFUP avec différents dosages en fibres sont présentées à la Figure 3.1.



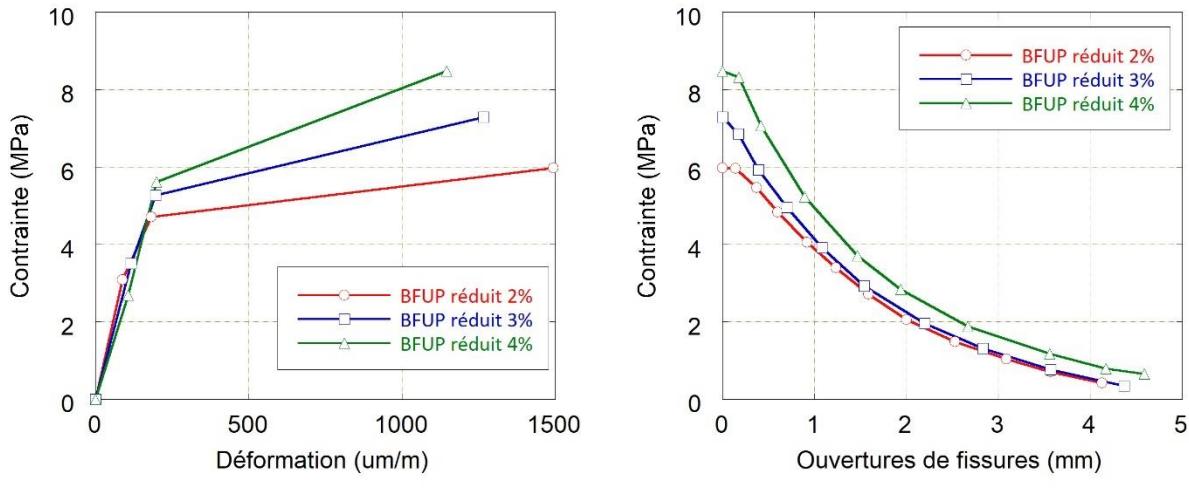
a) Phase écroutissante

b) Phase adoucissante

Figure 3.1: Lois de comportement en traction pour le BFUP

La résistance en traction augmente lorsque le dosage en fibres est plus grand, tel que montré à la Figure 3.1a. À l'inverse, la phase d'écrouissage du BFUP est réduite par la hausse du dosage en fibres. Toutefois, les lois de comportement en traction ont été réduites à la fois en contrainte et en déformation, pour tenir compte des orientations de fibres dans une structure. Effectivement, puisque les lois de comportement sont obtenues à partir d'essais de traction directe sur des os, les fibres sont orientées de manière favorable et cela ne reproduit pas fidèlement l'orientation des fibres à l'échelle d'une structure. Ainsi, pour ne pas surestimer la capacité en traction du BFUP dans le mur de soutènement, une réduction de la contrainte et de la capacité de déformation est appliquée.

Les lois de traction, une fois réduites, sont présentées à la Figure 3.2. En phase élastique, soit la première pente sur les courbes de traction, des réductions de 38 et 59% ont été appliquées en contrainte et en déformation respectivement. Ensuite, pour la phase d'écrouissage, des réductions de 29 et 40% ont été appliquées pour la contrainte et la déformation au pic. Ces pourcentages de réductions ont été fixés sur la base des travaux de Delsol et Charron (2013) et avec l'expérience acquise de travaux de conception antérieurs (Lachance, 2015), (Verger-Leboeuf, 2016), (Thiaw, 2014).



a) Phase écrouissante

b) Phase adoucissante

Figure 3.2: Lois de comportement réduites en traction pour le BFUP

Les propriétés réduites du BFUP pour différents dosages en fibres et les propriétés des armatures sont résumées au Tableau 3.1. Ce sont celles-ci qui ont été considérées pour la conception.

Tableau 3.1: Propriétés de conception pour les armatures et le BFUP pour différents dosages en fibres

Propriétés	BFUP-2%	BFUP-3%	BFUP-4%	Armature 400W
f'_c (MPa)	122	122	122	N/A
f'_t (MPa)	5,98	7,29	8,48	N/A
ε_{tu} ($\mu\text{m/m}$)	1495	1267	1146	N/A
E (MPa)	37700	37700	37700	200 000
f_y (MPa)	N/A	N/A	N/A	400

3.1.2 Calcul des charges et des efforts

Pour calculer les charges, trois états limites ont été considérés, soit l'état limite de service (ÉLS1) et deux états limites ultimes (ÉLU1 et ÉLU2) (CSA-S6, 2019). Les facteurs de pondérations α

utilisés et la combinaison des charges pour le dimensionnement sont présentés dans le Tableau 3.2. À l'ÉLU1, un facteur de pondération des charges de 1,10 est considéré pour la charge morte du béton, car le mur est produit en usine (élément préfabriqué). Toutefois, pour l'ÉLU2, qui inclut la charge de séisme, un facteur de pondération de 1,25 doit être considéré pour le béton.

Tableau 3.2: Facteurs de pondération et combinaisons des charges

Charges	Charges permanentes		Charges vives	Charges exceptionnelles
	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>L</i>	<i>EQ</i>
État limite de service				
ÉLS1	1,00	1,00	0,90	0
États limites ultimes				
ÉLU1	1,10	1,25	1,70	0
ÉLU2	1,25	1,25	0	1,00

La Figure 3.3 illustre les charges applicables pour L'ÉLS1 et l'ÉLU1.

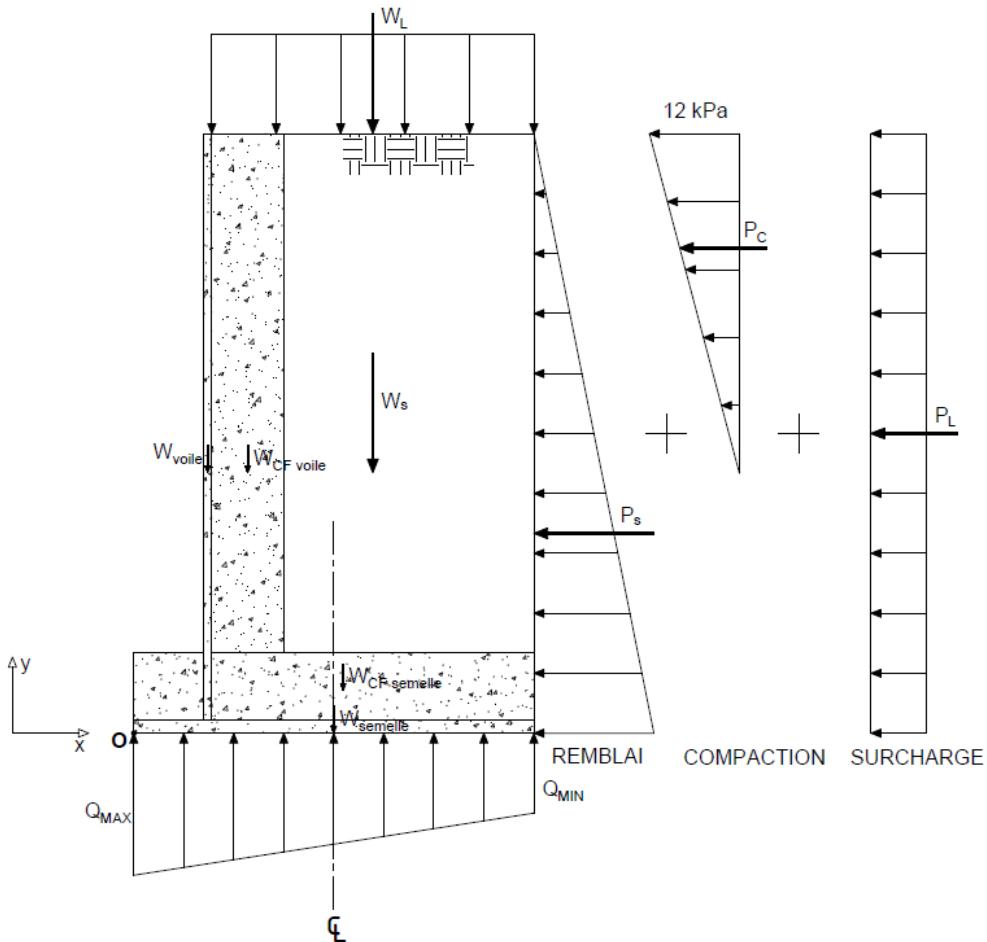


Figure 3.3: Charges applicables pour la combinaison de charge à l'ÉLS1 et l'ÉLU1

Dans le cas de l'ÉLU2, la surcharge vive est remplacée par une charge de séisme. Ainsi, la surcharge verticale W_L et la poussée latérale exercée par celle-ci P_L sont remplacées par la composante dynamique de la poussée du sol P_{EQ} , qui est appliquée à $0,6H$ au-dessus de la base du mur (Massicotte, Bruno, Bastide, Tchatat & Lagier, 2020). Ce cas de chargement devient alors moins critique que la combinaison à l'ÉLU1.

Le Tableau 3.3 indique les propriétés qui ont été considérés pour le dimensionnement géotechnique et structural. Bien que le BFUP possède une masse volumique supérieure à celle d'un béton conventionnel, un poids volumique de 24 kN/m^3 est tout de même considéré de manière conservatrice pour le calcul des charges. Le remblai considéré est un remblai typique de sable ou gravier sans particules fines (très perméable) (Paultre, 2017).

Tableau 3.3: Propriétés des matériaux pour la vérification de la stabilité

Paramètre	Valeur
Poids volumique du BFUP, γ_c (kN/m ³)	24
Poids volumique du sol, γ_s (kN/m ³)	18
Angle de frottement interne du sol, ϕ_s	30°
Coefficient de pression actif, K_a	0,33
Coefficient de pression des terres au repos, K_0 (ÉLU2)	0,50
Coefficient de tenue du BFUP, ϕ_c	0,75
Coefficient de tenue de l'acier, ϕ_s	0,90
Coefficient de tenue moyen, ϕ_{moy}	0,80

Le dimensionnement géotechnique, permettant de déterminer les dimensions de la semelle pour résister contre le renversement, le glissement et les pressions excessives exercées sur le sol porteur, est présenté à la Section 3.1.3.

3.1.3 Dimensionnement géotechnique

La Figure 3.4 illustre la géométrie du mur de soutènement et les dimensions pour la vérification de la stabilité. Puisque la conception du mur a été réalisée de manière itérative, les dimensions indiquées sont celles qui ont été retenues pour le concept final. Le mur mesure donc 3 m de hauteur, par 2 m de largeur et la longueur de la semelle est de 2 m. Les dimensions des contreforts verticaux (CF) et horizontaux sont de 400 mm et les épaisseurs du voile et de la semelle sont de 40 et 65 mm respectivement. Une pince de 350 mm est ajoutée à l'avant du mur pour réduire la longueur du talon et du même coup, diminuer les efforts développés dans la semelle.

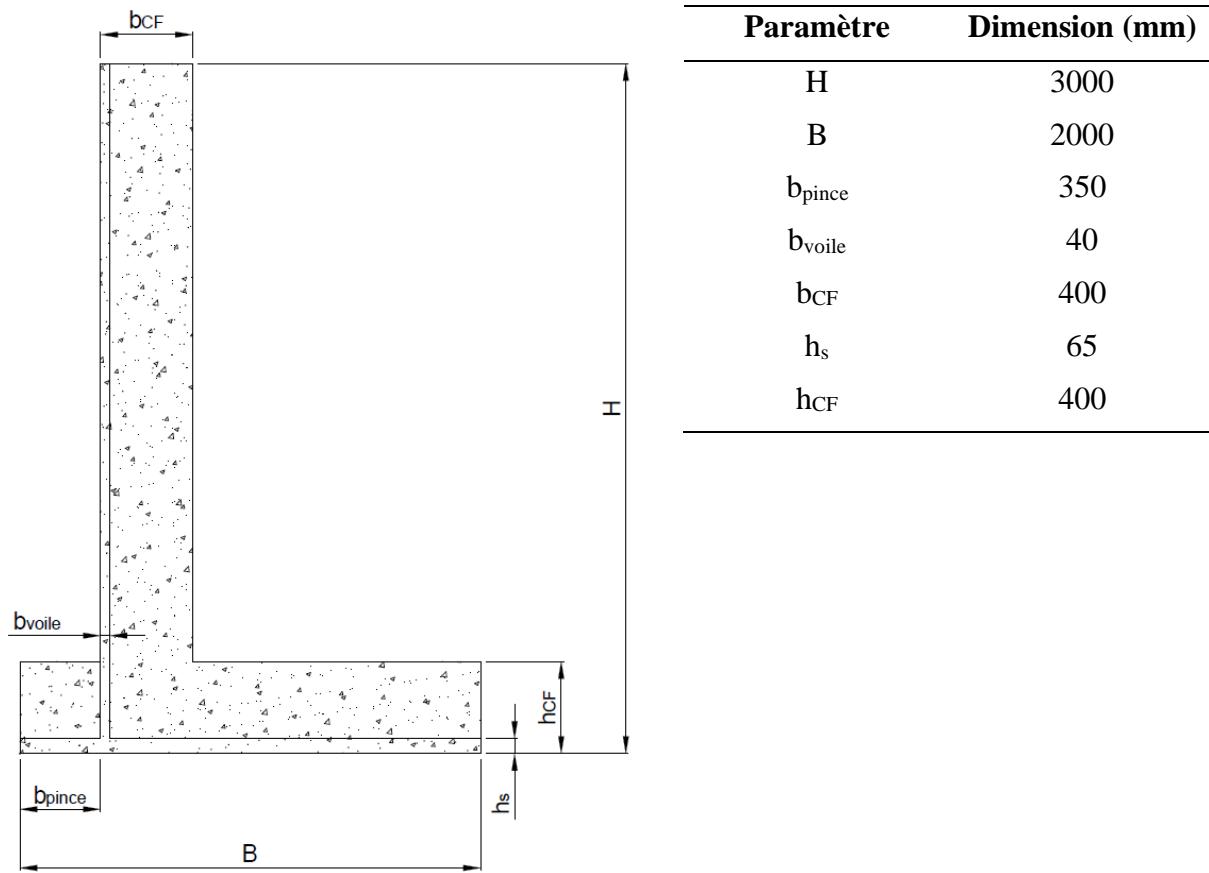


Figure 3.4: Définition des paramètres du mur de soutènement et dimensions

Le Tableau 3.4 montre le résultat du calcul des charges non pondérées verticales et horizontales pour la vérification de la stabilité du mur. La composante sismique de la poussée du sol P_{EQ} est obtenue avec l'Équation 3.1. Elle est calculée en soustrayant la poussée active total du sol P_{ae} (composantes statique et sismique), calculée avec l'Équation 2.2, à la composante statique P_s .

$$P_{EQ} = P_{ae} - P_s \quad 3.1$$

À noter que la poussée due à la surcharge de compaction est omise pour le dimensionnement géotechnique, puisque la condition active de la poussée des terres est atteinte (CSA-S6, 2019).

Tableau 3.4: Résultat du calcul des charges et des moments non pondérés pour la vérification de la stabilité

Charges verticales			
	P (kN)	Bras de levier en x, au pied de la pince (m)	Moment au pied de la pince (kNm)
W _{SEMELLE}	6,24	1,000	6,2
W _{VOILE}	5,64	0,370	2,1
W _{CF SEMELLE}	3,15	1,013	3,2
W _{CF VOILE}	4,49	0,570	2,6
W _S	170,1	1,195	203,3
W _L	46,4	1,195	55,4
Total			272,8
Charges horizontales			
	P (kN)	Bras de levier en y, au pied de la pince (m)	Moment au pied de la pince (kNm)
P _S	-54,0	1,000	-54,0
P _L	-28,8	1,500	-43,2
P _{EQ}	-25,8	1,800	-46,5
Total			-143,7

Le Tableau 3.5 montre le résultat du calcul des facteurs de sécurité (FS) pour la vérification de la stabilité aux ÉLU1 et ÉLU2. La vérification du renversement, du glissement et de la capacité portante ne s'applique pas pour l'état limite de service (ÉLS1). Les facteurs de sécurité ont été calculés avec les équations de la norme CSA-S6 du Tableau 2.3. Les facteurs de sécurité sont tous supérieurs à un et la pression maximale exercée sur le sol porteur est inférieure à une valeur fixée à 250 kPa.

Tableau 3.5: Résultats du calcul des facteurs de sécurité pour la vérification de la stabilité aux ÉLU1 et ÉLU2

État limite	$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}}$	$\frac{F_{\text{résistant}}}{F_{\text{glissement}}}$	$Q_{\text{max}} (\text{kPa})$
ÉLU1	1,29	1,24	146
ÉLU2	1,19	1,17	157

Les charges applicables pour la conception du mur, telles que présentées à la Section 2.2.2.1, sont le poids propre du mur, la poussée des terres, la surcharge vive de camions sur le remblai, la charge de compaction et la charge sismique. La poussée des terres a été calculée avec la condition active pour toutes les étapes de calcul, puisque le mur est constitué de parois minces et il est donc jugé flexible. La condition active s'applique en présence d'une structure suffisamment flexible, lorsque le mouvement de la paroi verticale du mur s'éloigne du remblai. Plus spécifiquement, la flèche au haut du mur doit être d'au moins 0,1% de la hauteur du mur pour que cette condition soit valable (CSA-S6, 2019). Cette condition sera atteinte, un modèle numérique le démontrera dans une section ultérieure. Ensuite, comme le propose la norme CSA-S6, la charge de compaction n'est pas considérée pour le calcul géotechnique, mais elle est considérée dans le dimensionnement structural (CSA-S6, 2019). Enfin, un coefficient de conséquence égal à un a été retenu, ce qui correspond à un niveau de conséquence typique en cas de dépassement des ÉLS et ÉLU. Ce niveau de conséquence est associé à une structure qui permet une densité de circulation modérée à élevée et où le dépassement des états limites engendre des impacts sur les corridors de circulation.

3.1.4 Analyse sectionnelle avec AIS

La Figure 3.5 illustre les composantes du mur de soutènement qui ont été analysées avec AIS. L'analyse sectionnelle inclut le dimensionnement des parois minces du mur (voile et semelle), ainsi que les contreforts verticaux et horizontaux.

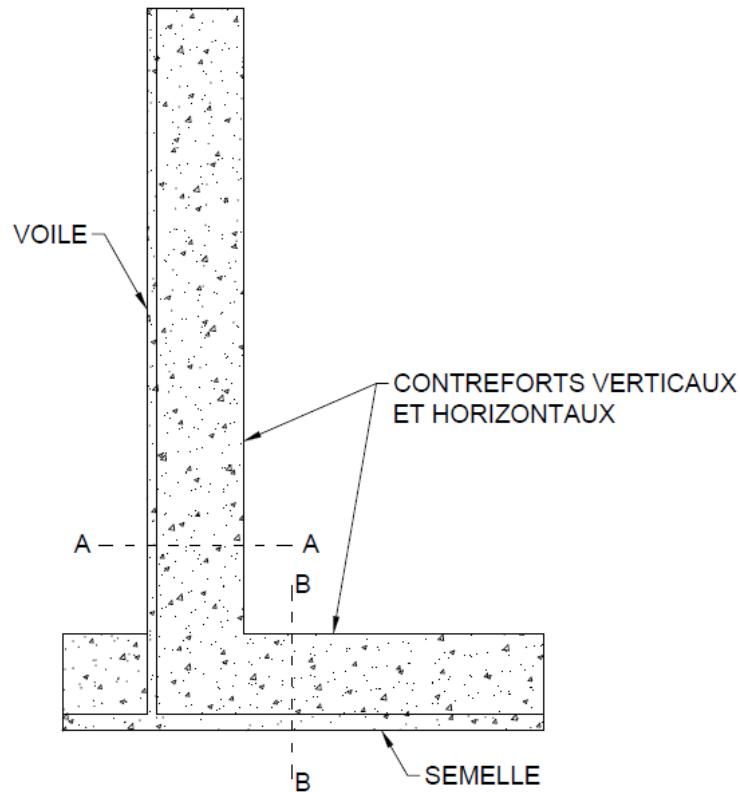


Figure 3.5: Définition des composantes du mur de soutènement en BFUP

3.1.4.1 Dimensionnement du voile et de la semelle

En premier lieu, les épaisseurs du voile et de la semelle sont déterminées de manière à satisfaire les combinaisons de chargement à l'ÉLU et à l'ÉLS. Une simplification conservatrice a été posée pour déterminer l'épaisseur minimale des parois, en considérant une paroi en porte-à-faux sur appuis simples, lesquels sont associés aux contreforts du mur, comme montrée à la Figure 3.6.

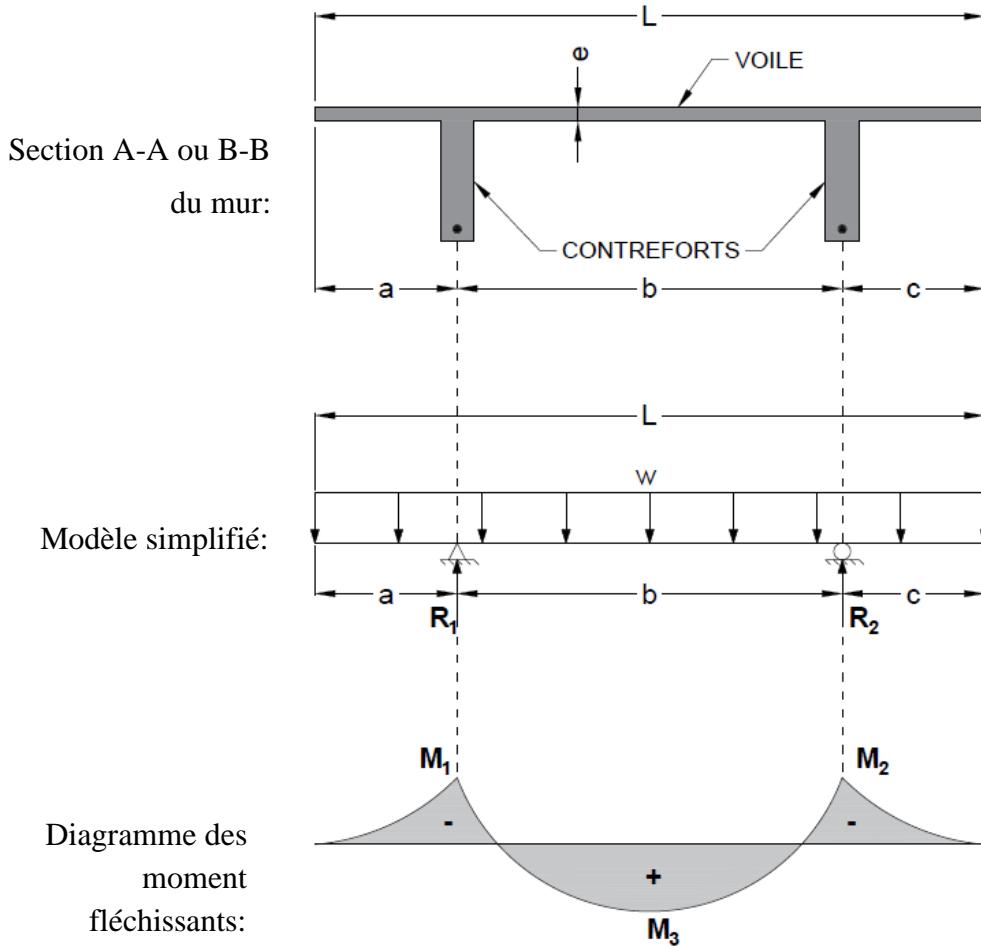


Figure 3.6: Simplification pour le calcul de l'épaisseur des parois minces du mur

L'espacement des contreforts, la distance b sur la Figure 3.6, est déterminé de manière à équilibrer les moments de flexion négatifs et positifs dans les parois minces du mur. Ensuite, la résistance en flexion des parois minces est calculée avec AIS de manière à satisfaire les conditions de chargement à l'ÉLU et à l'ÉLS.

Un critère de déformation maximale en service a été imposé pour la conception des parois minces et des contreforts du mur, en concordance avec l'annexe de la section 8 de la norme CSA-S6-19. Ce critère de déformation admissible est décrit à l'équation 3.2 :

$$\varepsilon_{ts} \leq 0.5\gamma_F\varepsilon_{tu} \quad 3.2$$

où γ_F est un coefficient pour tenir compte de l'orientation des fibres, ε_{tu} est la déformation ultime à la fibre tendue provenant de la loi de comportement en traction du BFUP, et ε_{ts} est la déformation à la fibre tendue pour l'ÉLS.

Ce critère permet de conserver une marge de sécurité sur la capacité de déformation du BFUP. Effectivement, puisque le mur subit des contraintes de retrait lors de sa fabrication, une portion de la capacité de déformation est déjà consommée dans la loi de comportement en traction, avant même que le mur soit sollicité mécaniquement. Ensuite, il faut mentionner qu'un coefficient est appliqué pour tenir compte de l'orientation des fibres (γ_F), selon le type d'élément structural. Ainsi, il a été décidé d'utiliser la déformation provenant de la loi de traction non réduite (ε_{tu}), dans le calcul de ε_{ts} afin de ne pas appliquer deux fois une réduction pour tenir compte de l'orientation des fibres. Pour ce qui est de γ_F , deux coefficients sont retenus :

- i) Élément coulé en place verticalement, comme un mur, $\gamma_F = 0,6$
- ii) Élément coulé en place horizontalement, comme une dalle ou semelle, $\gamma_F = 0,8$

Toutefois, en raison de l'incertitude quant à la méthode de mise en place du mur en usine au moment de la conception, un coefficient de 0,6 a été choisi pour toutes les composantes du mur, de manière conservatrice.

Le dimensionnement des composantes du mur est réalisé avec le programme AIS (Massicotte, B., Conciatori, Bédard & Braike, 2014). Le Tableau 3.6 montre le résultat des analyses sectionnelles pour le dimensionnement du voile et de la semelle du mur de soutènement. En début de projet, le dosage en fibres du BFUP utilisé pour la conception n'étant pas encore défini, la conception a donc été réalisée avec les dosages disponibles (2, 3 et 4%). Il s'est avéré lors de la conception que le critère de déformation maximale en service à la fibre tendue $\varepsilon_{s\text{ adm}}$ était critique. De plus, la capacité de déformation écrouissante en traction des BFUP avec dosage en fibre supérieure étant plus faible, le gain apporté par la résistance en traction plus élevée est en grande partie perdu dans cette application (Figure 3.1 & Figure 3.2). C'est ce qui explique que les différences d'épaisseur des sections avec les différents dosages en fibres varient peu. Les dimensions qui permettent de satisfaire les combinaisons de charge à L'ÉLS1, l'ÉLU1 et l'ÉLU2 sont de 40 mm pour le voile et de 65 mm pour la semelle. Seuls les résultats pour les combinaisons de charges à l'ÉLS1 et l'ÉLU1 sont montrés au Tableau 3.6, puisqu'ils sont plus critiques que la combinaison à l'ÉLU2.

Tableau 3.6: Résultats AIS pour le dimensionnement du voile et de la semelle du mur de soutènement pour les combinaisons de charges critiques (ÉLU1 et ÉLS1) selon différents dosages en fibres

Dosage en fibres	ÉLU1			ÉLS1		
	e voile (mm)	e semelle (mm)	M_r AIS vs M_u voile (kNm/m)	M_r AIS vs M_u semelle (kNm/m)	ε_{ts} vs ε_{adm} voile ($\mu\text{m}/\text{m}$)	ε_{ts} vs ε_{adm} semelle ($\mu\text{m}/\text{m}$)
	40	70	3,90 > 3,63	11,95 > 10,87	301 < 743	283 < 743
3%	40	65	4,48 > 3,63	11,84 > 10,90	268 < 630	337 < 630
4%	35	60	4,04 > 3,64	11,88 > 10,91	420 < 570	440 < 570

3.1.4.2 Dimensionnement des contreforts horizontaux et verticaux

Ensuite, l'analyse sectionnelle pour le dimensionnement des contreforts du mur et de la semelle est réalisée sur la section montrée à la Figure 3.7. Le moment de flexion est calculé selon les combinaisons de charges critiques montrées à la Figure 3.3 (ÉLS1 & ÉLU1), à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux. La combinaison de charges à l'ÉLU2 a également été vérifiée, mais celle-ci étant moins critique, seuls les résultats pour les combinaisons de charges à l'ÉLS1 et l'ÉLU1 sont présentés dans la suite du chapitre. Les paramètres variables dans ce cas-ci sont la profondeur de la section (h), la quantité d'armatures (A_s) dans chaque contrefort et le bras de levier des barres d'armature (d).

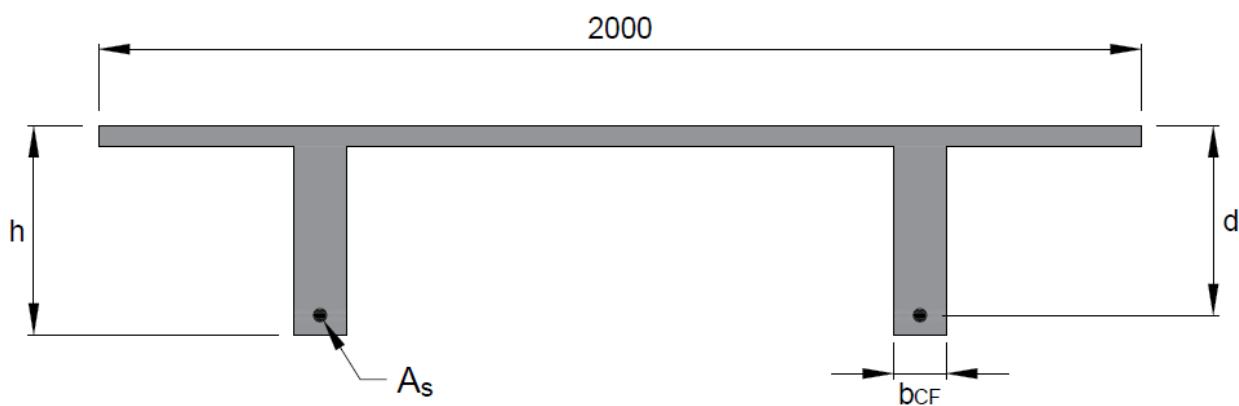


Figure 3.7: Section du voile et de la semelle du mur en BFUP

En suivant un processus itératif, les paramètres h , d et A_s ont été déterminés de manière à obtenir un moment résistant supérieur au moment de flexion global, autant à l'ÉLU qu'à l'ÉLS, pour des murs conçus avec les trois dosages en fibres. Les résultats des analyses sont montrés au Tableau 3.7. À nouveau, la déformation à la fibre tendue ε_s doit également satisfaire l'équation 3.2, laquelle est très restrictive. Effectivement, la déformation admissible à la fibre tendue est le critère qui gouverne la conception, et a mené à une surcapacité en flexion pour le respecter avec les combinaisons de chargement à l'ÉLU. Le choix retenu pour la fabrication du mur de soutènement est le BFUP-3% avec des dimensions arrondies de contreforts de 400 mm. Le choix du dosage en fibres à 3% s'explique par le fait que le dosage à 4% ne permet pas une grande diminution des dimensions de mur. De plus, le dosage à 2% ne procure pas une très grande marge de sécurité en termes d'orientation des fibres. Un écoulement unidirectionnel des fibres dans le mur peut conduire à une orientation de fibres assez défavorable dans la direction perpendiculaire. Enfin, en considérant qu'une portion de la loi de traction du BFUP est déjà consommée avant même d'appliquer une sollicitation mécanique due aux effets du retrait, le dosage en fibres à 3% procure une plus grande marge de sécurité que le dosage à 2%.

Tableau 3.7: Résultats AIS pour le dimensionnement des contreforts verticaux et horizontaux selon différents dosage en fibres

Dosage fibres	h	h	A_s vert.	A_s horiz.	V_{BFUP}	M_r AIS vs M_u	ε_s AIS vs ε_{adm}
	CFvert. mm	CFhoriz. mm			m^3	kNm	$\mu\text{m}/\text{m}$
2%	385	380	2-25M	2-25M	0,817	212 > 188	731 < 743
3%	385	380	2-25M	2-25M	0,799	225 > 188	621 < 630
3%	400	400	2-25M	2-25M	0,813	239 > 185	555 < 630
4%	385	375	2-25M	2-25M	0,753	244 > 189	561 < 570

3.1.5 Analyse numérique avec ATENA

La suite de la conception du mur de soutènement en BFUP est réalisée dans ATENA avec des calculs par éléments finis. Cette étape de conception permet entre autres d'analyser le comportement global et de valider les dimensions retenues pour le mur. Bien que la conception

préliminaire soit principalement basée sur les critères de stabilité (glissement, renversement, capacité portante), la capacité en flexion (moment), les déformations, les déplacements globaux et la résistance au cisaillement doivent également être vérifiés. Puisque la résistance au cisaillement du BFUP est difficile à déterminer théoriquement à l'aide d'équations, cette dernière est vérifiée dans le modèle numérique. En effet, si la plastification des barres d'armature de flexion est atteinte et que la capacité en flexion du modèle numérique atteint la capacité en flexion théorique (moment résistant calculé dans AIS), la résistance au cisaillement ne représente pas le critère limitatif. Le modèle numérique permet également d'observer quel mode de rupture survient lors du chargement. Cette vérification permet de vérifier s'il s'agit d'une rupture ductile en flexion, ou d'une rupture ductile en cisaillement. Un critère de flèche admissible a été fixé à 1% de la hauteur totale du mur pour limiter les flèches mesurées dans le haut du mur en service. Ce critère permet au mur préfabriqué en BFUP de conserver une rigidité en flexion qui est jugée suffisante et similaire à celle d'un mur conventionnel en BA. Finalement, les modèles numériques servent de base pour effectuer des analyses paramétriques. Les résultats de ces études paramétriques sont présentés au Chapitre 5.

Les sous-sections suivantes montrent les hypothèses et paramètres de calcul qui ont été utilisés pour la modélisation par éléments finis du mur en BFUP.

3.1.5.1 Lois de matériaux

Les propriétés de matériaux utilisées pour les armatures et le BFUP-3% sont celles présentées à la Figure 3.2 et au Tableau 3.1. La loi de comportement en traction réduite est utilisée. L'option *fixed crack* a été préférée à l'option *rotated crack* pour le calcul, puisque cette dernière option a mené à des problèmes de convergence. L'option *fixed crack* signifie que l'orientation de la fissure est selon la direction perpendiculaire à la contrainte principale pour un élément de maillage donné, au moment de l'initiation de la fissuration. La fissure continue d'ouvrir dans cet élément tout en conservant la même orientation pour la suite de l'analyse (Cervenka, V., Jendele & Cervenka, 2020), (Cervenka, Vladimir & Cervenka, 2017).

Ensuite, la loi d'adhérence du modèle CEB-FIB 1990 (Cervenka, V. et al., 2020), (El-Gendy & El-Salakawy, 2021) a été appliquée aux barres d'armature pour tenir compte d'un léger glissement des barres dans la matrice de béton. Bien que les équations du CEB-FIB sont normalement utilisées avec des bétons ordinaires, il a tout de même été préféré d'utiliser ces équations avec le BFUP

plutôt que de considérer une loi d'adhérence parfaite, pour se rapprocher d'un comportement réel. Les résultats obtenus d'un modèle avec une loi d'adhérence du modèle CEB-FIB par rapport à un modèle avec une loi d'adhérence parfaite sont très similaires. Il ne s'agit donc pas d'un paramètre sensible dans l'analyse du comportement du mur. Les propriétés de la loi d'adhérence sont celles de barres d'armature non confinées, puisqu'il n'y a pas d'étriers. En outre, il est supposé que la matrice du béton soit de bonne qualité et que la résistance en compression du BFUP est de 122 MPa. Ces propriétés se traduisent dans le modèle numérique par la courbe Adhérence-Glissement présentée à la Figure 3.8.

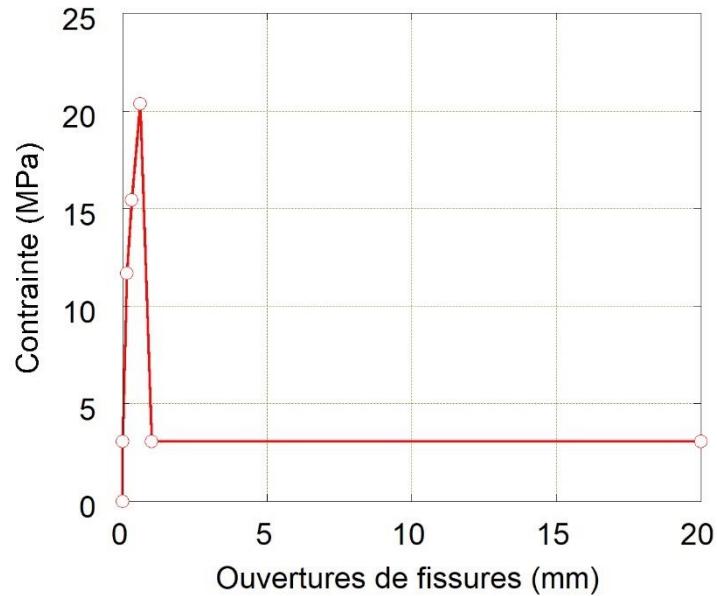


Figure 3.8: Propriétés d'adhérence des barres d'armature selon le modèle CEB-FIB 1990

Des propriétés d'interface acier-béton ont été appliquées pour les surfaces de contact entre les plaques de retenue en acier (pour empêcher le renversement du mur) et le mur en BFUP, comme indiquées sur la Figure 3.9. De plus, des propriétés d'interface béton-béton ont été appliquées entre le dessous de la semelle et de la dalle de laboratoire. Ces propriétés visent à reproduire le plus fidèlement possible les conditions de chargement en laboratoire, lors de la phase expérimentale, laquelle est présentée au Chapitre 4. Les propriétés d'interface utilisées ont été validées dans de

nombreux projets de recherche antérieurs (Lachance, 2015), (Thiaw, 2014), (Verger-Leboeuf, 2016).

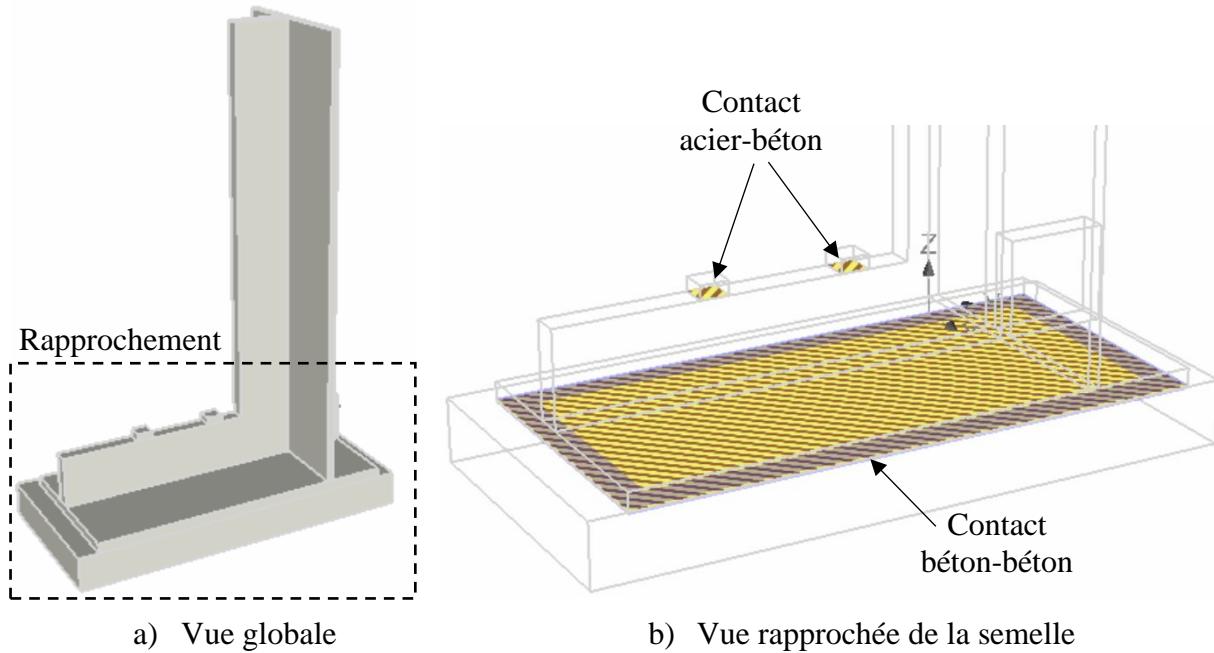


Figure 3.9: Types de contact entre les différentes surfaces dans le modèle numérique

Les propriétés de ces types de contact sont décrites dans le Tableau 3.8. Il est possible de constater que la différence entre les deux types de contact réside dans le coefficient de friction, lequel est plus grand pour un frottement entre deux surfaces de béton.

Tableau 3.8: Définition des propriétés de contact dans le modèle numérique

Type de contact	K_{nn} (MN/m ³)	K_{ft} (MN/m ³)	f_t (MPa)	Cohésion (MPa)	Coefficient de friction
Acier-béton	1×10^7	1×10^7	0,5	1	0,3
Béton-béton	1×10^7	1×10^7	0,5	1	0,5

3.1.5.2 Conditions frontières

Dans le but de réduire le temps de calcul des modèles numériques, un demi-mur a été modélisé. La Figure 3.10 montre l'axe de symétrie qui a été appliqué à mi-distance entre les deux contreforts pour simplifier le modèle. Les résultats obtenus en post-traitement sont ensuite reportés sur un mur complet de 2 m de largeur.

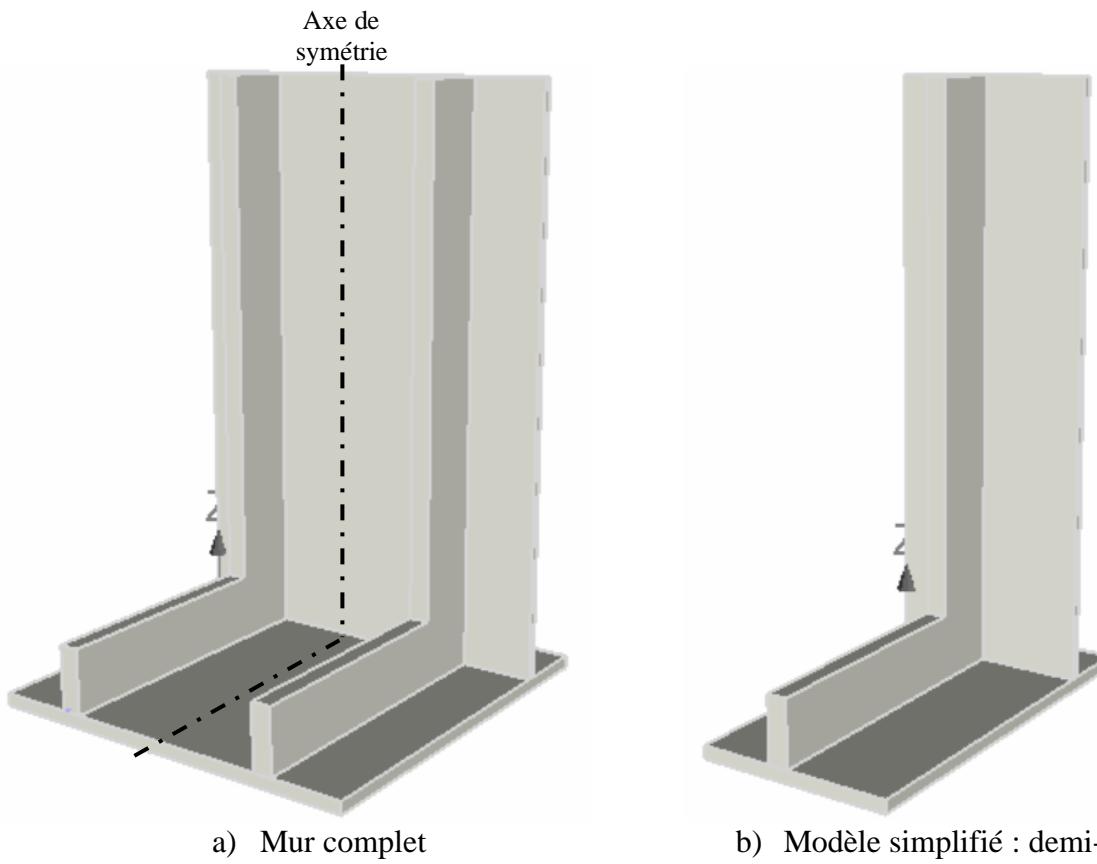


Figure 3.10: Vue isométrique du mur complet et du mur simplifié pour la modélisation par éléments finis

Les différentes conditions frontières appliquées au modèle numérique sont illustrées à la Figure 3.11. De manière à reproduire le plus fidèlement possible les conditions lors de l'essai en laboratoire, une dalle de support en béton a été modélisée pour supporter le mur. Le dessous de la dalle de support est encastré pour empêcher tout mouvement de celle-ci. Le fait de modéliser une dalle de support plutôt que d'encastrer directement le dessous de la semelle permet un léger décollement de la semelle par rapport à la dalle de support, ce qui est plus fidèle à un cas de

chargement réel. De plus, pour empêcher tout glissement horizontal du mur, la ligne au point de rotation avant du mur a été bloquée dans l'axe horizontal. Ceci correspond également aux conditions du laboratoire, puisqu'une dalle de butée est positionnée devant la pince du mur pour empêcher tout glissement vers l'avant.

Finalement, des plaques d'acier sont placées sur les contreforts de la semelle pour transmettre la charge verticale représentative d'un remblai. Cette charge verticale empêche le mur de se renverser, tout en acceptant une légère rotation de la semelle pour ne pas surestimer la rigidité globale du mur. Ces plaques seront présentes dans l'essai en laboratoire.

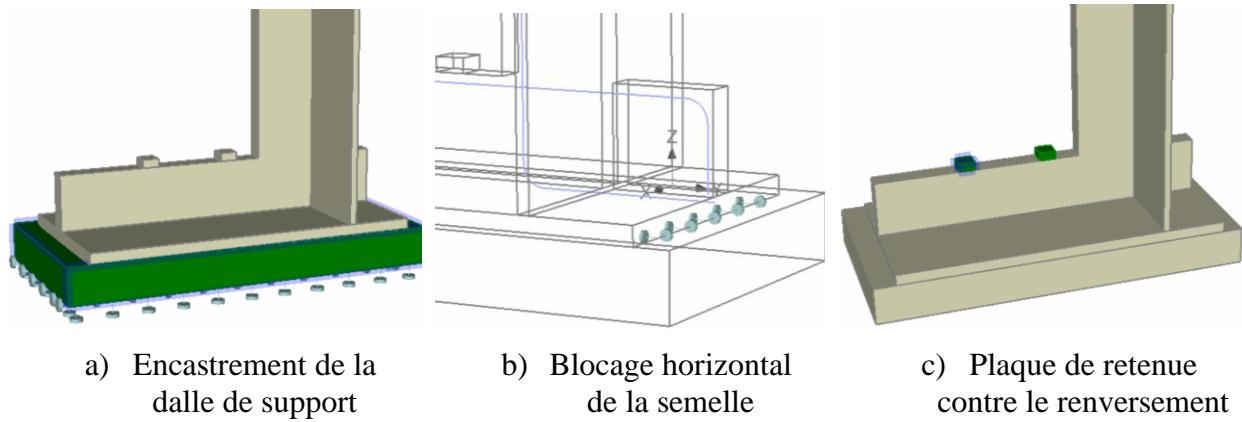


Figure 3.11: Conditions frontières pour le mur en BFUP dans le modèle numérique

3.1.5.3 Maillage

Le maillage du modèle est illustré à la Figure 3.12. Il est constitué à la fois d'éléments de plaque et d'éléments de solides. Effectivement, étant donné la faible épaisseur du voile et de la semelle (40 et 65 mm respectivement), des éléments de plaques sont utilisés pour ces composantes du mur. Le voile et la semelle sont subdivisés en quatre couches, lesquelles constituent les plaques. Les contreforts sont quant à eux maillés avec des éléments de solides tétraédriques de 40 mm à quatre points d'intégration. Une étude de maillage a permis de déterminer qu'un raffinement plus petit que 40 mm n'implique aucun changement dans la réponse globale du mur. De plus, un maillage de 40 mm permet de bien localiser les fissures lors du chargement.

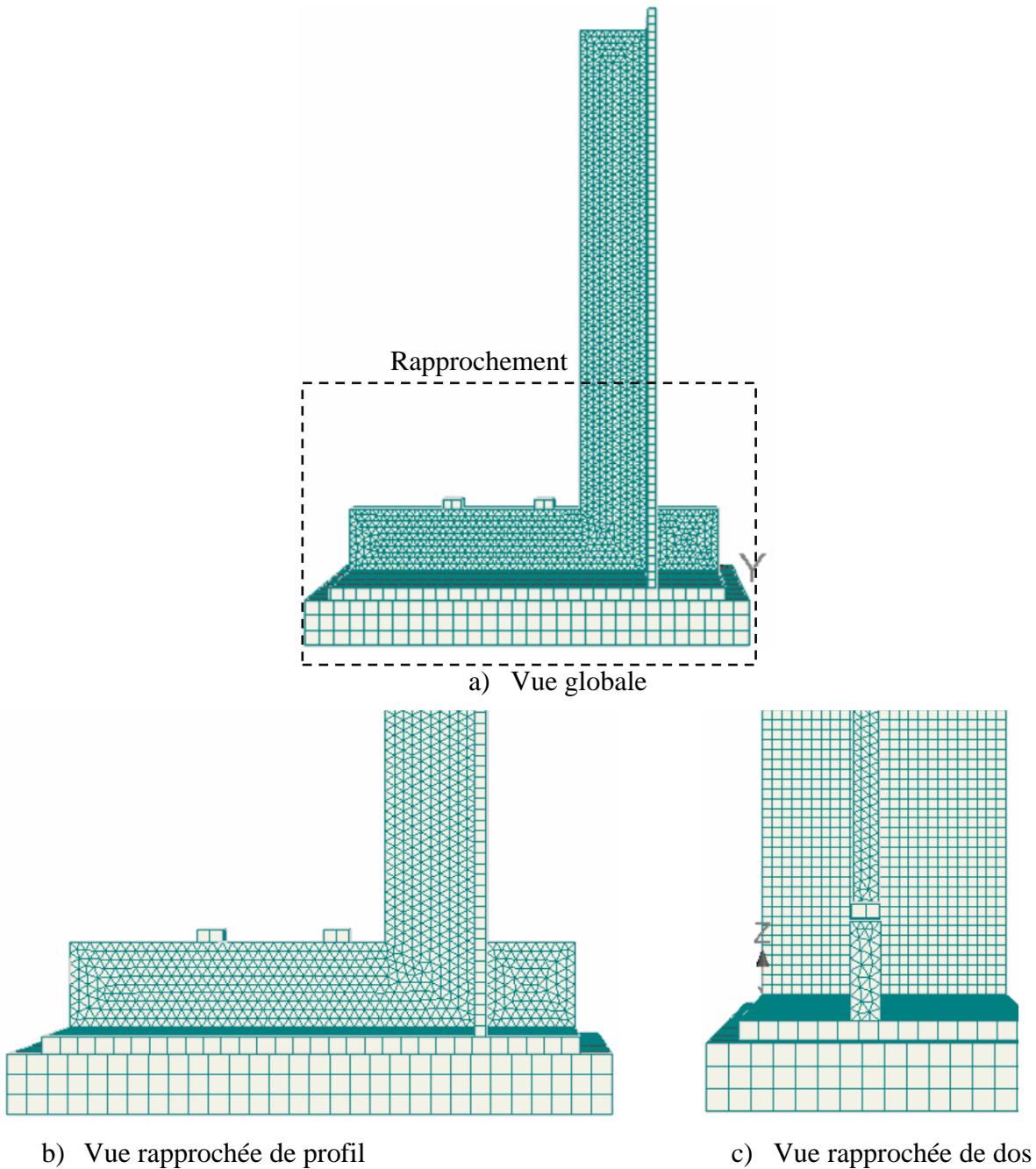


Figure 3.12: Détail du maillage du mur en BFUP dans le modèle numérique

3.1.5.4 Chargement

Comme il a été mentionné précédemment, les combinaisons de charges critiques de la norme CSA-S6 sont les combinaisons à l'ÉLS1 et à l'ÉLU1. La Figure 3.13 montre qu'en superposant la charge

de remblai, la surcharge de camion et la compaction, le diagramme de pression résultant se rapproche d'une charge uniforme, illustrée en rouge.

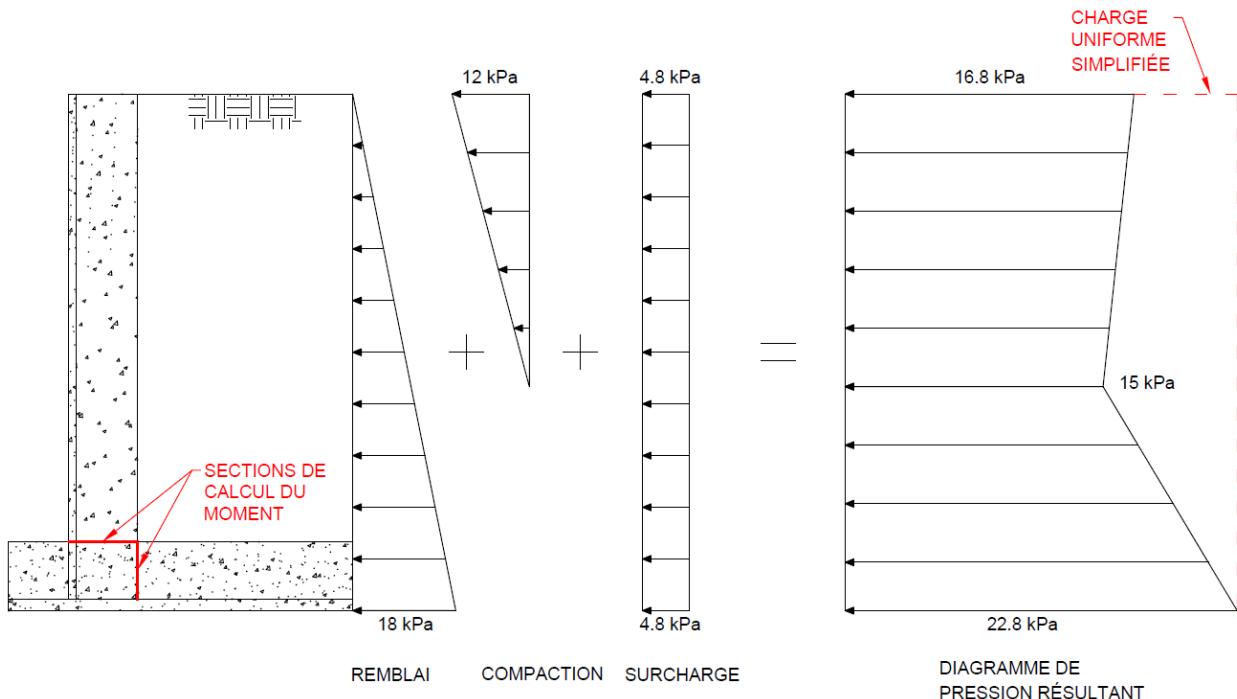


Figure 3.13: Cas de chargement réel de la norme CSA-S6 (ÉLS1 & ÉLU1) et cas simplifié

Par simplification, il a été décidé d'appliquer dans le modèle numérique une charge uniforme sur toute la surface du voile, comme montré à la Figure 3.14.

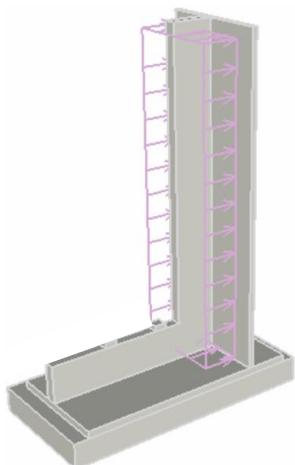


Figure 3.14: Charge uniforme simplifiée appliquée sur le voile dans le modèle numérique

3.1.5.5 Méthode de résolution

La méthode de résolution utilisée dans le modèle numérique est celle de Newton-Raphson. Cette méthode de résolution implicite est dite incrémentale et un nombre maximal de 80 itérations a été choisi pour permettre la convergence des calculs.

3.1.5.6 Validation du comportement structural du mur

Les résultats de validation de la conception sont illustrés pour le mur de soutènement en BFUP 3%, soit le concept choisi pour la fabrication et la validation en laboratoire.

La Figure 3.15a montre la courbe du moment à la base des contreforts verticaux en fonction de la flèche dans le haut du mur. Le comportement est d'abord linéaire-élastique jusqu'à environ 40 kNm. Ensuite, le développement des microfissures dans le BFUP initie un comportement non-linéaire. Enfin, la résistance maximale est atteinte et la courbe s'arrête. L'arrêt de la courbe n'est pas relié à une rupture du mur, mais au mode de chargement numérique. La méthode de résolution Newton-Raphson utilisée avec le logiciel par éléments finis ATENA ne permet pas d'évaluer le comportement post-pic du mur avec un pilotage en force. Un autre type de chargement (pilotage en déplacement) sera utilisé dans le Chapitre 5 pour reproduire le plus fidèlement possible le comportement mécanique du mur testé en laboratoire. Dans ce cas le comportement post-pic sera illustré.

Le moment résistant atteint dans le modèle numérique est de 239 kNm et il excède le critère du moment ultime pour la combinaison de chargement critique à l'ÉLU1. La valeur maximale du moment résistant du modèle numérique est donc identique à celle qui a été calculée avec AIS, présentée au Tableau 3.7. De plus, pour un moment de service de 103 kNm, le mur subit un déplacement horizontal dans le haut du voile de l'ordre de 5 mm. L'amplitude de ce déplacement est donc inférieure au critère de flèche fixé à 1% de la hauteur totale du mur ($\Delta_{ADM} \leq 30$ mm). L'hypothèse que le développement de la poussée active du remblai est atteint en présence d'un mur suffisamment flexible est également validée, puisqu'une flèche supérieure à 0,1% de la hauteur totale du mur est obtenue, avec une flèche de 5 et 20 mm en condition de service et à l'ultime respectivement. La Figure 3.15b montre que les ouvertures de fissures sont de l'ordre de 0,1 mm en condition de service et de 0,7 mm en condition ultime.

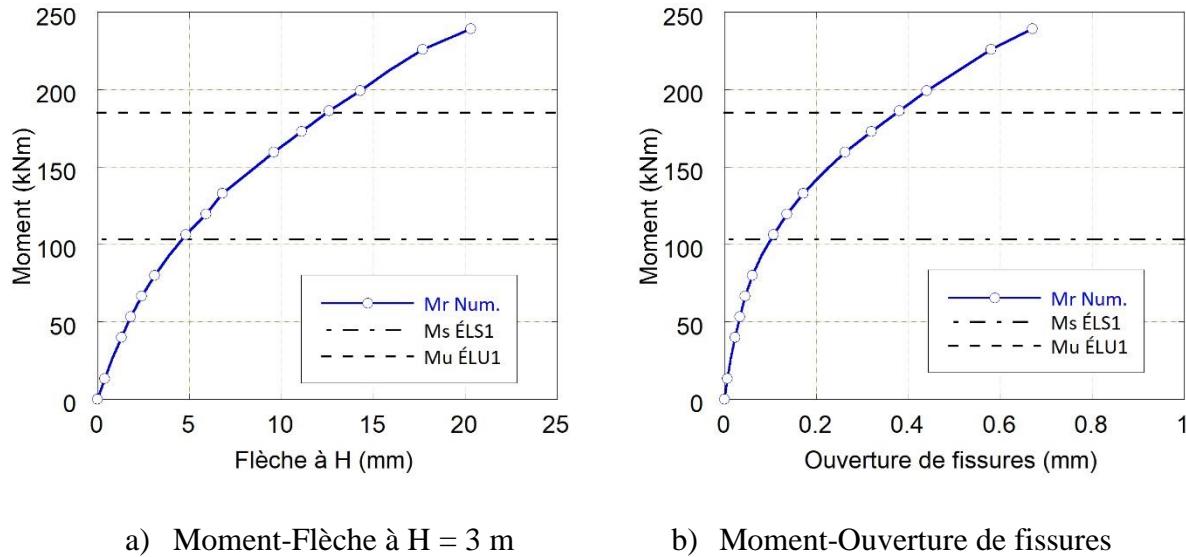


Figure 3.15: Courbe Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour le mur en BFUP sous une charge uniforme

La Figure 3.16 montre la déformée du mur et la fissuration pour les conditions en service et à l'ultime dans le modèle numérique, avec un filtre de fissures de 0,1 mm. Telle qu'attendue, la fissuration du BFUP est localisée à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux, dans la zone du moment fléchissant maximal.

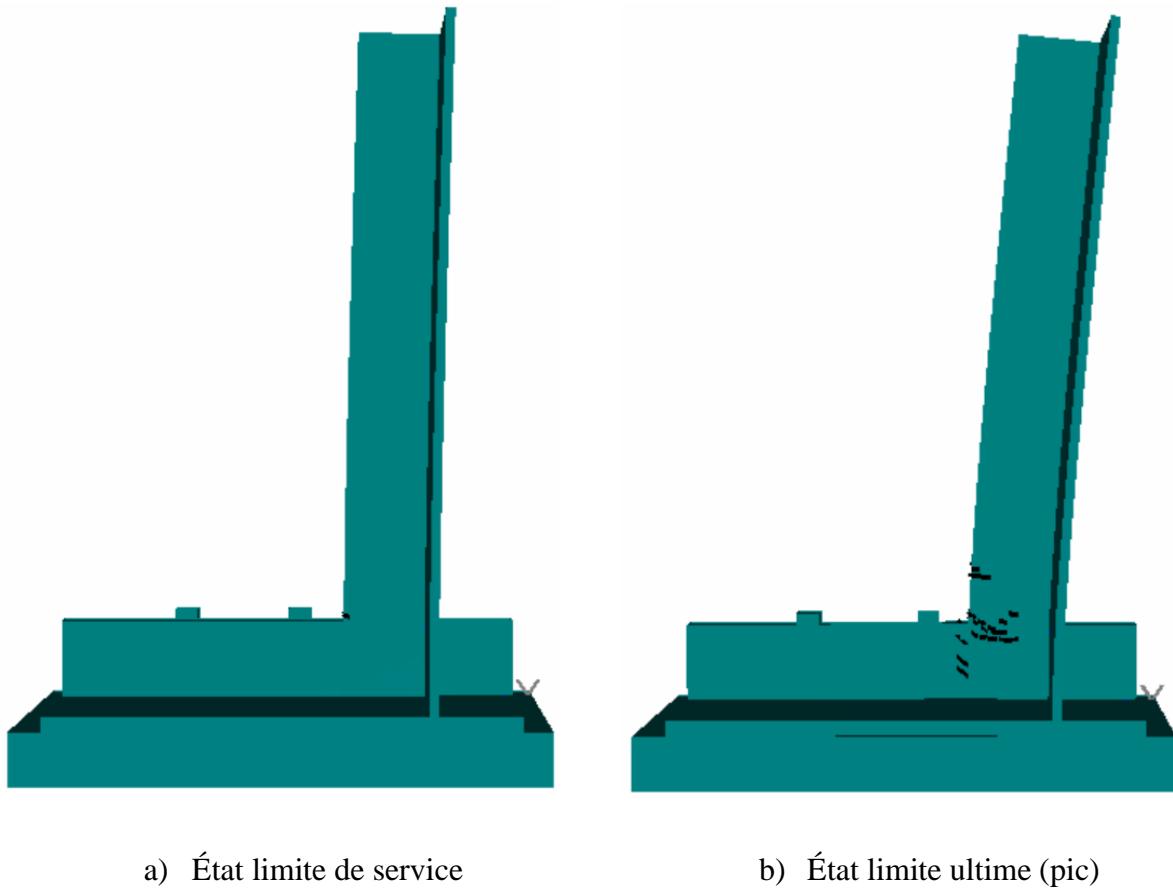


Figure 3.16: Vue de profil de la déformée du mur et de la fissuration pour le modèle numérique
(filtre de fissures = 0,1 mm)

La Figure 3.17 montre que les contraintes dans les barres d'armature ont atteint la limite élastique de l'acier ($f_y = 400$ MPa). Cela permet de conclure que le mur subit une rupture ductile en flexion sous le cas de chargement critique.

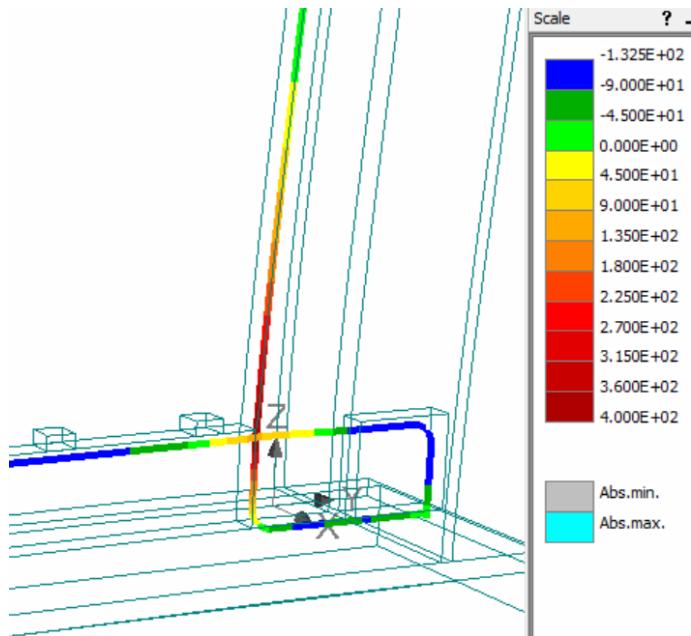


Figure 3.17: Contraintes dans les barres d'armatures au pic pour le modèle numérique

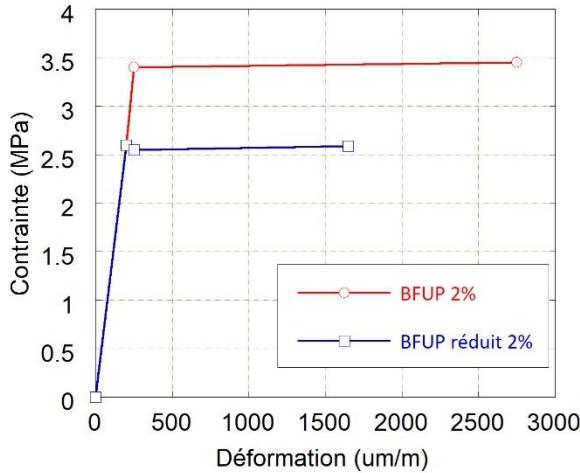
Le comportement mécanique du mur de soutènement en BFUP 3% ayant été validé, un prototype a été fabriqué et testé au laboratoire. Ces activités seront décrites au Chapitre 4 du mémoire.

3.2 Panneaux préfabriqués en BFUP la pour réparation de murs

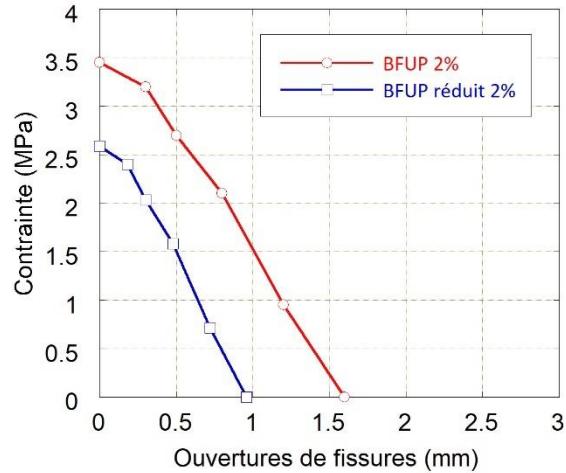
3.2.1 Propriétés de matériaux

Tout comme le mur de soutènement, la conception des panneaux de réparation a été réalisée avec les BFUP développés à Polytechnique. Le matériau retenu pour l'élaboration des panneaux de réparation pouvant servir de coffrages perdus est un BFUP avec 2% de fibres synthétiques. Ce choix s'explique par le fait qu'un des partenaires du projet, la Ville de Montréal, possède plusieurs infrastructures à réparer en milieu urbain, lesquelles exigent une finition esthétique de grande qualité. Les fibres synthétiques représentent un meilleur choix d'un point de vue esthétique, puisqu'elles ne corrodent pas, contrairement aux fibres métalliques qui peuvent corroder à la surface exposée aux intempéries et peuvent créer une surface mouchetée en apparence. De plus, les panneaux de réparation ne requièrent pas une résistance mécanique très élevée, car ils sont utilisés comme coffrage perdu et ne sont sollicités mécaniquement que lors de la phase de mise en place du matériau de remplissage derrière ceux-ci. Ainsi, la résistance offerte par un BFUP avec

fibres synthétiques est suffisante. La Figure 3.18 montre la loi de comportement en traction réelle et réduite du BFUP-2% à fibres synthétiques. La capacité en traction du BFUP en fibres synthétiques est relativement faible par rapport au BFUP avec fibres d'acier. Par ailleurs, ces courbes de résultats d'essais n'étaient pas optimales, elles représentent une capacité conservatrice du BFUP avec fibres synthétiques.



a) Phase écouissante



b) Phase adoucissante

Figure 3.18: Loi de comportement en traction directe d'un BFUP à 2% de fibres synthétiques

Bien que la capacité en traction du BFUP avec fibres synthétiques est nettement inférieure à celle du BFUP avec fibres métalliques, la capacité de déformation est similaire et avoisine 2500 $\mu\text{m}/\text{m}$. Lorsque l'esthétique n'est pas en enjeu, un panneau de réparation composé de fibres métalliques peut être conçu en utilisant un des BFUP présentés à la Section 3.1.1. Effectivement, un autre partenaire du projet, soit la Voie Maritime du Saint-Laurent, possède des infrastructures qui sont fortement sollicitées par des agents agressifs et des chocs de navire aux approches des portes des écluses. Le cas échéant, les propriétés mécaniques supérieures des BFUP à fibres métalliques permettent de mettre en place les panneaux de réparation avec un système d'étalement moins costaud et donc moins coûteux.

3.2.2 Calculs des charges et des efforts

La Figure 3.19 montre un exemple des étapes pour la mise en place d'un panneau de réparation en BFUP. Le calcul des charges pour la conception des panneaux de réparation a été effectué en tenant pour acquis qu'ils sont utilisés comme coffrages perdus. En d'autres mots, les panneaux en BFUP doivent être supportés par un système d'étalements temporaires lors de leur mise en place, similairement à ceux utilisés pour des coffrages en bois (Figure 3.19c). De plus, il est supposé qu'un béton maigre autoplaçant constitue le matériau de remplissage entre le mur à réparer et le panneau en BFUP. La charge exercée sur le panneau de réparation est donc une pression hydrostatique du béton de remplissage à l'état frais.

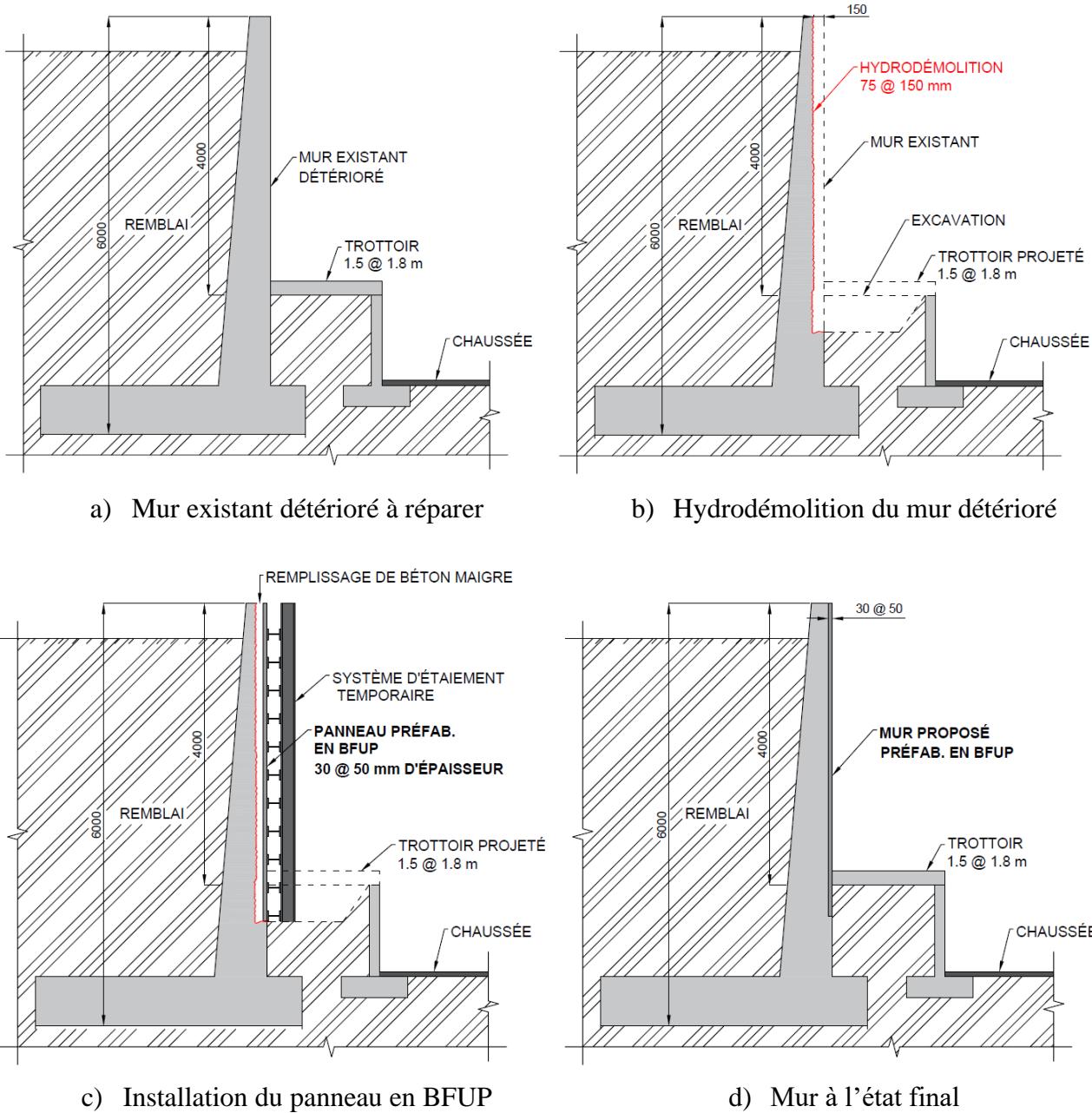


Figure 3.19: Étapes de mise en place d'un panneau de réparation préfabriqué en BFUP

La charge applicable au panneau de réparation lors de sa mise en place est celle d'une pression hydrostatique du béton à l'état frais. Celle-ci est fonction de la masse volumique du béton de remplissage, ainsi que de la hauteur à remplir. Elle se calcule selon l'équation 2.6 présentée à la Section 2.2.2.2. Toutefois, le béton étant un matériau thixotrope, la pression hydrostatique peut être

réduite d'un facteur K_0 qui est inférieur à un. Effectivement, les travaux de Omran et Khayat ont permis d'établir l'équation 3.3 pour calculer la pression maximale exercée par le béton autoplaçant à l'état frais en tenant compte de sa thixotropie, du taux de remplissage, de la géométrie des coffrages et de plusieurs autres facteurs (Billberg et al., 2014), (Khayat & Omran, 2010), (Omran & Khayat, 2017).

$$P_{max}(kPa) = \frac{\gamma_c H}{100} (98 - 3.82H + 0.63R + 11D_{min} - 0.021PV\tau_{0rest@15min}) \cdot f_{MSA} \cdot f_{WP} \quad 3.3$$

Où γ_c représente le poids volumique du béton (kN/m^3), H est la hauteur du béton dans le coffrage (m), R est le taux de remplissage (m/h), D_{min} est la plus petite dimension latérale du coffrage (m), $PV\tau_{0rest@15min}$ est la limite d'élasticité statique (Pa).

Ce dernier paramètre caractérise la thixotropie du béton. Il est déterminé en mesurant le couple de torsion nécessaire pour remuer le béton à l'état frais après 15 minutes de repos. À titre indicatif, une valeur inférieure à 700 Pa caractérise un béton à faible thixotropie et une valeur supérieure à 700 Pa caractérise plutôt un béton à thixotropie élevée. Les facteurs f_{MSA} et f_{WP} permettent de tenir compte de la taille des granulats et du temps de repos lors du remplissage du coffrage respectivement. De manière conservatrice, ils sont posés égal à un.

Par la suite, les hypothèses qui ont été considérées pour calculer la pression admissible sur un panneau de réparation en BFUP sont les suivantes :

- Panneau continu sur au moins 4 supports, soit 3 portées égales
- Facteur de pondération des charges pour le béton de remplissage $\alpha_L = 1,5$, car considéré comme une charge vive à l'état frais
- Coefficient de tenue du béton préfabriqué $\phi_c = 0,75$
- Poids volumique du béton de remplissage $\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$
- Béton à thixotropie moyenne $PV\tau_{0rest@15min} = 700 \text{ Pa}$
- Taux de remplissage du béton $R = 2 \text{ m/h}$

Le Tableau 3.9 montre les pressions maximales calculées avec l'équation 3.3 et les pressions hydrostatiques pour différentes hauteurs de remplissage derrière le panneau préfabriqué. Selon les hypothèses émises précédemment, un facteur $K_0 = 0,75$ est obtenu pour une hauteur de remplissage de 3 m, ce qui signifie une réduction de 25 % de la pression hydrostatique lorsqu'on tient compte de la thixotropie du béton. La réduction de la pression hydrostatique est d'autant plus importante lorsque la hauteur de remplissage du mur augmente. Effectivement, on constate que la réduction de la pression hydrostatique qui s'applique au coffrage ou au panneau préfabriqué en BFUP peut atteindre 40% pour une hauteur de remplissage de 7 m. Par ailleurs, la pression maximale que devra reprendre le panneau préfabriqué varie de 53 à 99 kPa selon la hauteur de béton de remplissage mise en place. Il importe donc de bien définir les limites de reprise du panneau pour les utiliser dans un contexte adéquat.

Tableau 3.9: Pressions maximales du béton frais et hydrostatiques pour différentes hauteurs de remplissage

Hauteur de remplissage (m)	P_{\max} (kPa)	P_{hyd} (kPa)	$K_0 = P_{\max}/P_{\text{hyd}}$ (kPa)
3	53,2	70,6	0,75
5	79,6	117,7	0,68
7	98,9	164,8	0,60

Note : Pressions valables pour $PV\tau_{0\text{rest}@15\text{min}} = 700 \text{ Pa}$, $R = 2 \text{ m/h}$ et $\gamma_c = 23,5 \text{ kN/m}^3$

3.2.3 Analyse sectionnelle avec AIS

La capacité en flexion des panneaux de réparation est calculée avec AIS (Massicotte, B. et al., 2014), en considérant une tranche de 1 m de largeur. Le calcul est donc effectué sur une section rectangulaire et le moment résistant non pondéré a été évalué pour des épaisseurs de panneaux préfabriqués variant de 30 à 50 mm. Le Tableau 3.10 montre les résultats du moment résistant unitaire dans AIS pour différentes épaisseurs de panneaux en BFUP avec fibres synthétiques. La capacité en flexion est considérablement réduite par l'utilisation des fibres synthétiques par rapport

à des fibres métalliques. À titre comparatif, pour une section de 40 mm d'épaisseur, le moment résistant unitaire non pondéré calculé au Tableau 3.6 pour un BFUP-2% de fibres métalliques est de 3,9 kNm/m, alors qu'il est de 1,74 kNm/m pour la même épaisseur de section et un dosage équivalent en fibres synthétiques. Toutefois, comme il a été mentionné à la Section 3.2.1, les panneaux préfabriqués utilisés comme coffrages perdus ne sont sollicités mécaniquement que lors de la phase de mise en place du matériau de remplissage derrière ceux-ci. La résistance en flexion que procurent les panneaux avec le BFUP-2% de fibres synthétiques est donc suffisante pour ce genre d'application.

Tableau 3.10: Moment résistant unitaire obtenu avec AIS pour la loi de traction réduite du BFUP à 2% de fibres synthétiques

	Épaisseur de panneaux				
	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
M_r AIS non pondéré (kNm/m)	0,978	1,332	1,740	2,201	2,719
M_r AIS pondéré ($\phi_c = 0.75$) (kNm/m)	0,734	0,999	1,305	1,651	2,039

À partir de ces valeurs de moments résistants unitaires, la pression admissible sur un panneau en BFUP est calculée à partir de l'équation 3.4. L'idée derrière la présentation de la capacité du panneau préfabriqué en pression admissible est de faciliter la sélection du panneau en fonction de la pression attendue *in situ*, selon le concepteur ou l'entrepreneur, considérant entre autres la hauteur du mur, le type de béton de remplissage, la vitesse de remplissage du béton et la distance des supports à l'avant du panneau. La pression attendue peut être très variable, telle qu'expliquée à la Section 3.2.2 et au Tableau 3.9.

$$P_{adm} = \frac{\phi_c \cdot M}{\alpha_L \cdot 0.1071 \cdot L^2} \quad 3.4$$

Où ϕ_c est le coefficient de tenue du matériau, M est le moment calculé dans AIS (kNm/m), α_L est le coefficient de pondération des charges et L est la portée entre les appuis qui supportent le panneau de réparation (m).

Les résultats des calculs de pression admissible ont été utilisés pour créer des abaques pour différentes distances de supports à l'avant du panneau et pour des hauteurs de remplissage de béton de 3, 5 et 7 m (Tableau 3.11, Tableau 3.12 et Tableau 3.13). Les valeurs en vert indiquent que la pression maximale du béton à l'état frais peut être reprise par le panneau en BFUP pour l'épaisseur de panneau et l'espacement des supports à l'avant du panneau indiqué. Par exemple, au Tableau 3.11, le panneau de 45 mm d'épaisseur avec des supports espacés à 400 mm c/c a une capacité (pression admissible) de 64 kPa, ce qui est supérieur à la pression maximale de 53,2 kPa générée par le béton à l'état frais. Ce choix d'épaisseur de panneau est donc adéquat pour une hauteur de remplissage de 3 m, une valeur de $PV\tau_{0\text{rest}@15\text{min}} = 700$ Pa, un taux de remplissage $R = 2$ m/h et pour l'espacement des supports indiqué. Les valeurs en rouge indiquent que la pression maximale du béton frais excède la pression admissible et que la capacité en flexion du panneau est insuffisante pour l'épaisseur et l'espacement des supports donnés.

Les résultats présentés au Tableau 3.11, au Tableau 3.12 et au Tableau 3.13 démontrent qu'il serait possible d'installer des panneaux minces en BFUP avec fibres synthétiques variant de 30 à 50 mm d'épaisseur selon les conditions de fixation et de remplissage de béton présentes sur le mur de soutènement à réparer. Ces minces panneaux en BFUP pourraient être facilement sciés aux extrémités pour suivre le profil du terrain en haut ou en bas du mur.

Tel qu'indiqué dans l'introduction de ce mémoire, des spécimens de panneaux en BFUP avec fibres synthétiques n'ont pas pu être produits dans le cadre du projet et testés en laboratoire. Cependant, les activités pourraient être poursuivies dans le cadre d'un autre projet complémentaire.

Tableau 3.11: Pression admissible sur le panneau en BFUP selon son épaisseur et pour une hauteur de remplissage de béton frais de 3 m

Espacement des supports mm	Pression admissible selon l'épaisseur du panneau (kPa)				
	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
150	203	276	361	457	564
300	51	69	90	114	141
400	29	39	51	64	79
600	13	17	23	29	35

Avec P_{\max} béton frais $h = 3\text{ m} = 53,2\text{ kPa}$ (voir Tableau 3.9)

Tableau 3.12: Pression admissible sur le panneau en BFUP selon son épaisseur et pour une hauteur de remplissage de béton frais de 5 m

Espacement des supports mm	Pression admissible selon l'épaisseur du panneau (kPa)				
	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
150	203	276	361	457	564
300	51	69	90	114	141
400	29	39	51	64	79
600	13	17	23	29	35

Avec P_{\max} béton frais $h = 5\text{ m} = 79,6\text{ kPa}$ (voir Tableau 3.9)

Tableau 3.13: Pression admissible sur le panneau en BFUP selon son épaisseur et pour une hauteur de remplissage de béton frais de 7 m

Espacement des supports mm	Pression admissible selon l'épaisseur du panneau (kPa)				
	30 mm	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
150	203	276	361	457	564
300	51	69	90	114	141
400	29	39	51	64	79
600	13	17	23	29	35

Avec P_{\max} béton frais $h = 7\text{ m} = 98,9\text{ kPa}$ (voir Tableau 3.9)

CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET ANALYSE

Le Chapitre 4 décrit la phase expérimentale du projet et présente les résultats des spécimens testés en laboratoire. Le chapitre débute par une description du programme expérimental à la Section 4.1. Ensuite, les détails sur la fabrication des spécimens à l'usine Bétons Génial sont présentés à la Section 4.2. La Section 4.3 décrit le montage expérimental pour l'essai en laboratoire sur le mur de soutènement. La Section 4.4 présente les résultats de l'essai de flexion sur le mur de soutènement en BFUP. La Section 4.5 décrit la méthode expérimentale pour réaliser les essais de flexion quatre points sur les dalles prélevées dans le panneau mince, alors que la Section 4.6 présente les résultats obtenus de ces essais. Finalement, la Section 4.7 permet de conclure sur les résultats expérimentaux du mur de soutènement et des essais de flexion du panneau mince.

4.1 Programme expérimental

Comme il a été mentionné en introduction à la Section 1.2, le programme expérimental se rapporte à la fabrication du mur de soutènement et à la réalisation des essais en laboratoire. Un mur de soutènement complet en BFUP a été fabriqué pour évaluer le comportement structural du mur (fissuration, rigidité, capacité ultime, ductilité) et pour valider la conception. Un panneau mince en BFUP représentant le voile du mur a également été produit. Des dalles ont ensuite été prélevées par sciage dans le panneau pour réaliser des essais de flexion à quatre points. Ces essais de flexion sur de petits spécimens (400 x 100 x 40 mm) permettent de valider la capacité locale des parois minces du mur de soutènement et de s'assurer qu'elles ne représentent pas un facteur limitatif pour atteindre la capacité globale du mur en flexion.

4.2 Fabrication des spécimens

D'abord, la fabrication du mur de soutènement est présentée à la Section 4.2.1, puis la fabrication du panneau mince à la Section 4.2.2 et la fabrication des spécimens de caractérisation à la Section 4.2.3.

4.2.1 Mur de soutènement en BFUP

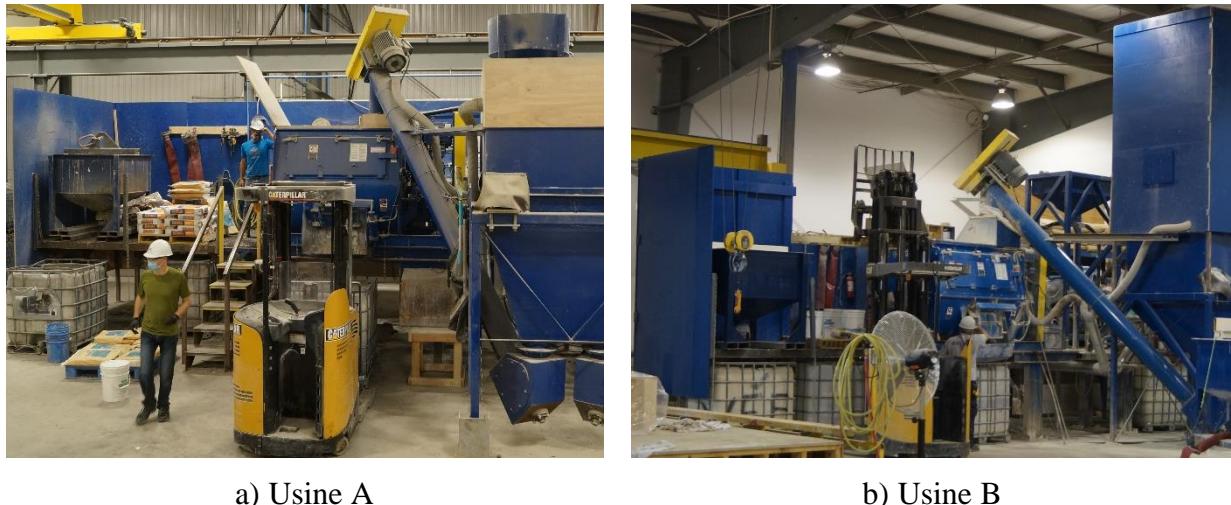
Des plans de fabrication ont été préparés (voir annexe A) et transmis au partenaire du projet Bétons Génial. Le béton utilisé pour la fabrication des spécimens est celui commercialisé par King-Sika,

connu sous le nom UP-F3, c'est-à-dire un BFUP qui possède une résistance à la compression nominale à 28 jours d'au moins 120 MPa et 3%-vol. de fibres droites métalliques. Celles-ci proviennent de l'entreprise Bekaert et leurs propriétés sont présentées au Tableau 4.1.

Tableau 4.1: Propriétés des fibres métalliques Bekaert (Bekaert, 2019)

Type	l_f (mm)	d_f (mm)	l_f/ d_f	E_f (GPa)	σ_{fu} (MPa)
Dramix® OL 13/0,2	13	0,2	65	200	2 750

Puisque la quantité à produire pour la fabrication de tous les spécimens (mur, panneau mince, os et cylindres) était supérieure à la capacité maximale des malaxeurs, trois gâchées ont été préparées : deux pour le mur et une pour le panneau mince. Puisque deux gâchées ont été nécessaires pour remplir le même mur, il est important que ces deux gâchées présentent des propriétés similaires pour obtenir un résultat uniforme et homogène. Il a donc été convenu de préparer les deux gâchées en même temps, dans deux malaxeurs distincts, soit à l'usine A et B de Bétons Génial, lesquelles sont illustrées à la Figure 4.1. Pour ce faire, deux équipes ont été affectées à chacun des malaxeurs pour incorporer les ingrédients, avec une personne pour coordonner les opérations et s'assurer que les deux gâchées soient préparées simultanément, avec la même séquence et les mêmes temps de malaxage.



a) Usine A

b) Usine B

Figure 4.1: Vue d'ensemble des malaxeurs

Afin de limiter la pression hydrostatique du béton frais lors de la mise en place du BFUP dans le coffrage, le mur a été coulé avec la paroi verticale couchée au sol et la semelle à la verticale, comme montré à la Figure 4.2. Puisque la paroi verticale mesure 3 m de hauteur et la longueur de la semelle 2 m, une pression hydrostatique réduite est développée dans le moule en remplaçant par la semelle. De plus, le fait de remplir le mur en position couchée permet de favoriser l'orientation des fibres dans l'axe du voile. Le béton frais a été déposé au droit des contreforts de la semelle.

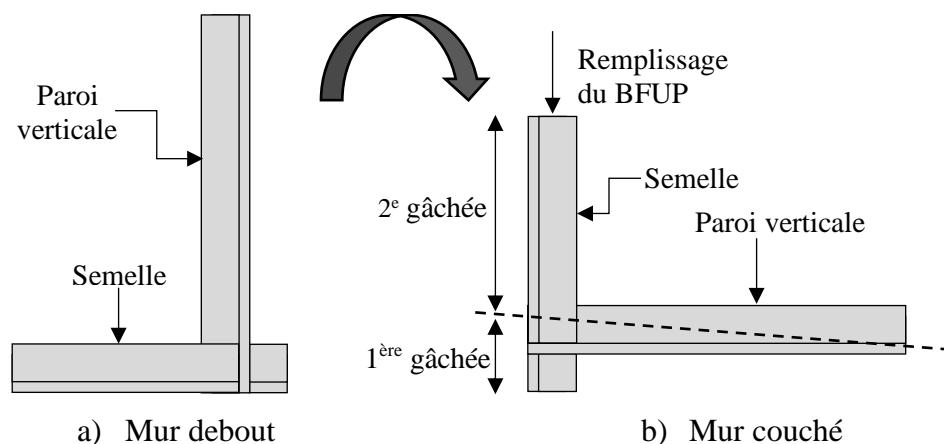


Figure 4.2: Position du mur lors du remplissage en usine

La première gâchée a permis de remplir principalement la pince, une portion du voile et une portion des contreforts du mur. La deuxième gâchée a immédiatement succédé à la première pour compléter le remplissage du mur. Le mur de soutènement en BFUP est illustré à la Figure 4.3, lors de son démoulage. Il est possible de constater que deux zones ont été moins bien remplies dans le haut du mur, au droit des contreforts, en raison de la présence des ancrages de manutention soudés aux barres d'armature verticales. La combinaison des barres d'armature et des ancrages a créé un trop grand obstacle pour permettre le remplissage adéquat dans ces zones.



Figure 4.3: Mur de soutènement en BFUP après le démoulage

4.2.2 Panneau mince en BFUP

Un mélange de béton distinct a été préparé pour fabriquer le panneau mince, représentant le voile du mur. La Figure 4.4 et la Figure 4.5 montrent le coffrage du panneau et la mise en place du béton dans celui-ci. Le panneau mesure 3 m de longueur, par 1 m de largeur et 40 mm d'épaisseur. Le coffrage est installé sur une table inclinable pour faciliter la mise en place du béton par écoulement. Premièrement, le béton a été déposé à une extrémité du coffrage par un mouvement de va-et-vient dans le sens de la largeur du panneau (gauche droite sur la photo). Une fois le coffrage rempli, la surface supérieure a été arasée pour obtenir une finition uniforme. Finalement, un plastique de polythène a été placé sur la surface immédiatement après la finition pour éviter la dessiccation de surface.



Figure 4.4: Coffrage du panneau en BFUP sur une table inclinable



a) Mise en place depuis une extrémité

b) Remplissage du coffrage complété

Figure 4.5: Mise en place du BFUP dans le coffrage du panneau mince

4.2.3 Spécimens de caractérisation

Des spécimens de caractérisation ont été préparés pour mesurer la résistance à la compression (CSA, 2014), la résistance à la traction (Beaurivage, 2009) et le module élastique (ASTM, 2014). Au total, 18 cylindres de 100 mm de diamètre ont été coulés pour les essais de compression, trois cylindres de 150 mm de diamètre pour les essais de module élastique et six os pour les essais de traction directe. Parmi les six spécimens de caractérisation en forme d'os, trois ont été coulés à l'aide d'une chute, laquelle est illustrée au bas de la Figure 4.6a. Les trois autres spécimens ont été coulés sans chute, c'est-à-dire que le BFUP a été versé directement dans le moule par des mouvements de va-et-vient à l'aide d'une chaudière. La Figure 4.7 montre les spécimens de caractérisation après le démoulage. À la suite du démoulage, les spécimens ont tous été recouverts d'un jute humide et d'un polythène pour prévenir l'évaporation et conserver les conditions d'humidité pendant sept jours.



a) Vue derrière la chute

b) Vue face à la chute

Figure 4.6: Moules en os en attente avant le remplissage avec le BFUP



Figure 4.7: Spécimens de caractérisation après le démoulage

4.3 Montage expérimental du mur de soutènement

Le montage d'essai de flexion globale sur le mur est illustré à la Figure 4.8. Tel qu'expliqué à la Section 3.1.5.4, la charge appliquée sur un mur de soutènement peut être simplifiée à une pression

uniforme sur toute la hauteur du voile. Toutefois, en laboratoire, une telle pression est difficile à reproduire. Pour reproduire la pression uniforme, une charge ponctuelle équivalente est appliquée à mi-hauteur du mur. La charge ponctuelle a été appliquée à l'aide d'un vérin d'une capacité de 1000 kN. Une extrémité du vérin a été fixée à une colonne en acier contreventée par une béquille en acier. L'autre extrémité rotulée du vérin a été fixée à une poutre de chargement en acier, laquelle s'appuyait sur le mur à une hauteur de 1,5 m. Le poids propre du vérin a été contrebalancé par un système de contrepoids. Des câbles étaient fixés au vérin et passaient par un jeu de poulies fixées à un portique, avant de redescendre au sous-sol du laboratoire pour soulever une masse qui a permis de contrebalancer le poids du vérin et de la poutre de chargement.

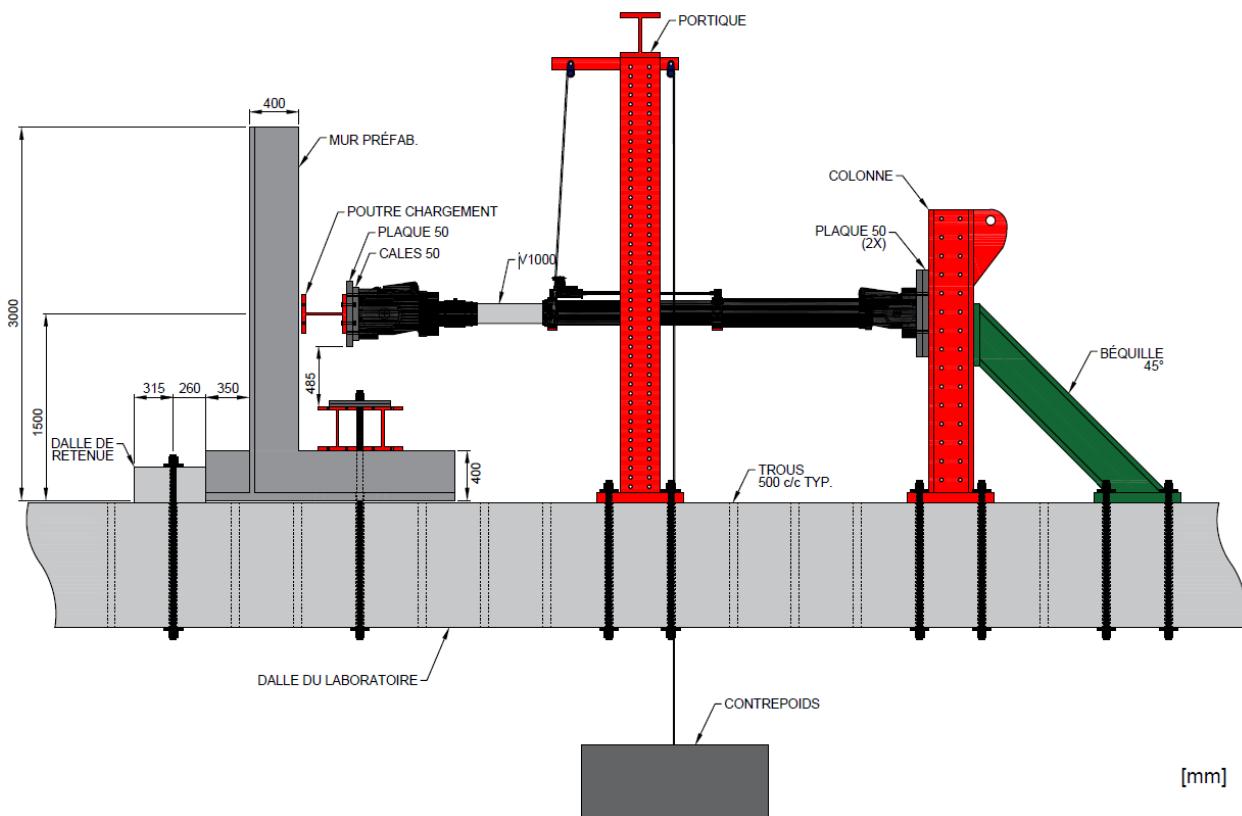


Figure 4.8: Vue de profil du montage en laboratoire pour l'essai de flexion sur le mur

Le contrepoids qui a été installé au sous-sol du laboratoire est montré à la Figure 4.9. Il est important de mentionner que ce système de contrepoids a été utilisé pour éviter que le poids propre du vérin applique une charge verticale au mur. Ce système permet au vérin de suivre la rotation du

mur lors de l'application de la charge. Étant donné la masse importante à contrebalancer avec le poids du vérin (2875 kg) et celui de la poutre de chargement (500 kg), des plaques d'acier ont été utilisées pour former le contrepoids. Cela permet d'équilibrer la masse à supporter tout en laissant un dégagement suffisant entre le contrepoids et le plafond du sous-sol.



Figure 4.9: Contrepoids au sous-sol pour supporter le poids du vérin

La Figure 4.10 montre la dalle de retenue qui a pour but d'empêcher le glissement du mur dans l'axe du vérin lors de l'application de la charge. Cette dalle est positionnée à l'avant du mur et ancrée dans la dalle du laboratoire à l'aide de quatre barres Dywidag, chacune post-tensionnée à 500 kN.



a) Vue de profil

b) Vue de face

Figure 4.10: Dalle de retenue à l'avant du mur de soutènement

Ensuite, la Figure 4.11 montre le système pour empêcher le renversement du mur lors du chargement transversal appliqué par le vérin. Ce système de fixation avec deux poutres rigides est installé sur les deux contreforts de la semelle et est ancré dans la dalle du laboratoire à l'aide de deux barres Dywidag post-tensionnées à 425 kN chacune.



Figure 4.11: Système de fixation de la semelle contre le renversement

Une vue aérienne du montage est montrée à la Figure 4.12.



Figure 4.12: Vue aérienne du montage lors de l'essai sur le mur

4.4 Résultats expérimentaux du mur de soutènement préfabriqué en BFUP

La Section 4.4.1 présente les résultats des essais de caractérisation des matériaux utilisés pour la fabrication du mur de soutènement et la Section 4.4.2 présente les résultats de l'essai de chargement.

4.4.1 Propriétés des matériaux

4.4.1.1 Acier

L'acier d'armature utilisé comme renforcement dans les contreforts du mur est un acier soudable de nuance 400W et de type 25M. La Figure 4.13 montre les résultats des essais de traction directe qui ont été effectués selon la norme ASTM-E8 (ASTM, 2021) pour caractériser la loi de comportement en traction des barres d'armature non usinées. Les résultats sont très reproductibles entre les trois barres testées. Effectivement, dans les trois cas, la limite élastique f_y est atteinte à 448 MPa pour une déformation élastique de 0,00224 et le plateau inélastique s'étale jusqu'à une déformation de 0,01. Enfin, l'écrouissage de l'acier atteint une contrainte ultime de 650 MPa pour une déformation de 0,10.

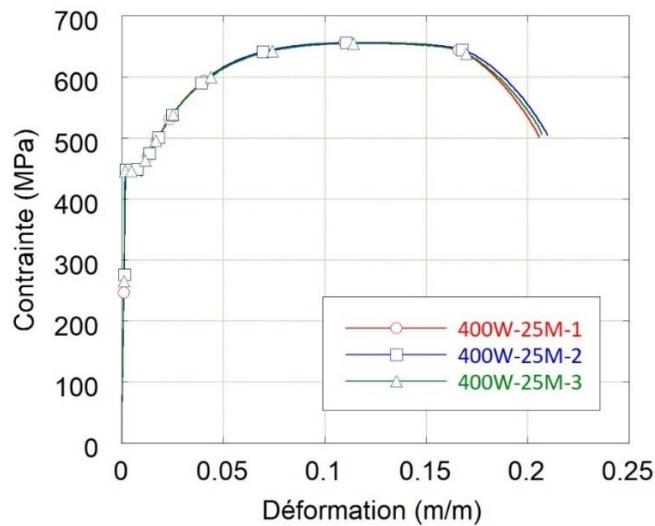


Figure 4.13: Courbe Contrainte-Déformation des barres d'armature 25M-400W en traction directe

Ces propriétés d'acier d'armature sont ensuite introduites dans un nouveau modèle par éléments finis qui sera présenté à la Section 5.1, lors de la validation du modèle numérique, pour établir une comparaison avec le comportement du mur mesuré au laboratoire.

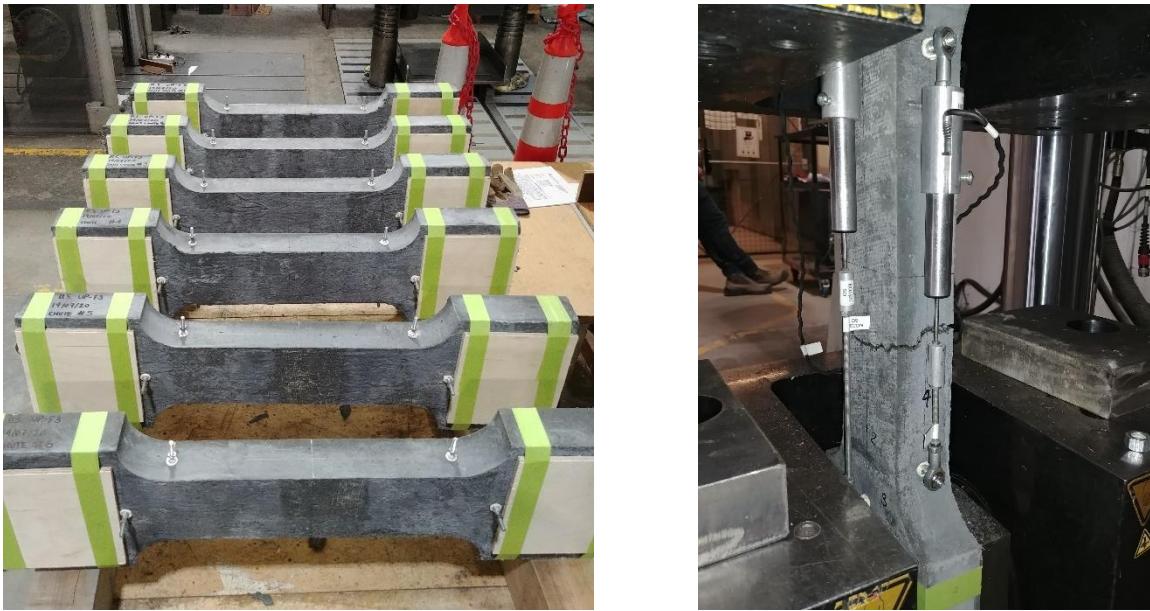
4.4.1.2 BFUP

Le Tableau 4.2 montre la résistance à la compression et le module élastique du BFUP mesuré au moment de l'essai de chargement sur le mur. La valeur indiquée pour la résistance à la compression est une valeur moyenne obtenue sur cinq cylindres de 75 mm de diamètre. Les valeurs mesurées pour la résistance à la compression et le module élastique sont donc plus élevées que celles considérés lors de la conception du mur de soutènement ($f'_c = 122 \text{ MPa}$ et $E_c = 37\,700 \text{ MPa}$).

Tableau 4.2: Résistance à la compression et module élastique du BFUP mesurés au moment de l'essai (226 jours)

Propriété	Valeur
Résistance à la compression, f'_c (MPa)	166,8
Module élastique, E_c (MPa)	44 271
Coefficient de Poisson, ν	0,222

La Figure 4.14 montre les spécimens de caractérisation en forme d'os pour les essais de traction directe selon Beaurivage (2009).



a) Vue globale des spécimens avant l'essai

b) Fissuration du spécimen pendant l'essai

Figure 4.14: Essai de traction directe sur les spécimens en forme d'os

La Figure 4.15 montre la loi de comportement en traction directe du BFUP mesurée au moment de l'essai de chargement sur le mur. Les courbes sont obtenues de trois spécimens en forme d'os remplis à la chaudière, par des mouvements de va-et-vient. Le BFUP utilisé pour la fabrication du mur de soutènement possède donc une résistance à la traction de 11,1 MPa et une déformation maximale au pic de 2301 $\mu\text{m}/\text{m}$. Ces propriétés sont légèrement supérieures au BFUP 3% considéré lors de la conception et présenté à la Section 3.1.1 (Figure 3.1), lequel possède une résistance à la traction de 10,2 MPa et une déformation maximale de 2100 $\mu\text{m}/\text{m}$.

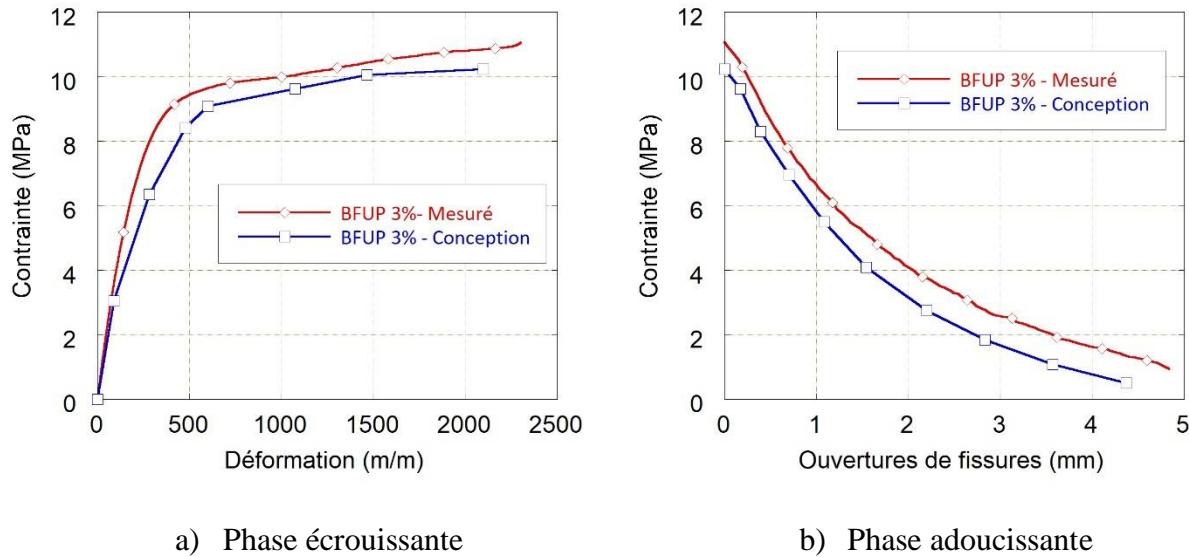


Figure 4.15: Loi de comportement en traction directe du BFUP-3% mesurée au moment de l'essai sur mur de soutènement (234 jours)

4.4.2 Résultats de l'essai de chargement sur le mur de soutènement

4.4.2.1 Incident

Il est important de mentionner qu'un incident est survenu au laboratoire lors de l'installation de la poutre de chargement au vérin, avant l'essai sur le mur. Effectivement, une erreur de manipulation du vérin hydraulique a généré une poussée transversale sur le mur à la mi-hauteur de celui-ci, qui a ensuite été retirée rapidement. La poussée maximale du vérin a été enregistrée à 234,9 kN, ce qui correspond à une charge similaire à la résistance maximale du mur. Cet incident a occasionné un endommagement (fissuration) dans la zone à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux. La Figure 4.16 montre l'état d'endommagement du mur à la suite du chargement accidentel. Le contrefort ouest présente un état d'endommagement plus important que le contrefort est. Effectivement, un plus grand nombre de fissures a été observé sur le contrefort est et les ouvertures de fissures sont de l'ordre de 0,3 à 0,5 mm, alors qu'elles sont de l'ordre du 0,1 mm pour le contrefort ouest. L'endommagement plus important du côté ouest peut être attribuable à plusieurs facteurs. D'abord, un chargement du vérin légèrement désaxé par rapport au centre du spécimen peut avoir produit un point de pression plus important sur un des deux contreforts. Cela peut

également être dû à de légères imperfections dans la géométrie du mur lors de sa fabrication. Cela étant dit, les résultats expérimentaux présentés dans cette section doivent être interprétés en tenant compte de cet endommagement initial.

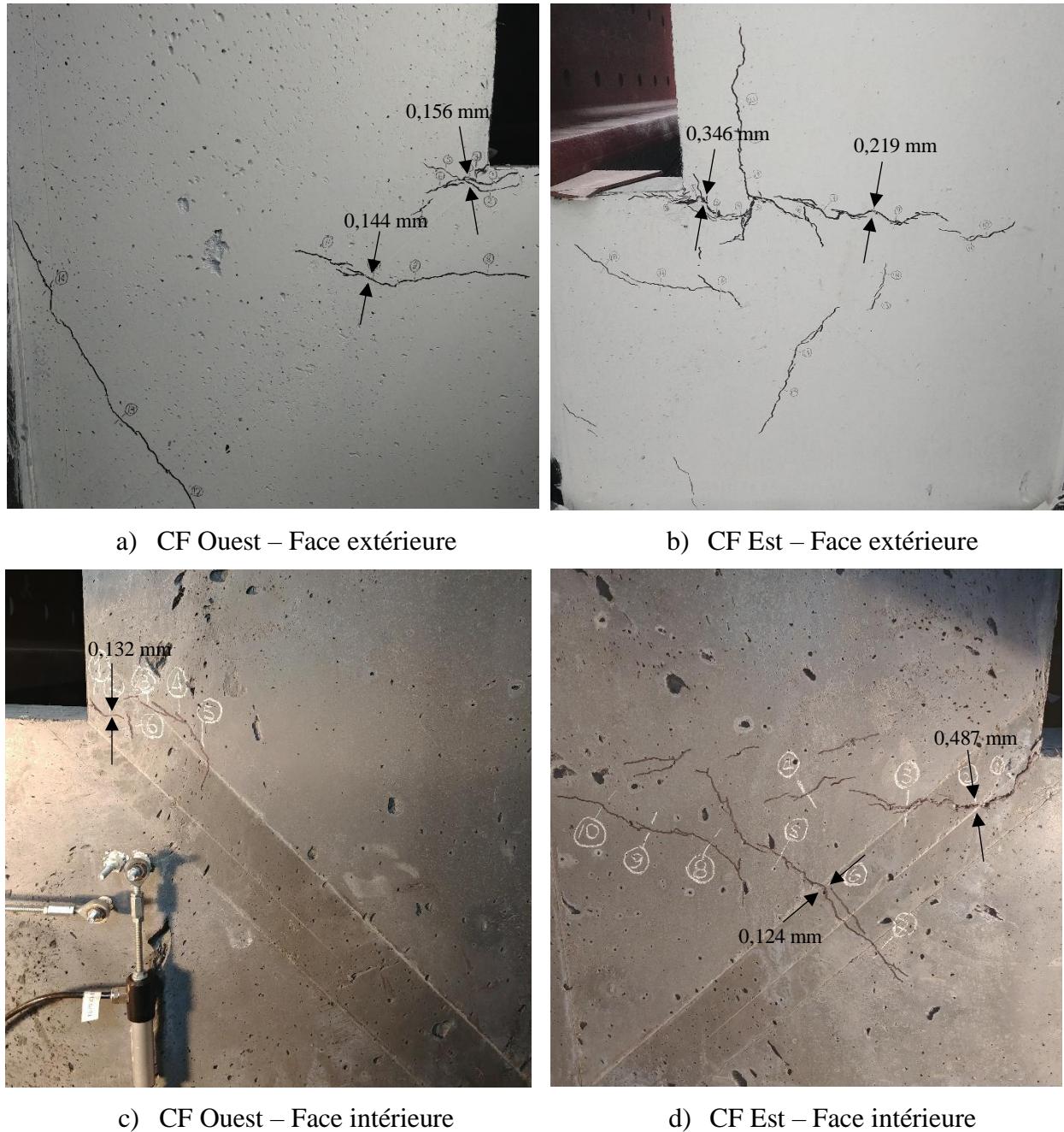


Figure 4.16: Endommagement au droit des contreforts du mur à la suite du chargement accidentel

4.4.2.2 Comportement force-flèche

À la suite de l'incident, l'installation de l'instrumentation sur le mur de soutènement en BFUP a été complétée et l'essai de chargement a été réalisé comme prévu initialement. Un schéma de l'instrumentation du mur est montré à la Figure 4.17. La charge a été mesurée avec la cellule de charge du vérin, tandis que les déplacements transversaux ont été mesurés avec des potentiomètres linéaires (PL) installés à trois hauteurs différentes ($H/4$, $H/2$ et $H = 3$ m). Pour chaque hauteur, un capteur a été installé vis-à-vis chaque contrefort (est et ouest) du côté aval du voile et la valeur moyenne des capteurs a été retenue pour tracer les courbes $F-\Delta$ et $M-\Delta$. Deux jeux de caméras ont également été installés de chaque côté du mur (est et ouest) pour effectuer la corrélation d'images (DIC) sur les faces extérieures des contreforts. La surface couverte par le DIC est indiquée par une trame pointillée à la Figure 4.17. Le DIC a d'abord permis de mesurer les déplacements transversaux au quart et à mi-hauteur du mur ($H/4$ et $H/2$), pour ensuite les comparer aux déplacements mesurés avec les potentiomètres linéaires.

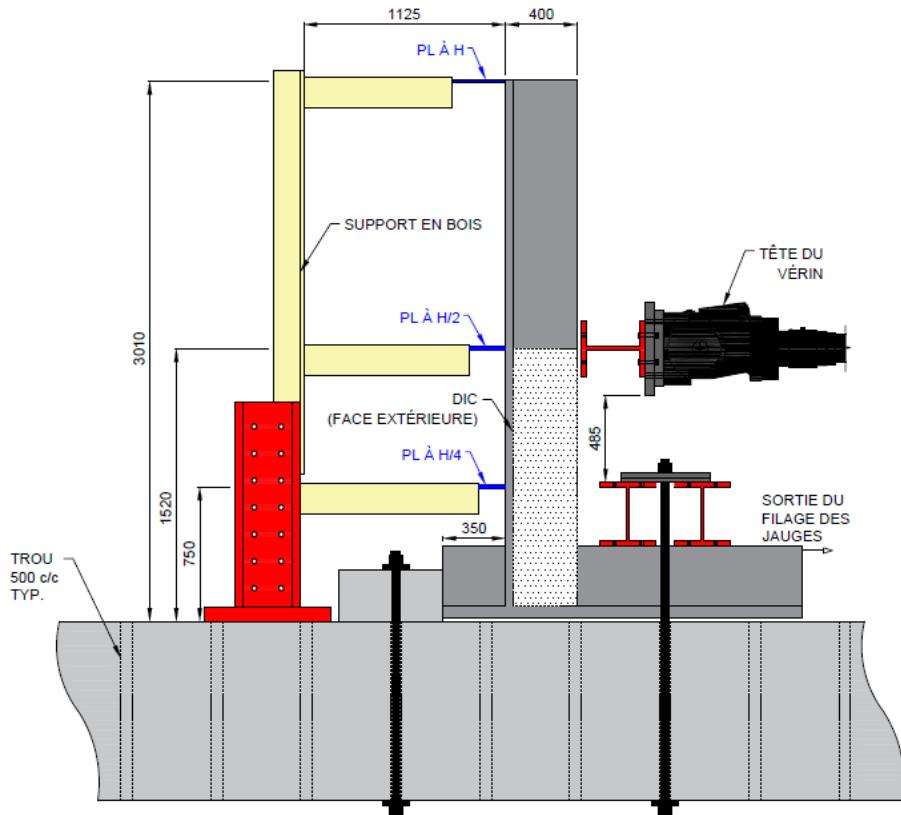


Figure 4.17: Plan d'instrumentation pour l'essai de chargement sur le mur

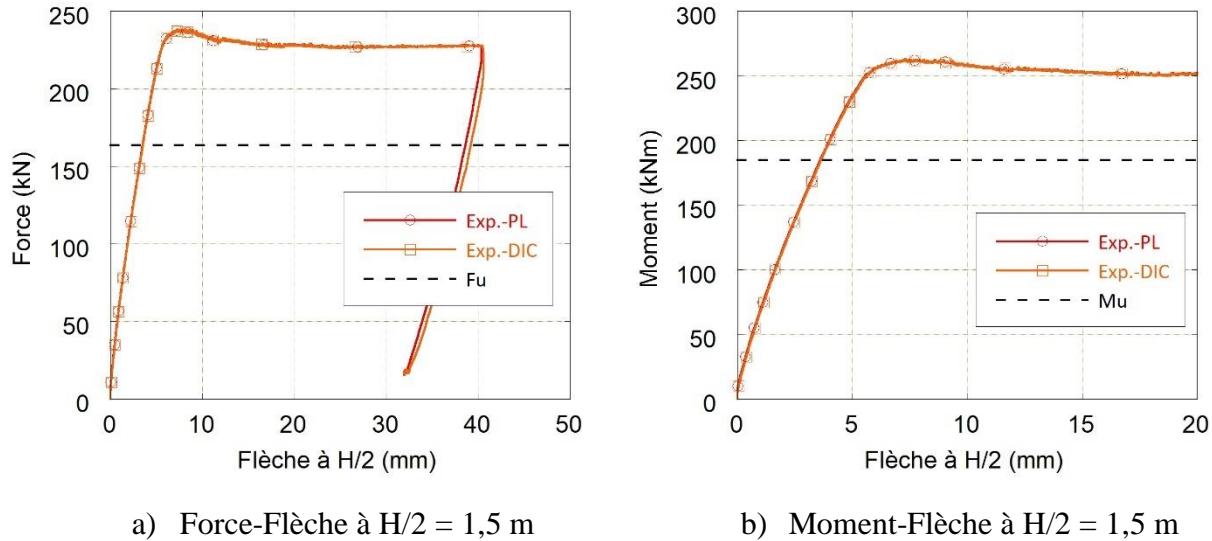
La vitesse de chargement du vérin a été programmée à un taux de 0,14 mm/min jusqu'à l'atteinte d'une charge équivalente à l'état limite de service ($F_s = 93$ kN). Ensuite, le taux de chargement a été augmenté à 0,28 mm/min jusqu'à l'atteinte du pic de résistance ($F_u = 238$ kN). Enfin, la vitesse de chargement a été augmentée à 0,70 mm/min après le pic de résistance, puis à 3 mm/min jusqu'à la fin de l'essai. Ces différents taux de chargement du vérin ont permis de s'adapter à la rigidité du mur et d'optimiser la durée de l'essai qui a duré 1h.

La Figure 4.18, la Figure 4.19 et la Figure 4.20 montrent les résultats expérimentaux de l'essai sur le mur de soutènement en BFUP. Pour chaque figure, la courbe complète est présentée à gauche en $F-\Delta$ et à droite, la courbe $M-\Delta$ avec un rapprochement sur la phase pré-pic jusqu'à une flèche de 20 mm. Le mur a d'abord présenté un comportement linéaire, plus court que celui normalement attendu sans endommagement initial. Ensuite, le comportement non-linéaire est apparu avec une diminution progressive de la rigidité et une hausse progressive de la fissuration à la base du mur. La résistance maximale mesurée a été de 238,4 kN. Tout en considérant l'endommagement initial, l'essai expérimental permet de conclure que la capacité en flexion du mur en BFUP est d'au moins 262,8 kNm, ce qui est supérieur au moment de conception de 185 kNm pour la combinaison de charges critiques à l'ÉLU1, calculé à la Section 3.1.4.2. Le moment de flexion résistant est donc 42% supérieur au moment de conception à l'ultime. Il faut par ailleurs mentionner que l'essai au laboratoire a été interrompu à un déplacement transversal de 40 mm mesuré à mi-hauteur pour préserver l'intégrité du mur et permettre l'extraction par sciage de spécimens d'essais complémentaires. Il est attendu que le plateau de résistance se prolonge encore davantage en déplacement. La courbe expérimentale permet ainsi de mettre en évidence la très grande ductilité du mur. Effectivement, le mur a la capacité de maintenir une charge élevée d'environ 230 kN jusqu'à un déplacement à mi-hauteur de 40,4 mm, ce qui correspond à au moins 5,9 fois le déplacement mesuré à la plastification des armatures qui est de 6,9 mm.

4.4.2.3 Flèche et ouvertures de fissures

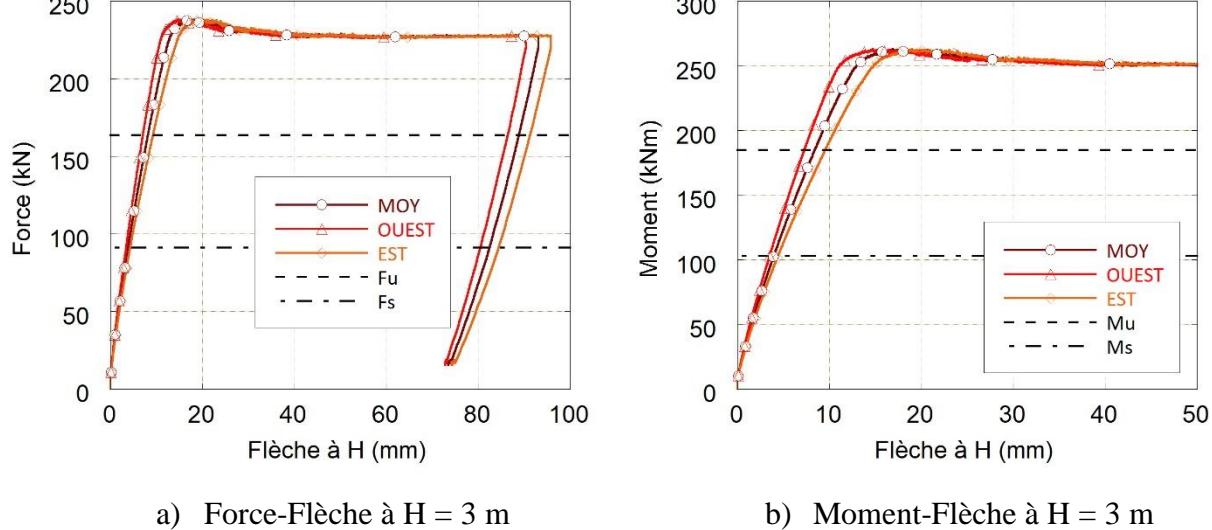
La Figure 4.19 montre la flèche mesurée dans le haut du mur avec les potentiomètres linéaires, pour le côté est, le côté ouest et la moyenne des deux capteurs. Bien que le mur présente un comportement plutôt flexible, la flèche en service mesurée au haut du mur ($H = 3$ m) ne dépasse pas le critère de flèche admissible fixé lors de la conception. Effectivement, la flèche mesurée dans le haut du mur en service est de 4 mm par rapport à une flèche admissible de 30 mm, équivalente

à 1% de la hauteur du mur. De plus, il est possible de remarquer sur cette même figure que le contrefort présente une flèche légèrement plus grande que la flèche mesurée vis-à-vis le contrefort ouest. Cela s'explique par le fait que le chargement accidentel a occasionné un endommagement plus important sur le contrefort est, sa rigidité est donc moindre et il en résulte un comportement plus flexible que le contrefort ouest.



a) Force-Flèche à $H/2 = 1,5$ m b) Moment-Flèche à $H/2 = 1,5$ m

Figure 4.18: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche à mi-hauteur du mur



a) Force-Flèche à $H = 3$ m b) Moment-Flèche à $H = 3$ m

Figure 4.19: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche dans le haut du mur

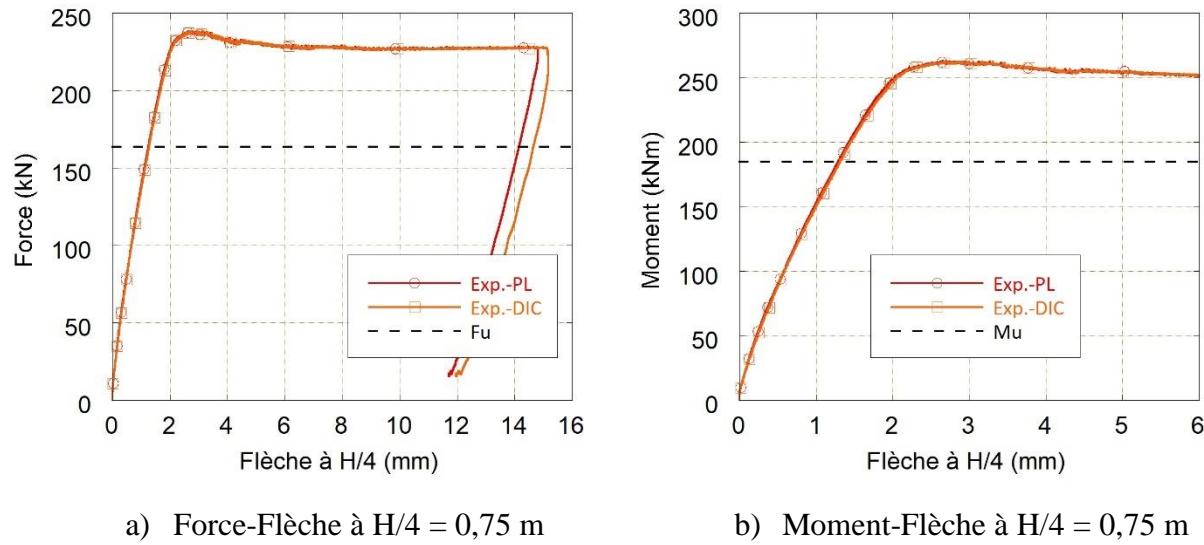


Figure 4.20: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche au quart de la hauteur du mur

La Figure 4.21a montre la variation du moment en fonction des ouvertures de fissures sans tenir compte des ouvertures déjà présentes sur le mur expérimental, alors que la Figure 4.21b inclut les ouvertures de fissures mesurées à la suite du chargement accidentel. Pour le contrefort ouest de la face intérieure, les ouvertures de fissures ont été mesurées avec des potentiomètres linéaires installés à quatre endroits différents pour capter les fissures les plus importantes. Si on ne tient pas compte de l'endommagement initial, les ouvertures de fissures les plus importantes lors de l'essai en laboratoire sont d'environ 0,15 mm pour un moment de service (M_s) de 103 kNm. En tenant compte de l'endommagement initial, les ouvertures de fissures sont plutôt de 0,28 mm pour le contrefort ouest (courbe en bleue) et de 0,51 mm pour le contrefort est (courbe en rouge). Cela s'inscrit dans la continuité des ouvertures mesurées après l'incident, puisque le contrefort est a subi un endommagement plus important que le contrefort ouest. Le code CSA-S6 permet des ouvertures de fissures de l'ordre de 0,25 mm pour les structures en service. Ainsi, l'ouverture de fissure mesurée dépasse le critère de la norme, en raison de l'endommagement initial.

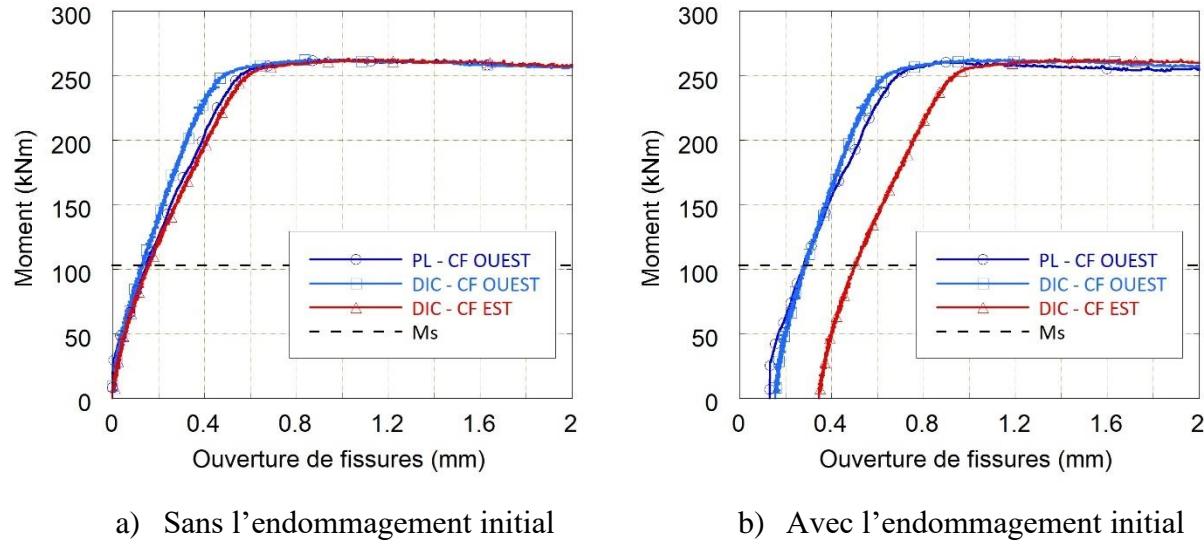


Figure 4.21: Courbe Moment-Ouverture de fissures pour le mur testé au laboratoire

La Figure 4.22 montre la fissuration du mur à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux lors de l'interruption de l'essai. La fissure principale est perpendiculaire à la barre d'armature verticale dans les contreforts et elle se prolonge jusqu'au voile, sur une profondeur de 360 mm. De plus, la fissuration lors de l'essai s'inscrit dans la continuité de la fissuration qui a été causée par le chargement accidentel et montrée à la Figure 4.16.

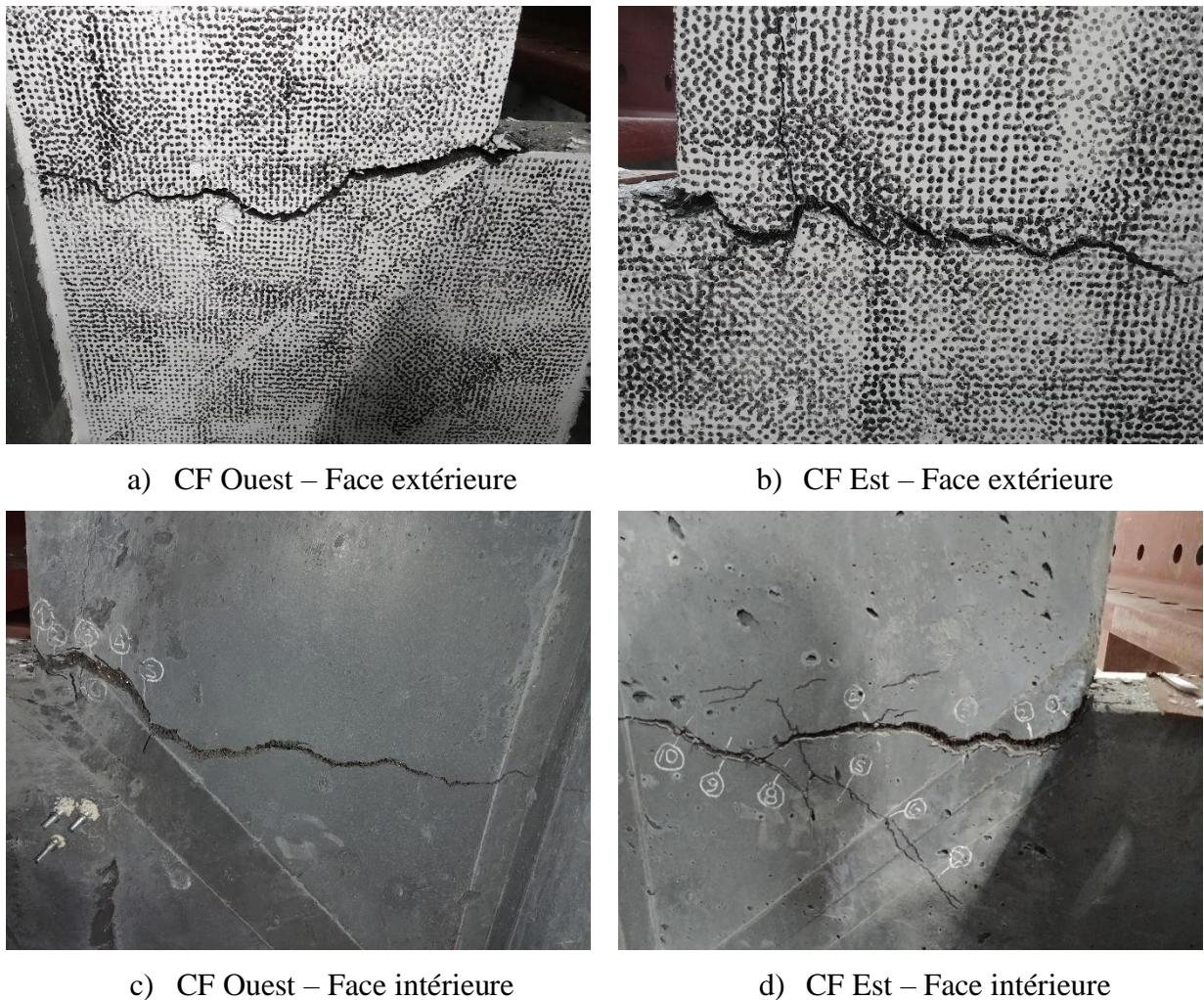


Figure 4.22: Endommagement final à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux

4.4.2.4 Déformation dans les armatures

La Figure 4.23 montre la variation du moment en fonction des déformations dans les barres d'armature verticales. Les résultats expérimentaux montrent qu'une déformation de $2000 \mu\text{m/m}$ est atteinte tout juste avant le pic, ce qui signifie que les barres ont atteint la limite élastique et qu'elles ont plastifié. De plus, les déformations de l'armature mesurées dans le contrefort est (*Exp.-Est*) sont très similaires à celles mesurées dans le contrefort ouest (*Exp.-Ouest*), même si ce dernier présentait un niveau d'endommagement initial en fissuration plus important à la suite du chargement accidentel.

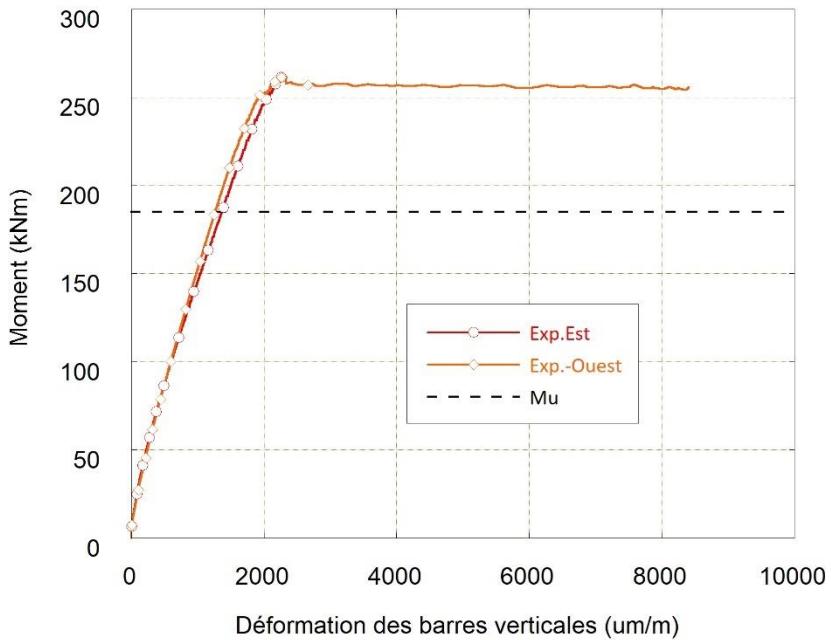


Figure 4.23: Courbe Moment-Déformation dans les barres d'armature verticales

4.4.2.5 Mesures par corrélation d'images

Les ouvertures de fissures sur les faces extérieures pour les contreforts est et ouest ont été mesurées avec le DIC. La comparaison des déplacements mesurés avec les PL et le DIC a été illustrée à la Figure 4.18 et à la Figure 4.20. Il est possible de constater que les courbes *Exp.-PL* et *Exp.-DIC* sont superposées, les déplacements mesurés sont donc validés. La Figure 4.24 illustre les champs de déformation selon la direction principale obtenus avec le dispositif de corrélation d'images (DIC) pour quatre états d'endommagement durant le chargement sur le mur. Les figures dans la colonne de gauche montrent le champ de déformation sur la face extérieure du contrefort ouest, alors que les figures dans la colonne de droite montrent les déformations sur la face extérieure du contrefort est.

Le premier état d'endommagement représente la condition en service pour un moment $M_s = 103$ kNm. Cet état coïncide avec le début de la localisation de déformation à l'intersection du contrefort vertical et horizontal, ce qui indique l'initiation de la fissuration à ces endroits. On remarque également sur le contrefort ouest (colonne de gauche) l'apparition d'une fissure qui débute près du voile du mur et descend à un angle d'environ 45° jusqu'à la semelle.

Le deuxième état d'endommagement illustré représente un état intermédiaire entre le moment de service (M_s) et le moment ultime (M_u). Cet état s'inscrit dans la continuité de l'endommagement observé en condition de service, avec les déformations qui augmentent aux mêmes endroits et les fissures qui prennent de l'ampleur.

Le troisième état d'endommagement montré correspond à l'atteinte du moment ultime $M_u = 263$ kNm. Encore une fois, les déformations continuent d'augmenter et une valeur d'au moins 2500 $\mu\text{m}/\text{m}$ est observée sur toute la profondeur des contreforts verticaux, jusqu'au voile du mur. La capacité de déformation du BFUP est donc bien exploitée dans toute cette zone, sans pour autant observer d'autres macrofissures que celles constatées à l'intersection des contreforts. On remarque également le développement d'un champ de déformation dans le haut du contrefort est, sous la poutre de chargement. Ce champ de déformation laisse présager un début d'endommagement en cisaillement, la plastification des barres d'armature verticales n'étant pas encore atteinte. Le DIC a permis de mesurer une microfissure d'ouverture maximale de 0,069 mm à cet endroit.

Finalement, le dernier état d'endommagement représente l'instant qui précède le déchargement, pour une flèche mesurée à mi-hauteur du mur de 40 mm et d'un moment de flexion de 250 kNm. À ce niveau d'endommagement, la macrofissure principale est bien visible sur chacun des contreforts. Celle-ci est perpendiculaire à la barre d'armature verticale dans le contrefort et elle se propage jusqu'au voile du mur. Il est également possible d'observer dans le contrefort est une fissure de fendage qui se propage depuis la macrofissure principale dans la direction verticale, suivant la position de la barre d'armature.

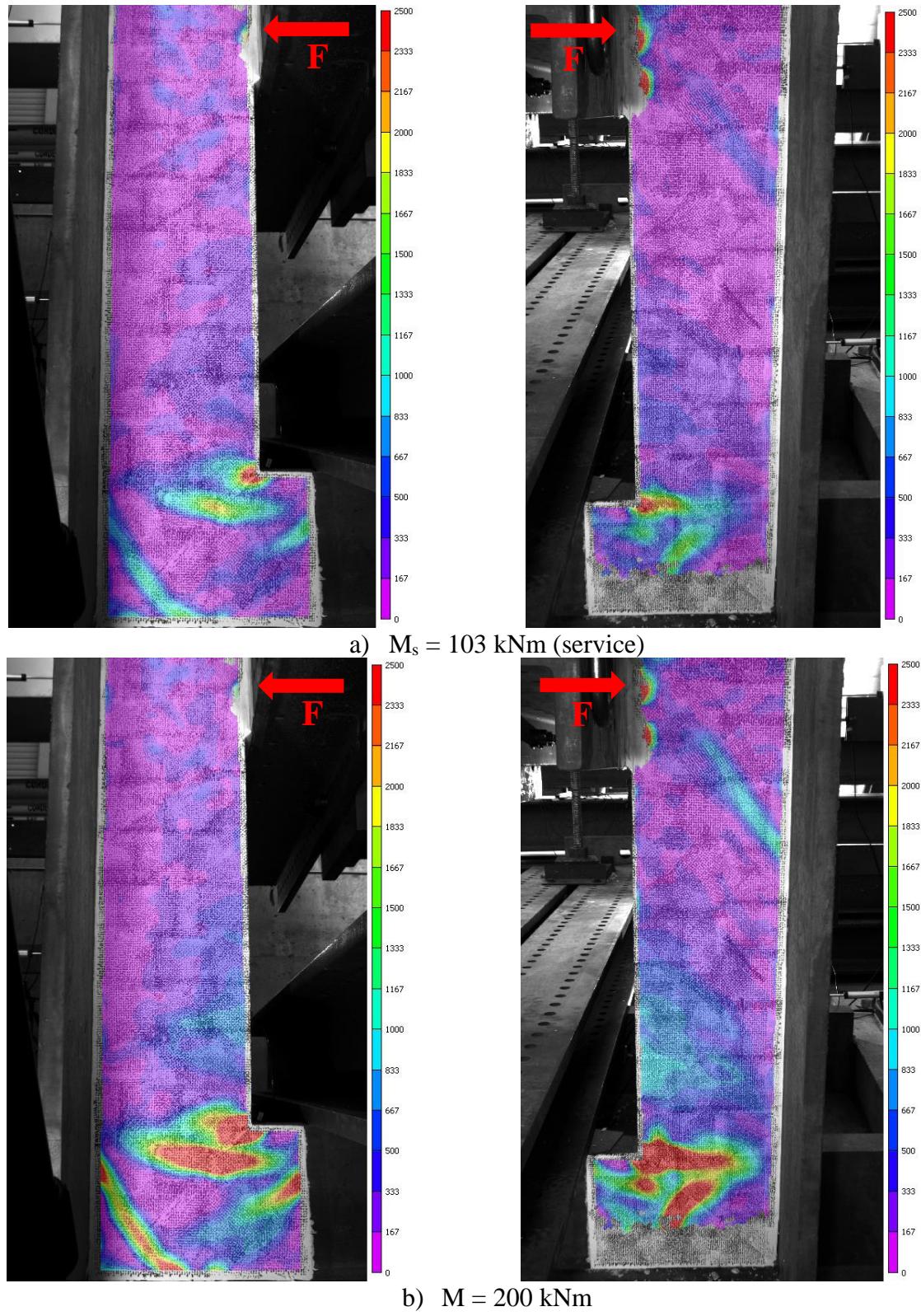


Figure 4.24: Champs de déformation dans la direction principale sur les faces extérieures des contreforts

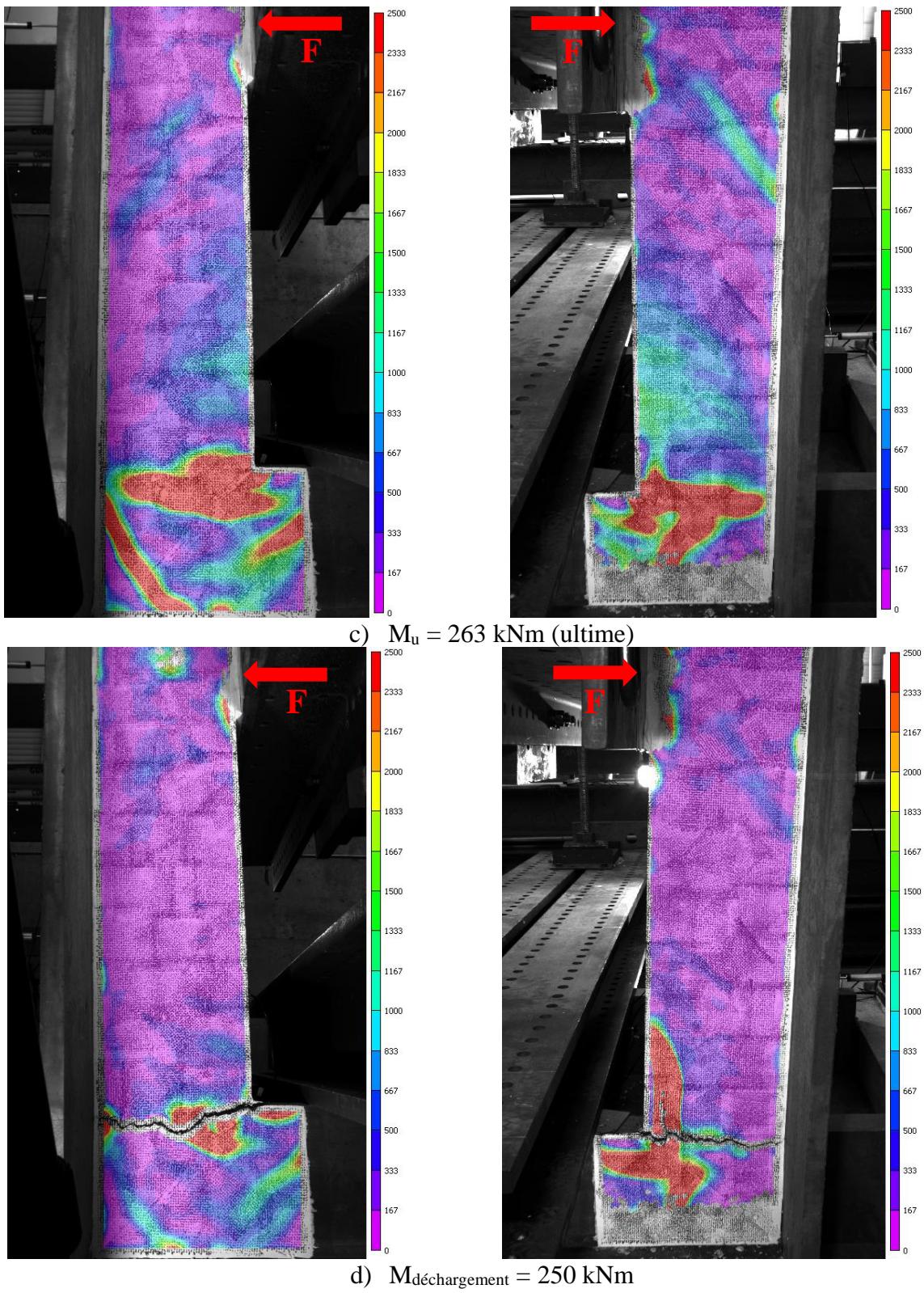
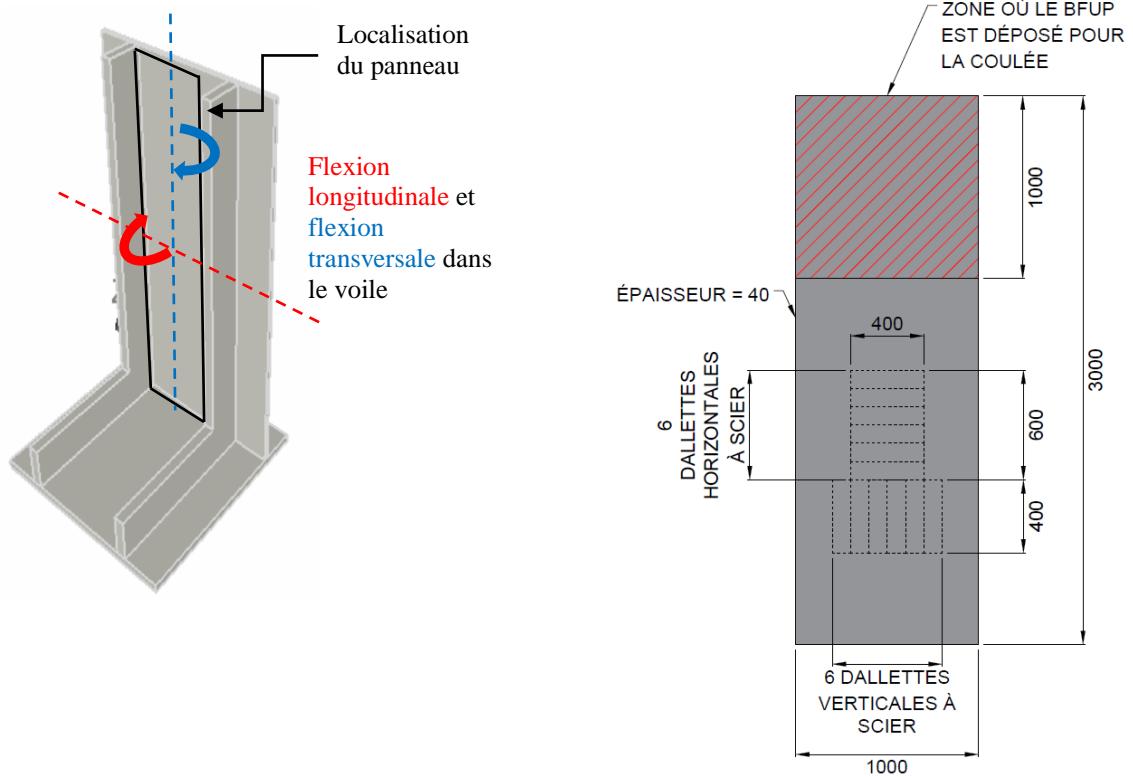


Figure 4.24 : Champs de déformation dans la direction principale sur les faces extérieures des contreforts (suite)

4.5 Montage expérimental du panneau mince en BFUP

En plus de vérifier expérimentalement la capacité globale du mur en flexion, le comportement local du voile est lui aussi étudié. Pour ce faire, un panneau mince en BFUP a été fabriqué, lequel est représentatif de la section entre les deux contreforts du voile. La Figure 4.25 résume les étapes qui mènent aux essais de flexion locale dans le voile du mur. Au total, 12 dallettes de 100 x 400 mm ont été prélevées par sciage, soit six dans la direction longitudinale du voile pour mesurer la capacité en flexion longitudinale et six dans la direction transversale du voile pour vérifier la capacité en flexion transversale. Les dallettes sont ensuite testées en flexion quatre points.



a) Localisation du panneau dans le voile du mur

b) Vue en plan du panneau en BFUP



c) Traçage des dallettes



d) Dallettes sciées

Figure 4.25: Prélèvement de dallettes dans le panneau mince en BFUP

Les essais de flexion quatre points sont réalisés avec un vérin de 240 kN et selon la norme A23.3-14 (CSA-A23.2, 2014). Le montage de l'essai est illustré à la Figure 4.26. L'espacement entre les appuis est de 300 mm. La charge est appliquée en deux points par le vérin, au tiers de la portée. Étant donné la faible épaisseur des dallettes, une vitesse de chargement de 0,18 mm/min a été programmée pour les essais.

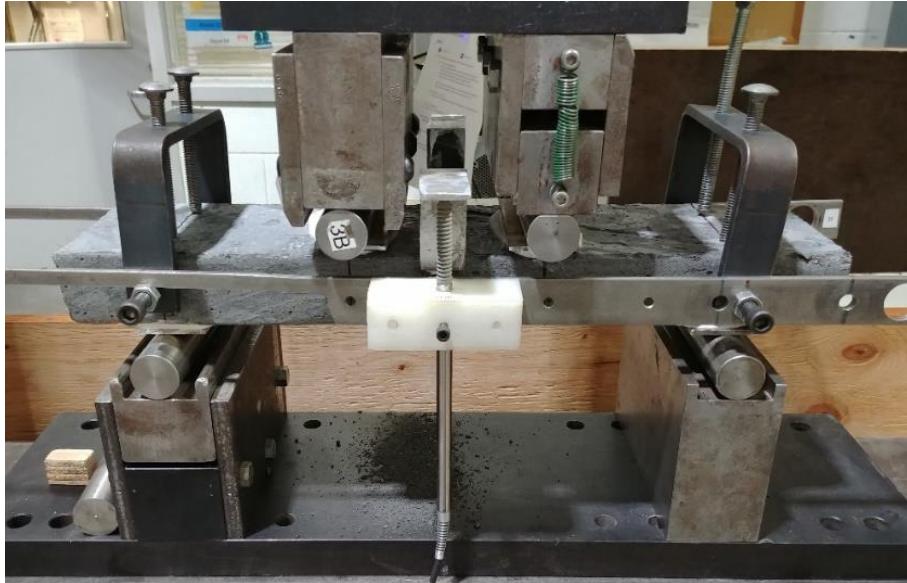


Figure 4.26: Montage expérimental de l'essai de flexion 4 points sur dallettes 100 x 400 x 40 mm

4.6 Résultats des essais de flexion sur le panneau mince en BFUP

La Figure 4.27 permet de localiser chacune des dallettes dans le panneau par rapport au sens d'écoulement lors de la mise en place. La zone hachurée en rouge représente la zone où le BFUP à l'état frais a été déposé dans le coffrage lors de la mise en place. Il est donc possible de supposer une orientation des fibres aléatoire dans cette zone et tout près de celle-ci. Cela étant dit, les dallettes ont été prélevées par sciage à une distance d'au moins 1 m de la zone de dépôt du BFUP, afin de s'assurer que l'orientation des fibres dans les spécimens d'essais soit représentative d'un écoulement naturel du béton. La nomenclature est telle que D0_1 représente une dallette qui a été prélevée parallèlement au sens d'écoulement (direction longitudinale) du béton frais lors de la mise

en place. À l'inverse, la nomenclature D90_7 représente une dallette qui a été prélevée perpendiculairement au sens d'écoulement (direction transversale).

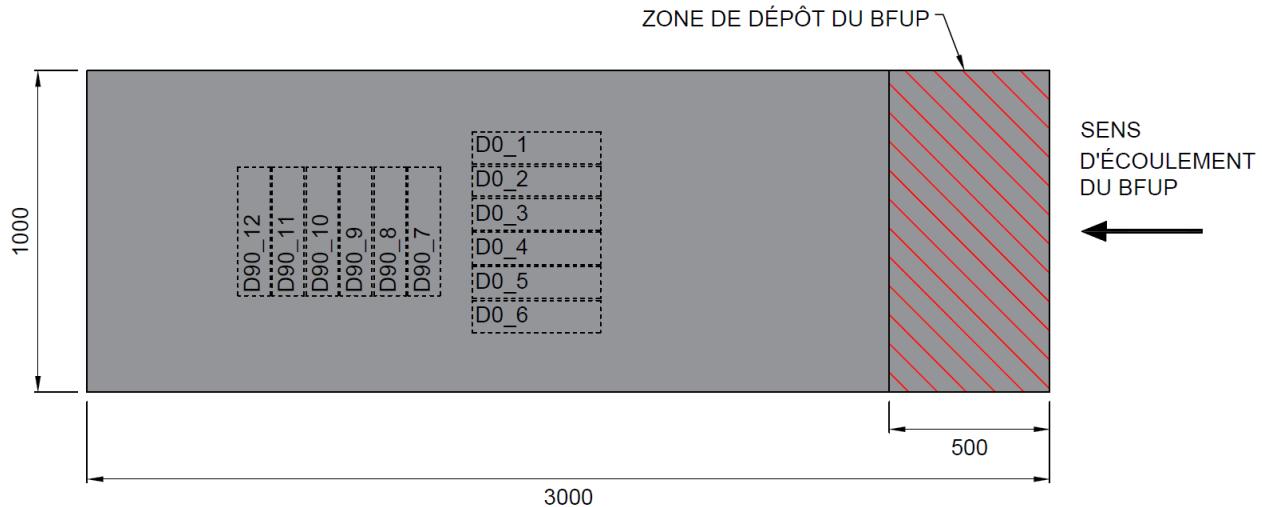


Figure 4.27: Localisation et identification des dallettes dans le panneau en BFUP

La Figure 4.28 montre les résultats d'essais de flexion bruts sous la forme de courbes force-déplacement à mi-portée. Le groupe de spécimen D0 (courbes en bleu) se démarque considérablement du groupe de spécimen D90 (courbes en rouge et orange) par la capacité maximale atteinte au pic. Dans le cas du groupe de spécimen D0, il est attendu que l'orientation des fibres soit très favorable, car les spécimens ont été prélevés dans la même direction que le sens d'écoulement du béton lors de la mise en place. Les fibres sont donc bien orientées pour reprendre les efforts de traction lors de l'essai de flexion et c'est ce qui explique l'atteinte d'une charge élevée au moment de la localisation de la macrofissure. À l'inverse, il semble que le groupe de dallettes D90 présente une orientation des fibres très peu favorable, comme le montre la faible capacité atteinte au pic. Effectivement, puisque ce groupe de dallettes a été prélevé dans la direction perpendiculaire au sens d'écoulement du béton lors de la mise en place, les fibres ne sont pas bien orientées pour reprendre les efforts de traction pendant l'essai de flexion. Pour les dallettes D90, la contribution mécanique apportée par les fibres sur la résistance en flexion est donc bien moindre.

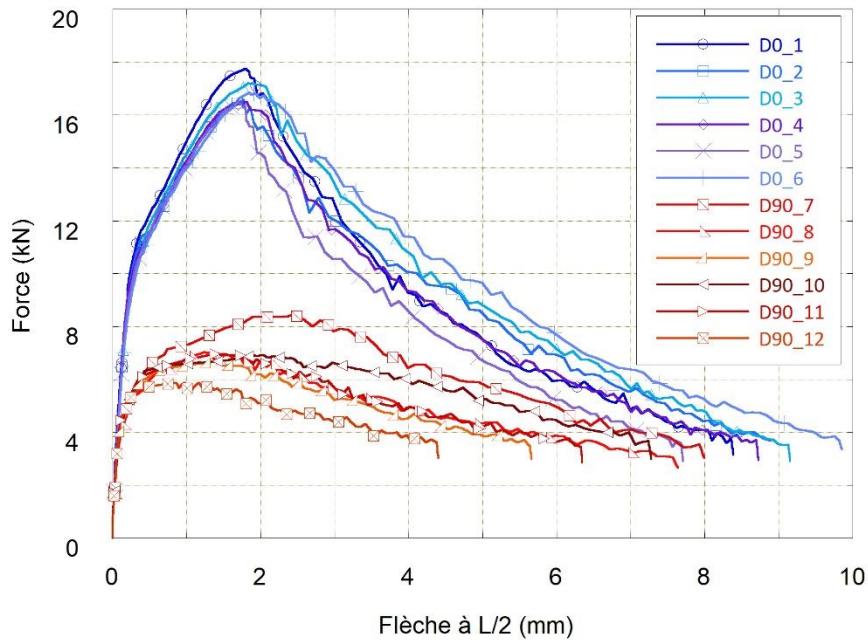


Figure 4.28: Courbe Force-Déplacement à mi-portée pour les dallettes en flexion 4 points

La Figure 4.29 montre la fissuration des dallettes après l'essai. Il faut mentionner que pour tous les spécimens, la rupture est survenue dans la zone de moment constant, c'est-à-dire dans le tiers central de la portée. Les macrofissures du groupe de dallettes D0 se propagent principalement en suivant une trajectoire plus variable ou aléatoire à la fibre inférieure. Puisque les fibres sont bien orientées pour empêcher la fissure d'ouvrir davantage, celle-ci doit bifurquer vers une zone où l'orientation des fibres est moins favorable et cela résulte en une macrofissure sinuuse. À l'inverse, le groupe de dallettes D90 présente une orientation des fibres qui est très peu favorable et la macrofissure peut s'ouvrir selon une trajectoire plutôt rectiligne, étant donné que les fibres ne sont pas orientées de manière à bien coudre les fissures.



D0_1



D90_7



D0_2



D90_8



D0_3



D90_9

Figure 4.29: Fissuration des dallettes à la fin des essais de flexion



D0_4



D90_10



D0_5



D90_11



D0_6



D90_12

Figure 4.29 : Fissuration des dallettes à la fin des essais de flexion (suite)

Les spécimens ayant été prélevés par sciage, une correction des résultats doit être appliquée pour en tenir compte. La raison pour laquelle le sciage influence les résultats obtenus est qu'un certain nombre de fibres ont été coupées lors du sciage et leur rendement est significativement réduit. L'AFGC suggère de considérer une réduction de 50% de la performance des fibres qui sont situées à une distance de $l_f/2$ des plans de coupe, car on considère qu'une fibre sciée n'est plus ancrée correctement dans le BFUP (AFGC, 2013).

Toujours selon les recommandations de l'AFGC, il est possible de considérer un écoulement 2D du béton frais lorsque l'épaisseur du spécimen h n'excède pas trois fois la longueur d'une fibre l_f . Les conditions à vérifier pour considérer un écoulement 2D ou 3D sont présentées ci-dessous.

- Si $h > 3 \cdot l_f \rightarrow$ Plaque épaisse \rightarrow Écoulement 3D
- Si $h \leq 3 \cdot l_f \rightarrow$ Plaque mince \rightarrow Écoulement 2D

Dans le cas présent, l'épaisseur du panneau de 40 mm est légèrement supérieure à trois fois la longueur d'une fibre qui est de 39 mm. Toutefois, puisque l'épaisseur du panneau est très proche d'un élément de plaque mince (à 1 mm près), il a été décidé d'appliquer la correction des résultats de flexion en considérant un écoulement 2D. La Figure 4.30 montre une coupe de section d'une dallette type prélevée par sciage dans le panneau en BFUP de 40 mm d'épaisseur. Le paramètre α_{2D} représente un coefficient d'orientation des fibres dans le cas d'un écoulement 2D. Comme mentionné plus tôt, les fibres sont efficaces à 50% sur une distance de $l_f/2$ par rapport aux faces latérales sciées et ceci s'applique aux quatre faces latérales sur le périmètre des dallettes.

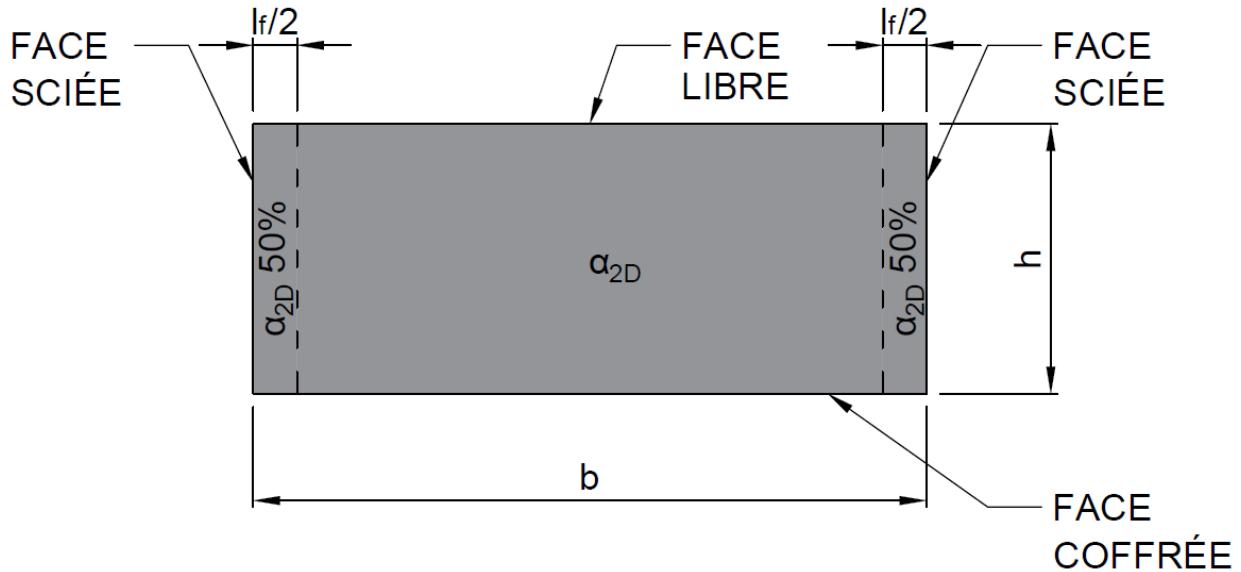


Figure 4.30: Section d'une dallette prélevée par sciage dans le panneau en BFUP

Les valeurs expérimentales en force sont divisées par le facteur de correction λ , lequel est obtenu avec l'équation 4.1.

$$\lambda = \frac{\alpha_{moy}}{\alpha_{2D}} \quad 4.1$$

où α_{2D} est le coefficient d'orientation des fibres selon un écoulement 2D et est égal à 0.637 et α_{moy} est le coefficient d'orientation moyen considérant la portion de surface des dallettes avec l'orientation 2D et la portion de surface avec orientation 2D réduite de 50%.

Les valeurs calculées de λ dans le Tableau 4.3 montrent qu'on sous-estime la capacité en flexion des dallettes de 6,3% en moyenne ($\lambda = 0,937$), en raison des parois latérales sciées. Autrement dit, les résultats bruts sont divisés par le coefficient λ de manière à augmenter la force de 6,3% en moyenne. Bien que le paramètre λ ne varie que de très peu, il a été calculé pour chacun des spécimens, puisque les dimensions des dallettes varient légèrement d'un spécimen à l'autre.

Tableau 4.3: Calcul du coefficient λ pour tenir compte du sciage

Identification	<i>b</i> (mm)	<i>h</i> (mm)	α_{moy}	λ
D0_1	103,43	40,35	0,5970	0,937
D0_2	105,07	40,53	0,5976	0,938
D0_3	103,11	40,76	0,5968	0,937
D0_4	101,92	40,45	0,5964	0,936
D0_5	104,02	40,54	0,5972	0,938
D0_6	102,93	40,03	0,5968	0,937
D90_7	103,50	39,88	0,5970	0,937
D90_8	103,34	39,99	0,5969	0,937
D90_9	104,45	40,30	0,5974	0,938
D90_10	104,44	40,19	0,5974	0,938
D90_11	103,86	40,64	0,5971	0,937
D90_12	100,99	40,27	0,5960	0,936
Moyenne	103,42	40,33	0,5970	0,937

La Figure 4.31 montre les résultats corrigés en tenant compte du sciage et le Tableau 4.4 présente un résumé des forces et des flèches maximales atteintes au pic pour les résultats bruts et les résultats corrigés. L'écart pour la force maximale atteinte au pic est très important entre les dallettes orientées parallèlement au sens d'écoulement (D0_1 à D0_6) par rapport aux dallettes orientées perpendiculairement au sens d'écoulement (D90_7 à D90_12). Effectivement, les dallettes D0_1 à D0_6 avec valeurs corrigées présentent en moyenne une capacité maximale en force de 18,07 kN, ce qui correspond à une force qui est 2,4 fois plus élevée que la force maximale atteinte au pic pour les dallettes D90_7 à D90_12 qui est de 7,48 kN en moyenne. La faible contribution mécanique des fibres pour le groupe de dallettes D90 explique sa faible résistance en flexion qui est principalement caractérisée par la résistance de la matrice cimentaire du BFUP. De plus, les résultats obtenus du groupe de dallettes D0 dans la direction de la flexion longitudinale présentent une moins grande dispersion avec un écart-type sur la force mesurée de 0,54 kN et une variance de 0,30, par rapport à un écart-type de 0,89 kN et une variance de 0,80 pour le groupe de dallette D90. Cette observation renforce l'idée que les fibres sont nettement mieux orientées dans la direction de la flexion longitudinale que dans la direction de la flexion transversale.

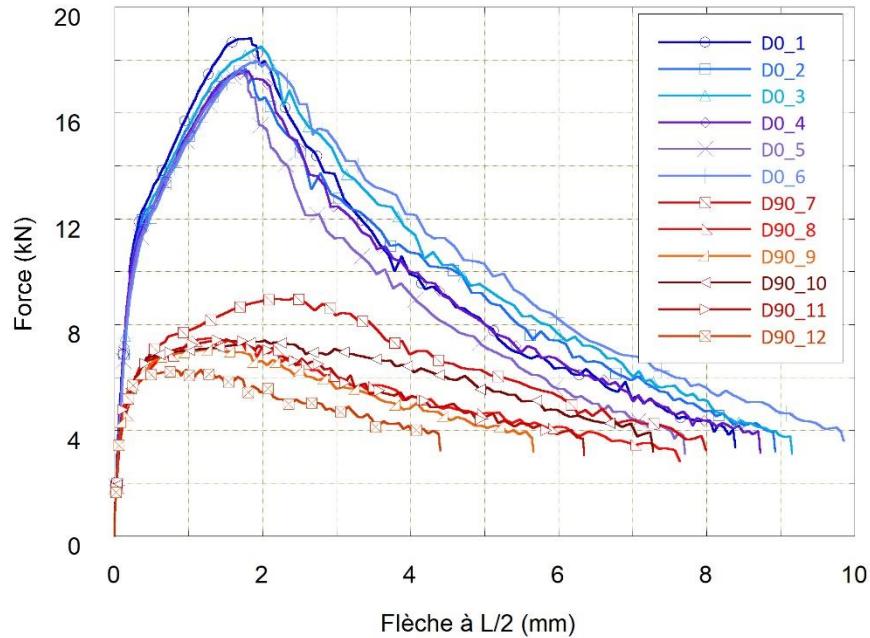


Figure 4.31: Courbe Force-Déplacement à mi-portée pour les dallettes en flexion 4 points considérant la correction λ pour le sciage

Tableau 4.4: Forces maximales au pic pour les dallettes en flexion 4 points

Spécimen	F_{\max} (kN)	F_{\max} corrigée (kN)	Δ_{\max} mm
Flexion longitudinale	D0_1	17,74	18,93
	D0_2	16,61	17,71
	D0_3	17,36	18,53
	D0_4	16,54	17,67
	D0_5	16,50	17,60
	D0_6	16,86	18,00
Moyenne		16,94	18,07
Écart-type		0,51	0,54
Variance		0,26	0,30
Flexion transversale	D90_7	8,48	9,04
	D90_8	7,03	7,51
	D90_9	6,72	7,17
	D90_10	6,93	7,40
	D90_11	7,00	7,47
	D90_12	5,88	6,29
Moyenne		7,01	7,48
Écart-type		0,84	0,89
Variance		0,70	0,80

À partir de ces résultats corrigés, il est possible de calculer le moment résistant des spécimens testés en laboratoire, tel qu'illustré à la Figure 4.32. Ensuite, les moments résistants obtenus expérimentalement des essais de flexion quatre points peuvent être comparés au moment résistant de conception calculé avec AIS pour le voile du mur de soutènement en BFUP. Ceci permet de valider le dimensionnement du voile en flexion locale et de valider les facteurs de réduction des propriétés en traction pour tenir compte de l'orientation des fibres.

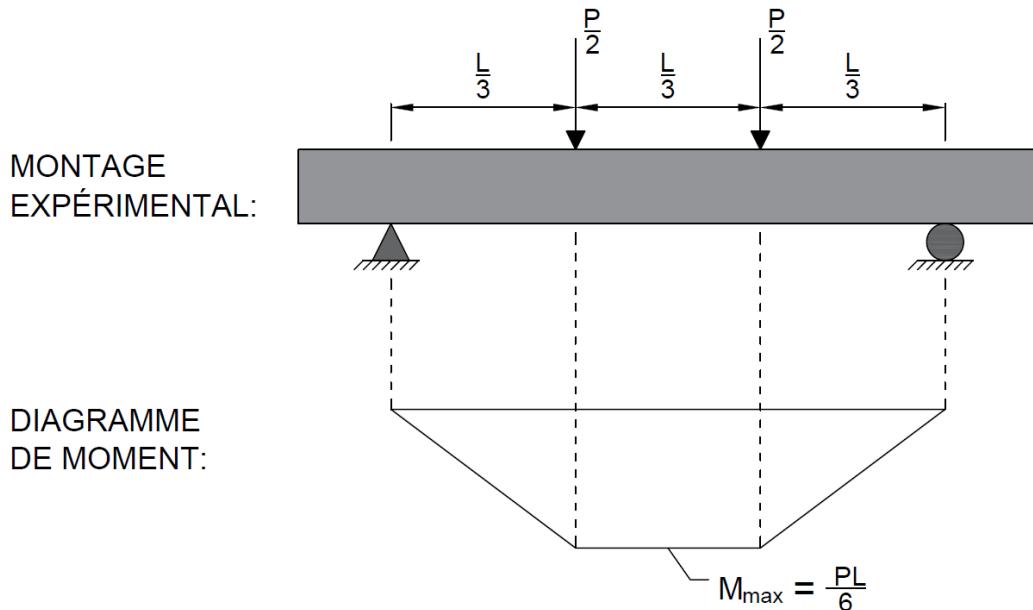


Figure 4.32: Calcul du moment maximal à mi-portée pour une dallette en flexion 4 points

Le Tableau 4.5 montre les moments expérimentaux calculés à partir des résultats de flexion quatre points corrigés. Un moment moyen de 0,904 kNm est obtenu pour le groupe de dallettes D0 en flexion longitudinale. Ce moment résistant en flexion longitudinale est supérieur au moment résistant de 0,448 kNm calculé avec AIS pour des propriétés réduites du BFUP et également supérieur au moment de conception à l'état limite ultime (M_u) de 0,363 kNm. Pour ce qui est du groupe de dallette D90 en flexion transversale, un moment moyen de 0,374 kNm a été calculé, ce qui est légèrement inférieur au moment de 0,448 kNm calculé avec AIS, mais est tout de même supérieur au moment de conception pour l'état limite ultime (M_u) de 0,363 kNm. Les moments

résistants obtenus expérimentalement en flexion longitudinale et transversale satisfont donc le critère de conception.

Il importe maintenant de mentionner que la méthode de mise en place du BFUP pour le panneau mince ne permet pas de représenter fidèlement les conditions d'orientation de fibres dans le voile du mur. Effectivement, pour le panneau mince en BFUP, le béton a été déposé dans un coffrage incliné pour favoriser l'orientation des fibres dans la direction longitudinale du voile et qui présente une surface libre, alors que le voile du mur a été coulé dans un coffrage fermé. Il est probable que l'orientation réelle des fibres dans le voile du mur soit plus aléatoire que dans le panneau mince du mur. Ainsi, il est probable que la borne supérieure en moment résistant dans la direction longitudinale du voile du mur soit inférieure aux valeurs obtenues du groupe de dallettes D0, et que la borne inférieure du moment résistant dans la direction transversale du voile du mur soit supérieure aux valeurs obtenues du groupe D90. Une étude complémentaire dans le cadre d'un autre projet sera réalisée pour évaluer la distribution et l'orientation réelles des fibres dans le voile du mur et les comparer à ce qui a été obtenu dans le panneau mince en BFUP.

Tableau 4.5: Moment résistant des dallettes avec les valeurs expérimentales corrigées

Spécimen	F_{\max} corrigée (kN)	M_r kNm	$M_{r\text{ AIS}}$ kNm	M_u kNm
<i>Flexion longitudinale</i>	D0_1	18,93	0,947	
	D0_2	17,71	0,885	
	D0_3	18,53	0,926	
	D0_4	17,67	0,883	
	D0_5	17,60	0,880	
	D0_6	18,00	0,900	
Moyenne		18,07	0,904	0,448
				0,363
<i>Flexion transversale</i>	D90_1	9,04	0,452	
	D90_8	7,51	0,375	
	D90_9	7,17	0,358	
	D90_10	7,40	0,370	
	D90_11	7,47	0,373	
	D90_12	6,29	0,314	
Moyenne		7,48	0,374	0,448
				0,363

4.7 Conclusions

4.7.1 Mur de soutènement préfabriqué en BFUP

- Malgré l'incident au laboratoire qui a occasionné un endommagement au mur avant l'essai, les résultats obtenus se retrouvent dans l'enveloppe de résistance attendue;
- La capacité du mur en flexion (M_r) de 262,8 kNm dépasse de près de 30% le moment ultime de conception (M_u) de 185 kNm calculé selon la norme CSA-S6;
- Les ouvertures de fissure en service sur le mur à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux dépassent le critère de la norme CSA-S6 de 0,25 mm, avec des ouvertures de 0,51 mm et de 0,28 mm mesurées au droit du contrefort est et ouest respectivement, en raison de l'endommagement initial;
- La flèche de 4 mm mesurée dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour l'état limite de service ($M_s = 103$ kNm) est nettement inférieure à la flèche admissible imposée lors de la conception ($\Delta_{adm} = 30$ mm);
- Le mur présente un comportement très ductile après la plastification des armatures. Effectivement, le déplacement de 40,4 mm mesuré à mi-hauteur du mur à la fin de l'essai est 5,9 fois supérieur au déplacement mesuré au moment de l'initiation de la plastification des armatures qui est de 6,9 mm. L'essai a été interrompu à une flèche de 40,4 mm mesurée à mi-hauteur du mur pour préserver l'intégrité du mur.

4.7.2 Essais de flexion sur le panneau mince en BFUP

- Le moment résistant moyen en flexion longitudinale obtenu du groupe de dallettes D0 est de 0,904 kNm, ce qui est nettement supérieur au moment de conception à l'ultime (M_u) de 0,363 kNm;
- Le moment résistant en flexion transversale obtenu du groupe de dallettes D90 est de 0,374 kNm, ce qui est légèrement supérieur au moment de conception à l'ultime (M_u) de 0,363 kNm;
- La méthode de mise en place du BFUP dans le panneau mince ne permet pas de représenter fidèlement les conditions d'orientation des fibres dans le voile du mur étant donné le mode

de coulée différent dans le panneau (une paroi de coffrage) et dans le mur (deux parois de coffrage). Une étude complémentaire sera réalisée pour comparer les moments longitudinaux et transversaux dans le voile du mur à ceux obtenus dans le panneau mince en BFUP.

CHAPITRE 5 ÉTUDES NUMÉRIQUES

Le Chapitre 5 présente la phase analytique qui est réalisée avec le logiciel par éléments finis ATENA. D'abord, une validation du modèle numérique est effectuée à la Section 5.1 en le comparant aux résultats expérimentaux obtenus au laboratoire. Une fois le modèle numérique validé, des études paramétriques sont réalisées sur différents modèles de mur à la Section 5.2. La première des quatre études paramétriques permet de comparer un mur de soutènement en BA par rapport à son équivalent en BFUP. La deuxième étude propose différentes géométries de contrefort pour optimiser la quantité de BFUP utilisée. La troisième met en évidence l'influence du dosage en fibres sur le comportement en service et à l'ultime. Finalement, la quatrième étude paramétrique permet d'analyser le mur sous différents cas de chargement.

5.1 Validation modèle numérique du mur

Les informations concernant les caractéristiques des modèles par éléments finis (loi de matériaux, conditions frontières, maillage, etc.) ont été préalablement décrites à la Section 3.1.5.

La Figure 5.1, la Figure 5.2 et la Figure 5.3 montrent les résultats expérimentaux en comparaison aux modèles numériques. La courbe *Num.-Conception* correspond au modèle numérique considéré pour la conception du mur (Section 3.1.5), à l'exception qu'un pilotage en déplacement est réalisé en appliquant la charge sur les contreforts verticaux, pour reproduire les conditions de chargement du laboratoire. Ce modèle contient les propriétés de matériaux réduites considérées lors de la conception. La courbe *Num.-Mesurées* représente un modèle numérique avec les propriétés de matériaux mesurées avec les essais de caractérisation (Section 4.4.1) à la même période que l'essai sur le mur de soutènement.

La courbe en rouge provenant de l'essai expérimental (*Exp.*) se situe entre la courbe avec les propriétés mesurées (courbe bleue) et la courbe avec les propriétés réduites de conception (courbe orange), autant du point de vue de la capacité maximale atteinte au pic que de la rigidité en flexion en phase pré-pic. La résistance maximale du mur est inférieure à la capacité en flexion de 310 kNm obtenue avec les propriétés mesurées sans réduction pour tenir compte de l'orientation de fibres (*Num.-Mesurées*), mais elle est supérieure à la capacité de 245 kNm obtenue avec les propriétés réduites de conception (*Num.-Conception*).

La rigidité globale en flexion du mur expérimental est très similaire à la rigidité du modèle *Num.-Conception*. Il a été observé lors de l'élaboration de plusieurs modèles numériques que la rigidité du mur est principalement associée au module élastique du BFUP. Bien que le module élastique du BFUP a été mesuré à 44 271 MPa et considéré dans le modèle *Num.-Mesurées*, il est de 37 700 MPa pour le modèle *Num.-Conception*. La proximité de la courbe expérimentale avec la courbe *Num.-Conception* s'explique par l'endommagement initial du mur. Ceci permet de supposer que la rigidité du BFUP en condition fissurée (après l'incident) est similaire à cette valeur de 37 700 MPa. Il est à noter qu'il n'a pas été possible de reproduire numériquement la condition endommagée initiale du mur testé au laboratoire. Il aurait été possible de reproduire un chargement cyclique dans ATENA pour simuler l'incident survenu au laboratoire et considérer un endommagement initial, mais en utilisant des propriétés de matériau typique d'un béton conventionnel, c'est-à-dire sans phase écrouissante. Le logiciel ATENA ne permet donc pas de reproduire un chargement cyclique tout en considérant un matériau écrouissant (BFUP) défini à partir de valeurs expérimentales.

La Figure 5.2 montre que la flèche en service mesurée au laboratoire dans le haut du mur ($H = 3$ m) est de 4 mm, ce qui est légèrement supérieur à la flèche de 2 mm du modèle *Num.-Mesurées*, mais identique à celle obtenue avec le modèle *Num.-Conception*.

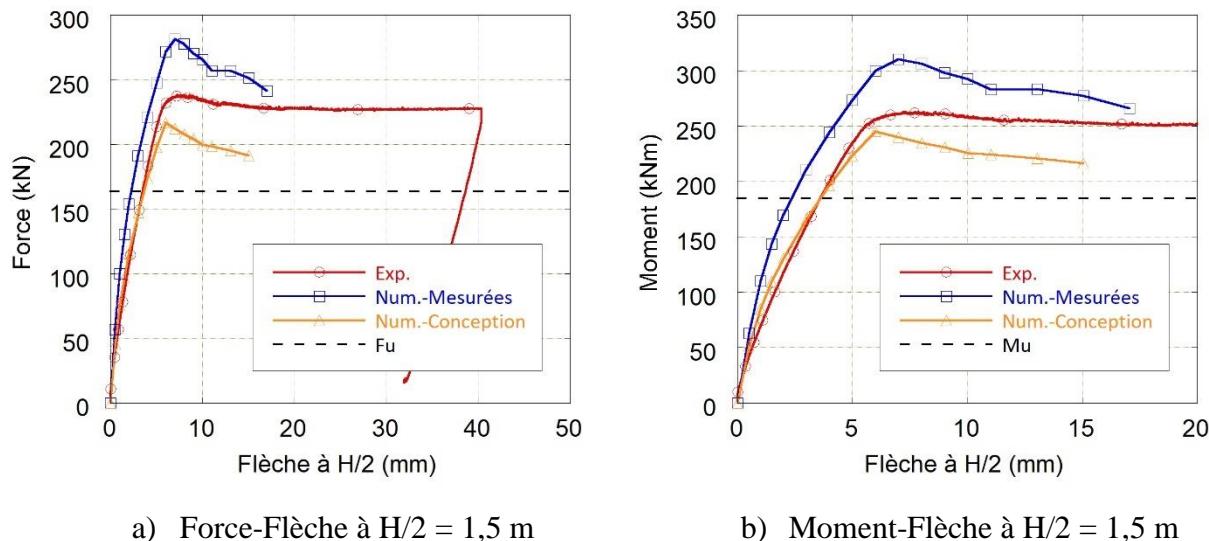


Figure 5.1: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche à mi-hauteur du mur

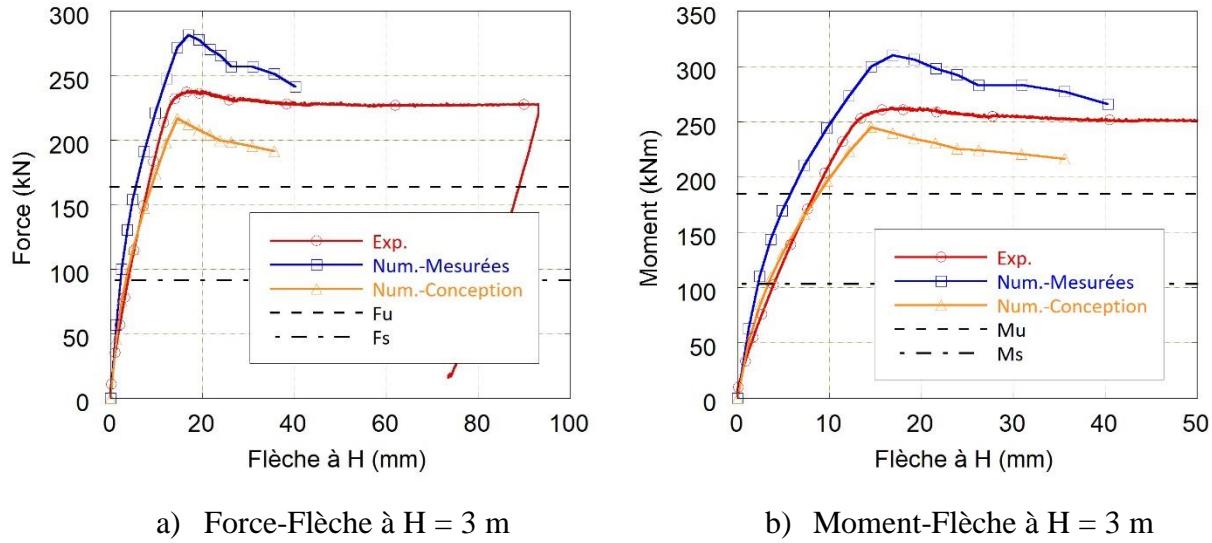


Figure 5.2: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche dans le haut du mur

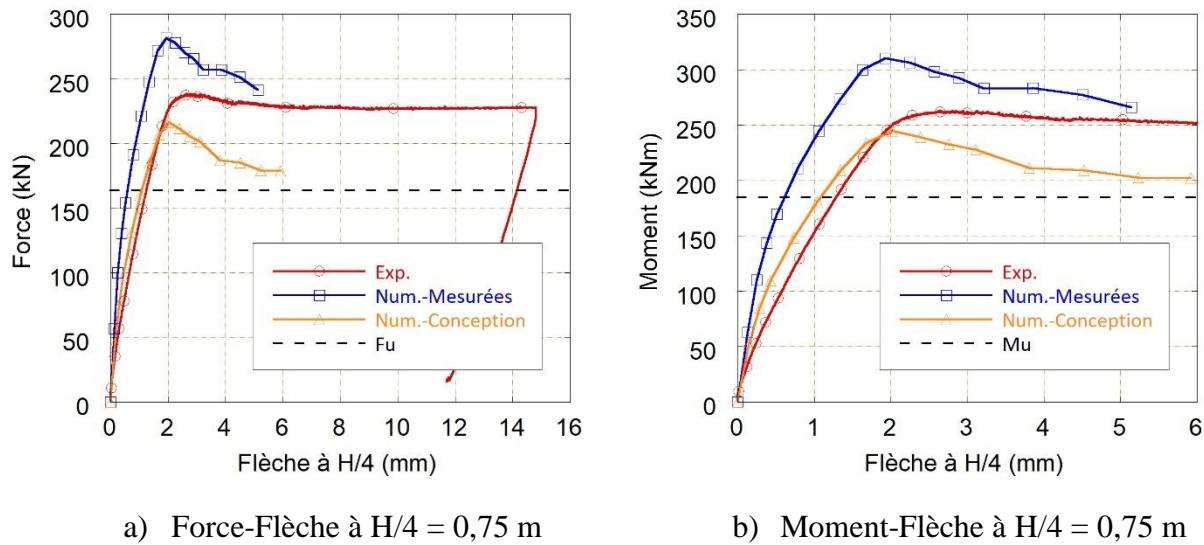


Figure 5.3: Courbes Force-Flèche et Moment-Flèche au quart de la hauteur du mur

La Figure 5.4 montre les courbes Moment-Ouverture de fissures pour le mur testé au laboratoire et les modèles numériques. La courbe expérimentale montre les ouvertures de fissures mesurées sur le contrefort ouest avec les potentiomètres linéaires. Dans les modèles numériques, des ouvertures de fissures de l'ordre de 0,1 mm sont attendues en condition de service. À la Figure 5.4a, on remarque que la variation de l'ouverture de fissures pour l'essai en laboratoire augmente plus

rapidement que dans les modèles numériques, jusqu'en condition de service environ. Ensuite, les ouvertures de fissures pour les modèles numériques augmentent plus rapidement, alors que les ouvertures de l'essai en laboratoire demeurent constantes jusqu'à l'atteinte d'un moment de 250 kNm.

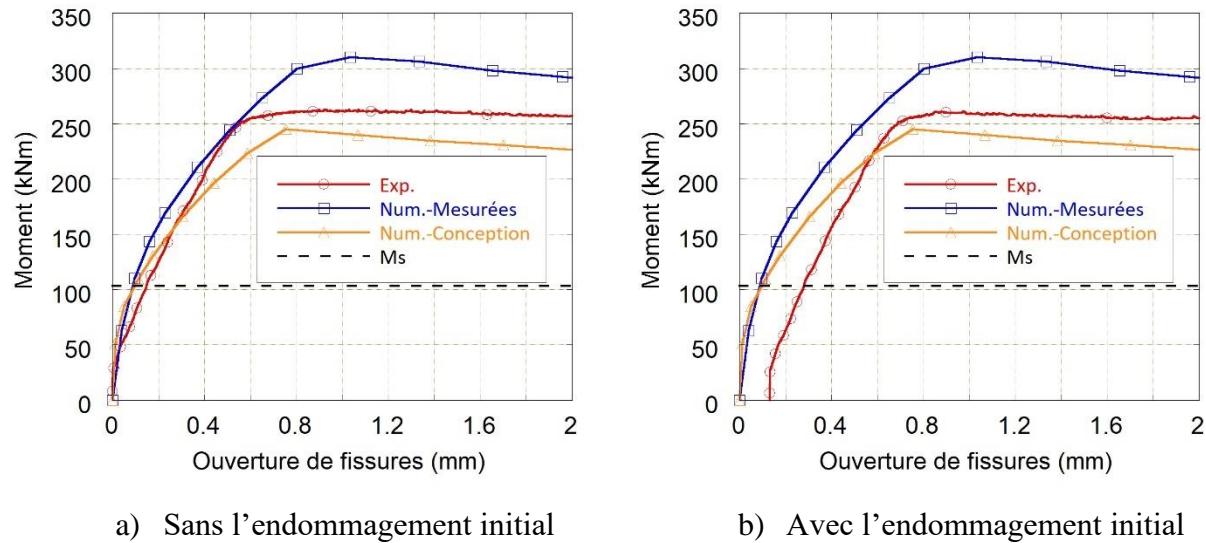


Figure 5.4: Courbe Moment-Ouverture de fissures pour le mur testé au laboratoire et les modèles numériques

La Figure 5.5 montre la variation du moment en fonction des déformations dans les barres d'armature verticales à l'intersection des contreforts horizontaux et verticaux. Les déformations mesurées expérimentalement dans les armatures sont supérieures en début d'essai à celles obtenues avec les modèles numériques étant donné l'endommagement initial. Ensuite, les courbes expérimentales se retrouvent dans l'enveloppe de résistance des courbes des modèles *Num.-Conception* et *Num.-Mesurées*.

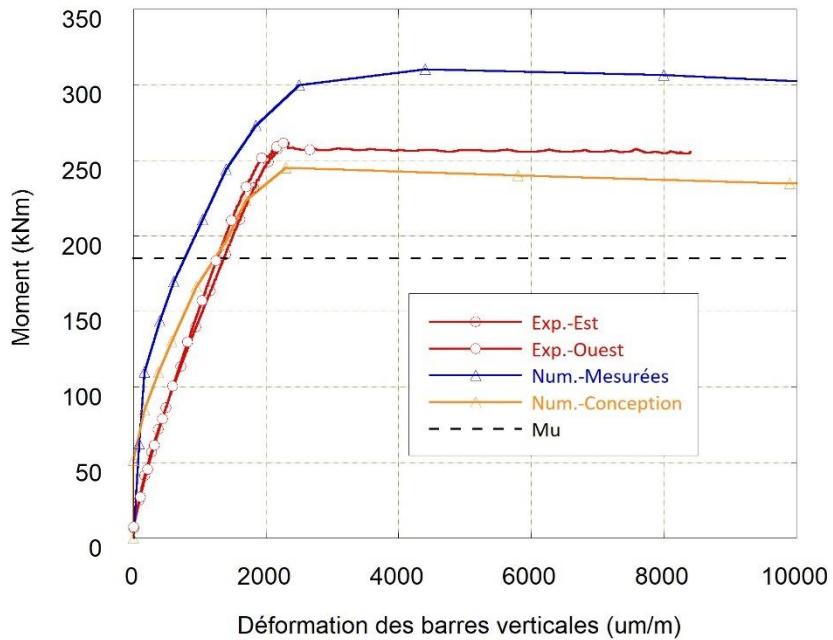


Figure 5.5: Courbe Moment-Déformation dans les barres d’armature verticales

La Figure 5.6 montre la comparaison de la fissuration du mur expérimental et du modèle numérique à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux. Puisqu’il n’est pas possible avec les modèles numériques d’obtenir la courbe complète en post-pic en raison de problèmes de convergence, la fissuration est donc comparée pour un état d’endommagement correspondant à une flèche à mi-hauteur du mur de 15 mm (post-pic). Dans les observations expérimentales et numériques, la fissure principale est perpendiculaire à la barre d’armature verticale dans les contreforts et la fissure se prolonge jusqu’au voile, sur une profondeur de 360 mm.

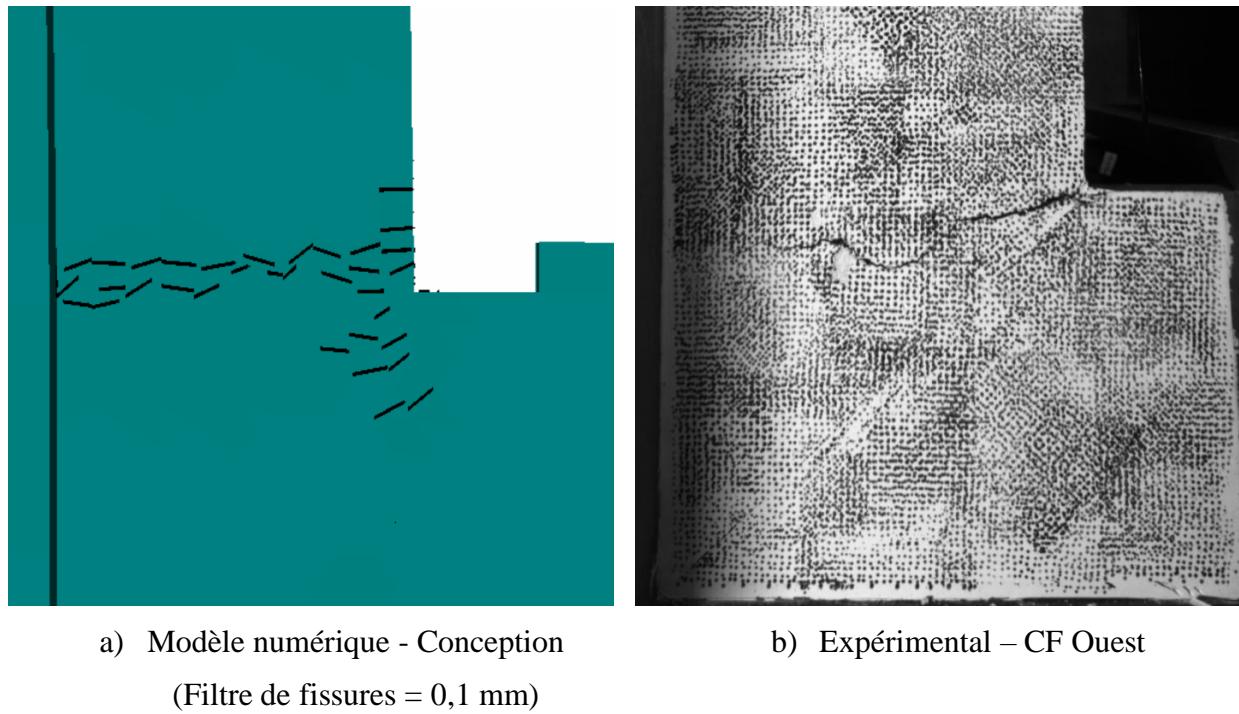


Figure 5.6: Comparaison de l'endommagement en post-pic à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux pour le mur expérimental et le modèle numérique

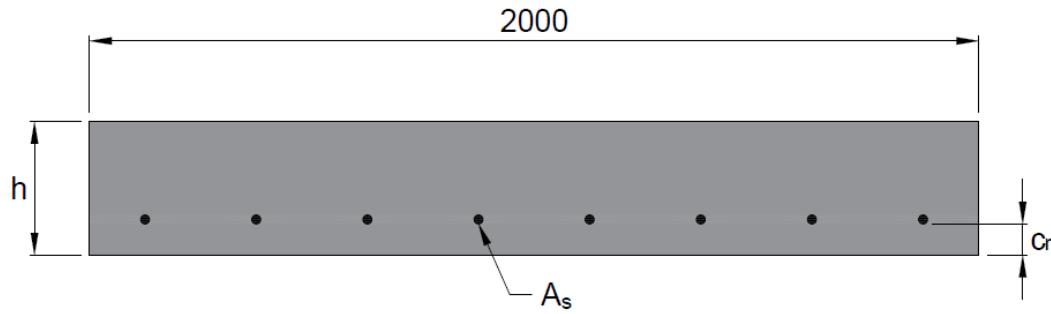
En conclusion, les modèles numériques permettent de très bien reproduire le comportement expérimental du mur. Effectivement, les résultats expérimentaux se retrouvent dans l'enveloppe de résistance des modèles *Num.-Mesurées* et *Num.-Conception*, en termes de réponses F- Δ ou M- Δ . La flèche expérimentale mesurée dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour la condition de service est de 4 mm et celle-ci est identique à celle obtenue avec le modèle *Num.-Conception*. Le patron de fissuration à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux est très similaire entre ce qui a été observé au laboratoire et les modèles numériques. De plus, les ouvertures de fissures obtenues des modèles numériques sont dans les mêmes ordres de grandeur que celles mesurées au laboratoire, bien que le mur ait subit un endommagement initial avant l'essai. Les modèles numériques ayant été validés, ils ont ensuite été utilisés pour la réalisation d'études paramétriques à la Section 5.2.

5.2 Études paramétriques

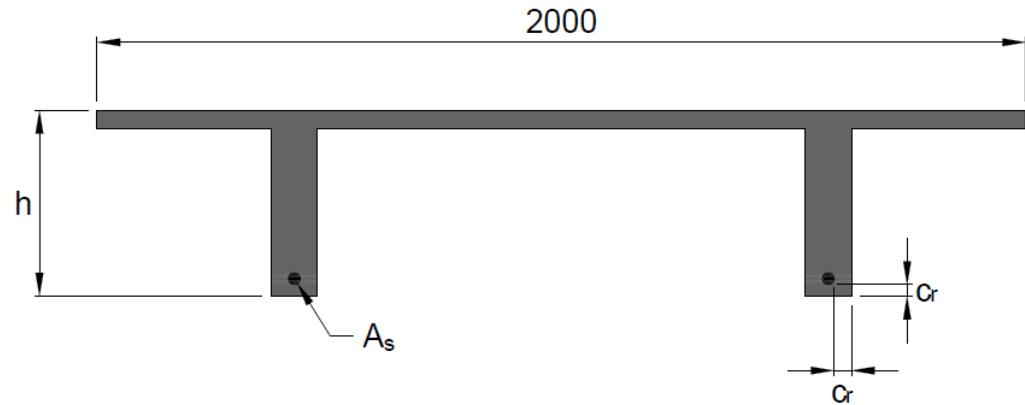
5.2.1 Mur de soutènement en BA vs BFUP

Cette première étude a pour objectif de démontrer les différences de comportement entre des murs de soutènement en béton armé (BA) et en BFUP. Les aspects analysés sont la rigidité des deux murs, leur comportement en service et à l'ultime, ainsi que la quantité de matériau (béton et acier d'armature de flexion) économisée par l'utilisation du BFUP.

La Figure 5.7 montre les sections transversales des murs en BA et en BFUP et la Figure 5.8 illustre une vue tridimensionnelle des deux murs. Une section rectangulaire a été choisie pour le modèle de mur en BA, comme cela est fait habituellement pour un mur coulé en place au chantier. Il aurait aussi été possible de comparer une section en BA avec contreforts, dans le cas d'un mur préfabriqué en BA, pour mettre en évidence le gain en résistance et l'économie de matériau obtenu avec l'utilisation du BFUP. Toutefois, il a été choisi de comparer le concept de mur préfabriqué en BFUP à un mur de soutènement conventionnel en BA coulé en place au chantier, pour montrer le gain en résistance et l'économie de matériau obtenu dû à la préfabrication et par l'utilisation du BFUP. Le modèle en BA a été élaboré de manière à résister à une même sollicitation en flexion que le modèle en BFUP, c'est-à-dire pour un moment à l'ultime de 185 kNm (Section 3.1.4.2).

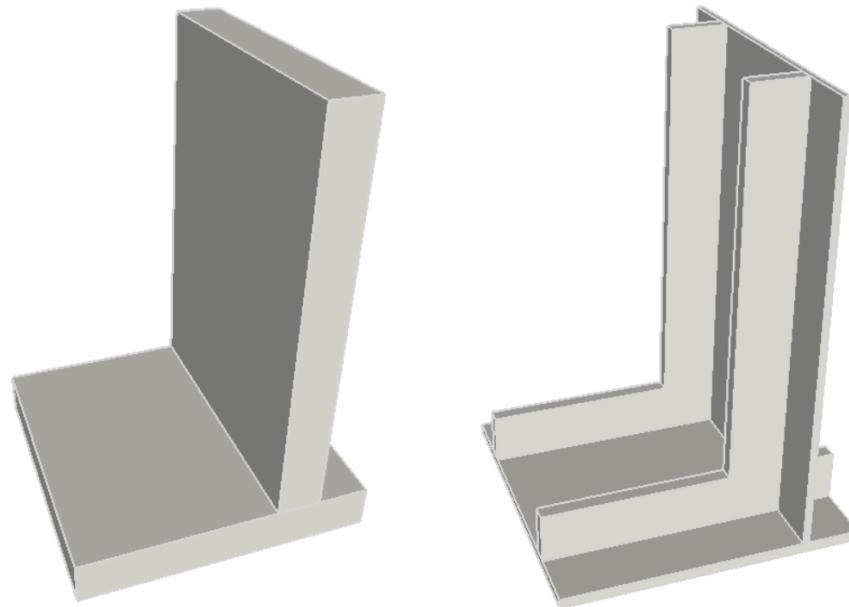


a) Section transversale du mur en BA



b) Section transversale du mur en BFUP

Figure 5.7: Sections transversales des modèles en BA et en BFUP



a) Mur en BA

b) Mur en BFUP

Figure 5.8: Vue tridimensionnelle des modèles numériques en BA et en BFUP

Le Tableau 5.1 résume les propriétés retenues pour le modèle en BA et en BFUP. L'enrobage minimal pour le BA selon la norme CSA-S6 est de 70 mm, par rapport à un enrobage de 25 mm pour le modèle en BFUP (CSA-S6, 2019). Puisqu'un enrobage plus important est requis pour le mur en BA, le bras de levier de l'acier d'armature par rapport à la fibre la plus comprimée est réduit, donc une plus grande quantité d'acier est requise. La profondeur de la section du modèle en BA a été fixée à 300 mm, de manière à obtenir un comportement en flexion similaire à celui du modèle en BFUP en termes de rigidité et de capacité ultime. Le mur en BFUP a un volume de 0,407 m³/m et une quantité d'armature de flexion de 500 mm²/m, ce qui représente une réduction de 71 et 58% de la quantité de béton et d'acier d'armature de flexion respectivement par rapport au mur en BA. En considérant la quantité d'armature minimale requise pour le contrôle de la fissuration du mur en BA coulé en place au chantier, il s'agit d'une réduction de 86% de la quantité d'acier d'armature par rapport au mur préfabriqué en BFUP. Du même coup, cette grande réduction d'acier d'armature permet de réduire significativement le temps d'installation des barres au chantier qui est très couteux.

Tableau 5.1: Dimensions et propriétés des modèles de mur en BA et en BFUP

Propriétés	Modèle BA	Modèle BFUP-3%
Résistance en compression, f'_c (MPa)	35	122
Module élastique du béton, E_c (MPa)	26 250	37 700
Profondeur de la section, h (mm)	300	400
Enrobage, c_r (mm)	70	25
Volume de béton (m ³ /m)	1,41	0,407
		<i>Réduction de 71%</i>
Armature principale, A_s	4-20M → 1200 mm ² /m	1-25M → 500 mm ² /m
		<i>Réduction de 58%</i>
Armature secondaire de fissuration, A_{sf}	15-20M / face (mur) → 4500 mm ² /m 10-20M / face (semelle) → 3000 mm ² /m	-
		<i>Réduction de 86%</i>
M_r théorique (kNm)	203 kNm	239 kNm

Pour les deux modèles de mur, une charge uniforme a été appliquée sur la paroi intérieure verticale du mur pour représenter la pression de conception (Section 3.1.5.4), jusqu'à l'atteinte de la rupture. Les mêmes conditions frontières illustrées à la Section 3.1.5.2 sont appliquées aux deux modèles. La différence entre les deux modèles réside dans le maillage qui est montré à la Figure 5.9. Le mur en BA est analysé avec un maillage entièrement constitué d'éléments briques avec huit éléments sur l'épaisseur du voile et de la semelle. Le modèle en BFUP est à la fois constitué d'éléments tétraédriques (contreforts verticaux et horizontaux) et d'éléments de plaques, puisque ce dernier contient des éléments minces de 40 et 65 mm d'épaisseur pour le voile et la semelle respectivement.

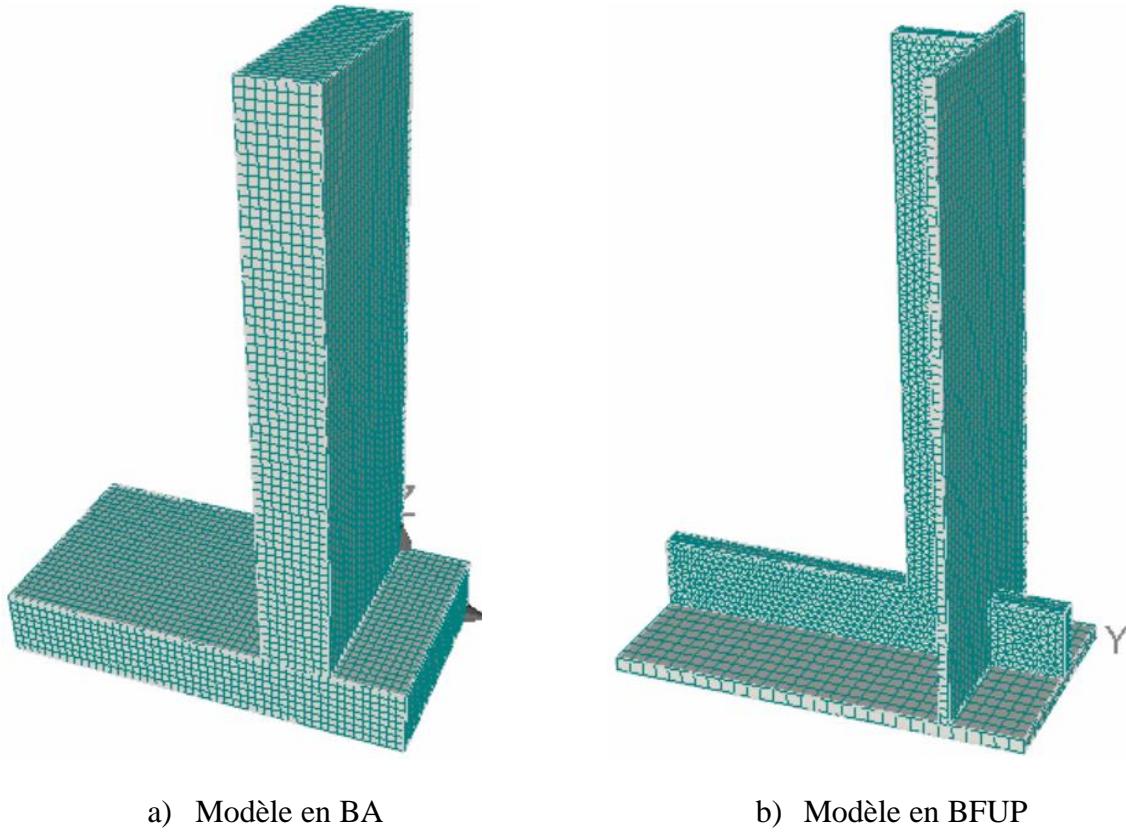


Figure 5.9: Vue isométrique des modèles numériques en BA et en BFUP

Un retrait a été appliqué avant d'effectuer le chargement sur les deux modèles de mur. Pour ce faire, une déformation de $-150 \mu\text{m}/\text{m}$ a été imposée à toutes les composantes du mur pour le modèle en BA, alors qu'une déformation de $-300 \mu\text{m}/\text{m}$ a été appliquée pour le modèle en BFUP. La valeur de $-300 \mu\text{m}/\text{m}$ pour le BFUP représente une valeur équivalente pour tenir compte de la variation du module élastique dans le temps. En général, les déformations de retrait libre mesurées sur le BFUP sont de l'ordre de $-600 \mu\text{m}/\text{m}$, mais cette valeur s'applique à un matériau qui possède un module élastique plus faible au très jeune âge et qui augmente avec le temps. Dans le modèle numérique, la déformation de retrait doit être appliquée à une valeur de module élastique unique, qui ne varie pas en fonction du temps. Ainsi, pour éviter de surestimer les contraintes de traction générée dans le mur de soutènement, une valeur moindre de $-300 \mu\text{m}/\text{m}$ a été considérée.

La Figure 5.10a montre la courbe Moment-Flèche dans le haut du mur ($H = 3 \text{ m}$) et la Figure 5.10b montre la courbe Moment-Ouverture de fissures pour la comparaison du comportement en flexion

entre les modèles en BA et en BFUP. Le mur en BA présente d'abord un comportement plus rigide que le mur en BFUP et linéaire jusqu'à l'atteinte d'un moment de 87,5 kNm. Ensuite, le mur en BA montre une flèche importante dans le haut du mur en raison de l'initiation d'une première fissure transversale. La flèche dans le haut du mur en service est alors de 5,2 mm, ce qui est légèrement supérieur à la flèche du mur en BFUP 3% qui est de 4,5 mm. Dans les deux cas, le critère de flèche admissible de 30 mm est respecté. Chaque saut dans la courbe mur en BA s'explique par une perte de rigidité due à l'ouverture d'une nouvelle fissure transversale dans la section du mur (Figure 5.11). Les deux modèles surpassent le critère du moment de conception à l'ultime (M_u) qui est de 185 kNm. De plus, cette capacité est supérieure à la capacité du mur en BA pour une même flèche à $H = 20$ mm, qui est de 204 kNm.

Le mur en BFUP 3% présente des ouvertures de fissures mesurées à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux au moment de service ($M_s = 103$ kNm) de l'ordre de 0,1 mm, ce qui est inférieur aux ouvertures de fissures du mur en BA de 0,35 mm. Ceci confirme que la durabilité attendue pour le mur en BFUP devrait être notablement supérieure. De plus, à partir du moment de service (M_s) jusqu'au pic, le mur en BFUP 3% présente des ouvertures de fissures qui sont 25 à 50% plus faibles que les ouvertures du mur en BA pour un moment de flexion donné.

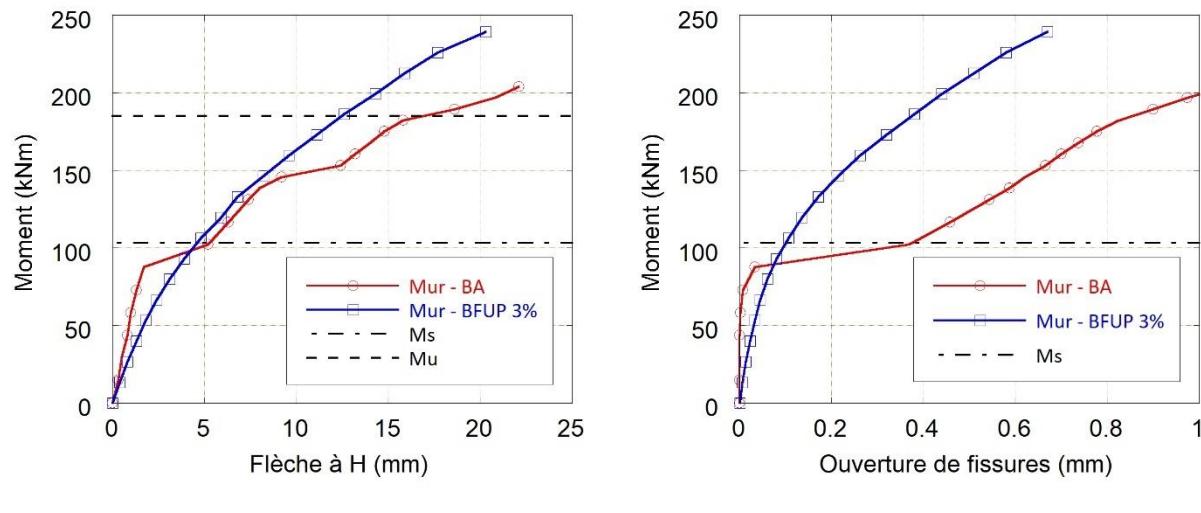


Figure 5.10: Courbes Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour les modèles en BA et en BFUP

La Figure 5.11 montre la déformation et la fissuration des modèles en BA et en BFUP au pic. Le mur en BA présente deux fissures transversales dans le bas de la section verticale, lesquelles sont espacées d'environ 260 mm. Dans le cas du mur en BFUP, la fissuration est principalement localisée à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux.

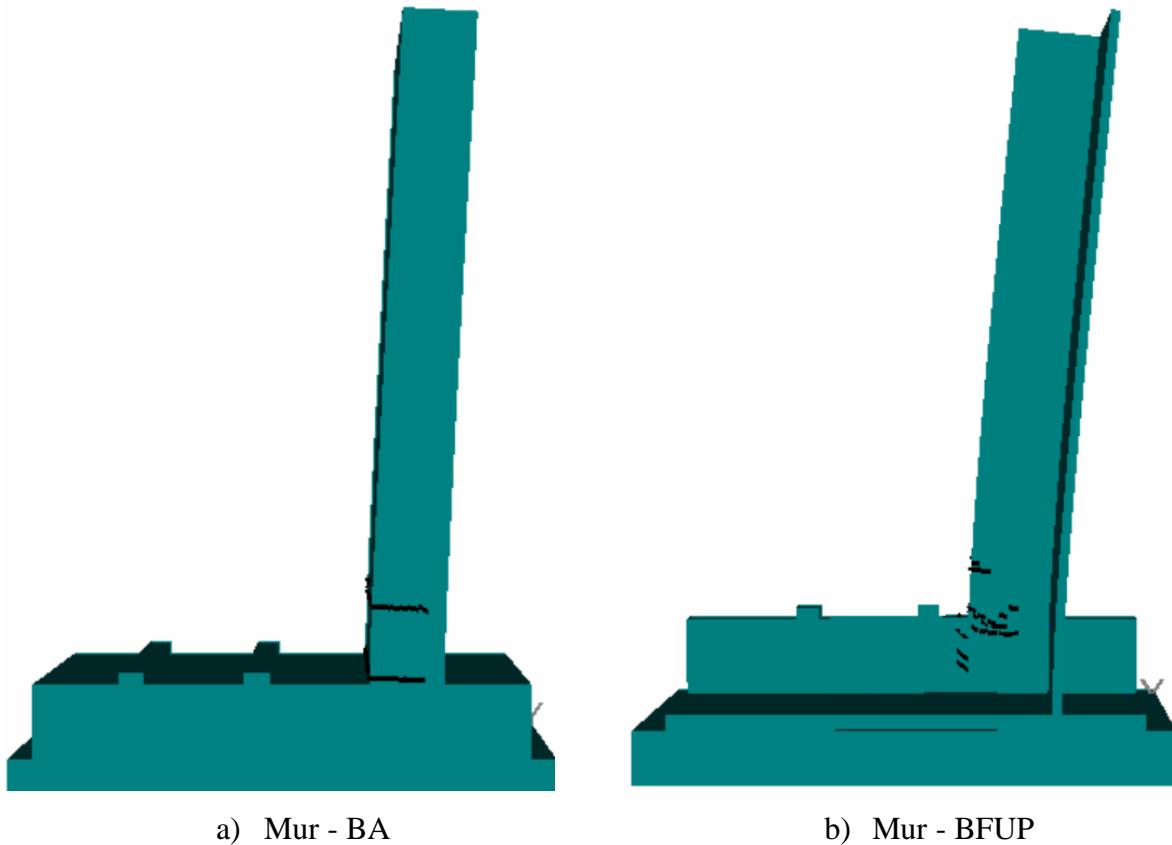


Figure 5.11: Vue de profil de la déformation et de la fissuration au pic pour les modèles en BA et en BFUP

En conclusion, les deux modèles de mur en BA et en BFUP ont dépassé le moment de conception ultime ($M_u = 185$ kNm) et une rupture en flexion a été observée. Le mur en BFUP a atteint sa pleine capacité en flexion qui est de 239 kNm. Sa capacité flexionnelle est supérieure à celle du mur en BA qui est de 204 kNm, malgré une quantité de béton et d'acier d'armature de flexion plus faible de 71 et de 58% respectivement. La flèche mesurée dans le haut du mur en service de 4,5 mm pour le modèle en BFUP est légèrement inférieure à celle du modèle en BA qui est de 5,2 mm. La

durabilité du mur en BFUP devrait être nettement supérieure au mur en BA, étant donné que le mur en BFUP présente des ouvertures de fissures en service ($M_s = 103 \text{ kNm}$) de l'ordre de 0,1 mm, lesquelles sont inférieures aux ouvertures du mur en BA de 0,35 mm.

5.2.2 Dosage en fibres

Dans cette deuxième étude paramétrique, une optimisation sur le dosage en fibres est effectuée. L'objectif est d'analyser l'influence du volume en fibres sur la géométrie et donc la quantité totale de matériau requise pour la production du mur et sur son comportement global. Ainsi, trois modèles ont été créés pour les dosages en fibres de 2, 3 et 4%. Les lois de comportement en traction considérées sont celles présentées à la Figure 3.2 de la Section 3.1.1 et la charge uniforme est utilisée comme cas de chargement pour chacun des modèles.

Il est important de mentionner qu'un raffinement de la géométrie des contreforts a été effectué pour cette étude dans le but de réduire les dimensions au maximum. Le Tableau 5.2 montre la comparaison de la quantité de BFUP et d'acier d'armature pour les dosages en fibres de 2, 3 et 4%. Les dimensions du mur conçu avec le dosage en fibres de 2% sont similaires au mur de référence qui est celui avec le dosage en fibres de 3%, mais avec une épaisseur de semelle de 70 mm plutôt que de 65 mm. Le mur conçu avec le dosage en fibres de 4% permet de réduire la profondeur des contreforts horizontaux de 380 à 375 mm, l'épaisseur du voile de 40 à 35 mm et l'épaisseur de la semelle de 65 à 60 mm, par rapport au mur de référence (BFUP 3%). Compte tenu de ces réductions, le mur conçu avec un dosage en fibres de 2% implique une augmentation du volume de BFUP de 2,3% et celui conçu avec le dosage en fibres de 4% réduit de 5,8% la quantité de BFUP par rapport au mur de référence avec 3% de fibres. Le passage du dosage à 2% vers un dosage à 4% représente une diminution de 7,8% du volume de BFUP ($0,409 \text{ m}^3/\text{m}$ pour le BFUP 2% à $0,377 \text{ m}^3/\text{m}$ pour le BFUP 4%). Néanmoins, l'augmentation du volume en fibres ne permet pas une grande réduction des dimensions du mur, puisque la conception est gouvernée par la déformation maximale du BFUP à la fibre tendue en service (ε_{ts}) et qu'un dosage plus élevé implique une réduction de la capacité de déformation en traction du BFUP (Figure 3.1 et Figure 3.2). Le critère de déformation maximale du BFUP à la fibre tendue en service limite donc l'optimisation du mur en BFUP.

Tableau 5.2: Comparaison de la quantité de BFUP et d'acier d'armature pour les différents dosages en fibres

Dosage en fibres	e voile (mm)	e semelle (mm)	h _{CF} vertical (mm)	h _{CF} horizontal (mm)	V _{BFUP} (m ³ /m)	A _s (mm ² /m)
2%	40	70	385	380	0,409	500
3%	40	65	385	380	0,400	500
4%	35	60	385	375	0,377	500

La Figure 5.12 montre la courbe Moment-Flèche dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour les murs de soutènement en BFUP avec différents dosages en fibres. Tous les murs conçus dépassent le moment de conception à l'ultime qui est de 185 kNm. Il est possible de constater une légère augmentation de la capacité en flexion avec l'augmentation du dosage en fibres. Le moment résistant à l'ultime varie de 220 kNm pour le BFUP 2% à 238 kNm pour le BFUP 4%. Les murs ayant une résistance similaire, leur comportement global est ensuite comparé. La flèche mesurée dans le haut du mur en service de 5 mm est très similaire pour les trois modèles de mur et elles sont nettement inférieures au critère de flèche admissible de 30 mm. Les ouvertures de fissures maximales en service ($M_s = 103$ kNm) à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux sont également similaires pour les trois dosages en fibres avec des ouvertures d'environ 0,07 mm. La plus grande capacité de déformation d'écrouissage du BFUP 2% par rapport au dosage en fibres de 3 et 4% explique les ouvertures de fissures légèrement plus fines à partir du moment de flexion de 150 kNm (Figure 5.12b).

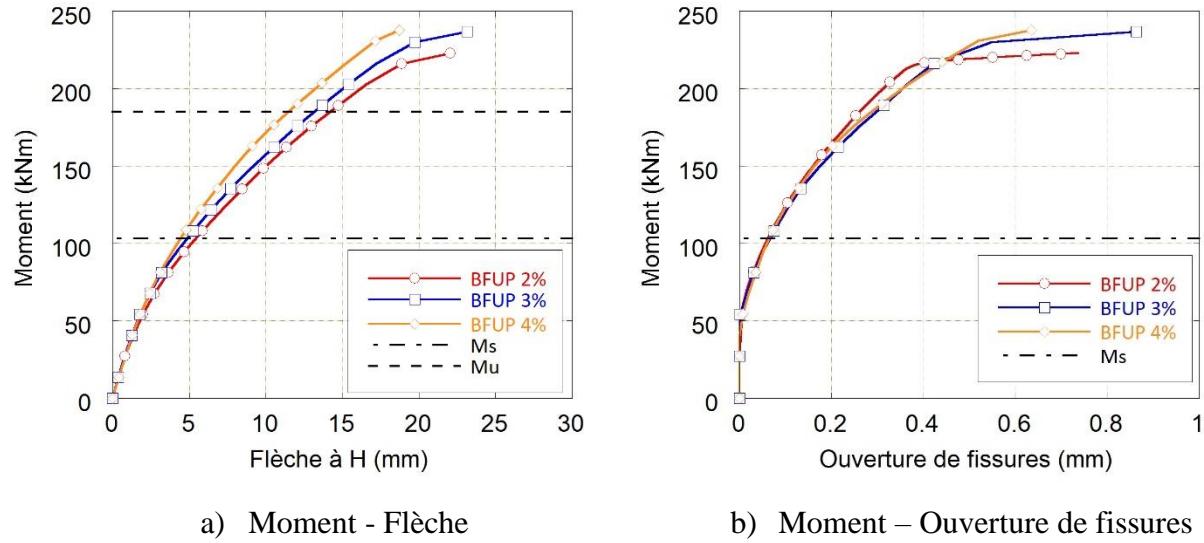


Figure 5.12: Courbes Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour différents dosages en fibres

La Figure 5.13 montre la déformée et la fissuration au pic des murs avec différents dosages en fibres (2, 3 et 4%). Les modèles avec 2 et 3% de fibres (Figure 5.13a et Figure 5.13b) présentent un plus grand nombre de fissures à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux, bien que la différence soit très faible par rapport au modèle avec 4 % de fibres.

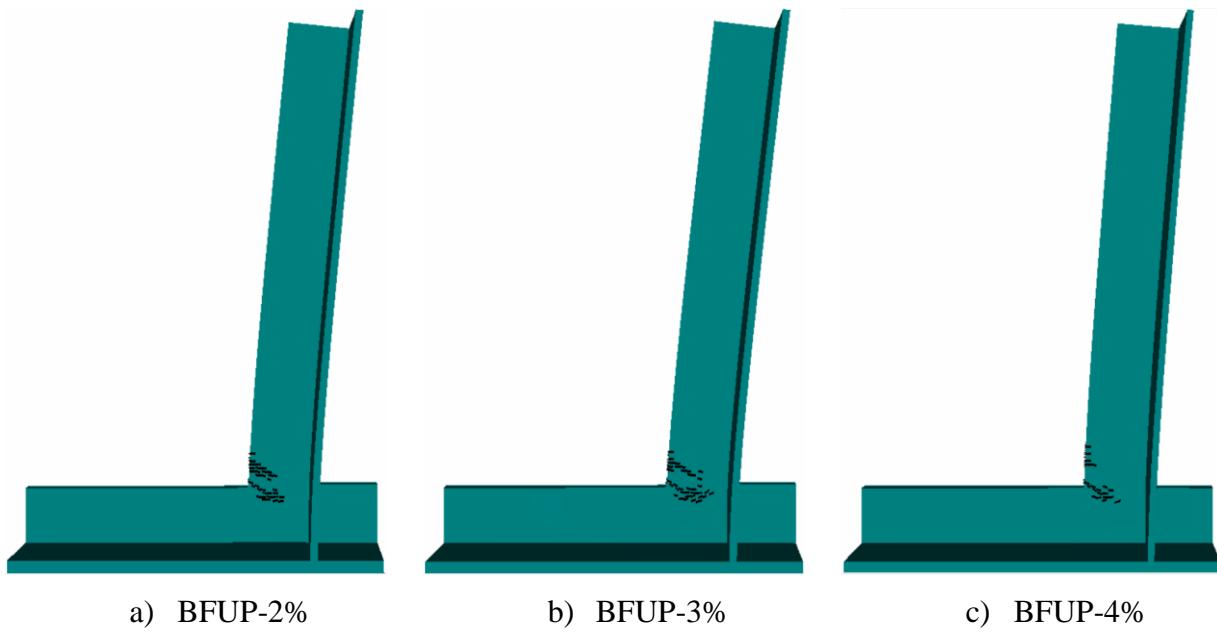


Figure 5.13: Vue de profil de la déformation et de la fissuration au pic pour les murs avec différents dosages en fibres

En conclusion, le critère limitatif de la déformation maximale à la fibre tendue en service (ε_{ts}) explique la surcapacité en flexion par rapport au moment de conception ultime (M_u) et il ne permet pas de réduire significativement la quantité de BFUP pour un dosage en fibres plus élevé. Le mur conçu avec un dosage en fibres de 2% peut sembler un choix intéressant, puisque son comportement global, sa capacité en flexion à l'ultime et les ouvertures de fissures en service sont similaires aux murs conçus avec un dosage en fibres de 3 et 4%. Toutefois, le dosage en fibres de 2% est plus sensible aux effets d'orientation de fibres. Étant donné la géométrie complexe du mur de soutènement avec contreforts, l'écoulement du BFUP lors de la mise en place est très différent dans chacune des composantes du mur et les effets d'orientation de fibres peuvent être très importants. Cette observation a été démontrée en partie avec les résultats expérimentaux obtenus sur le panneau en BFUP (Section 4.6), où la flexion longitudinale est nettement supérieure à la flexion transversale. Dans ce contexte, il est préférable de conserver le BFUP-3%, car il offre une plus grande réserve quant à la quantité de fibres qui s'orientera préférentiellement dans les différentes composantes du mur.

5.2.3 Géométrie des contreforts

Dans cette troisième étude paramétrique, une optimisation de la géométrie des contreforts du mur en BFUP-3% est réalisée. La réponse globale du mur est analysée pour les quatre configurations présentées à la Figure 5.14. La géométrie des contreforts est optimisée pour varier proportionnellement à la variation des efforts de flexion dans la semelle et dans le mur. L'objectif est d'obtenir une section transversale comme montrée à la Figure 5.14d qui varie linéairement depuis le moment de flexion maximal à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux jusqu'au moment de flexion nul dans le haut du mur et à l'extrémité du talon de la semelle. Les configurations montrées à la Figure 5.14b et à la Figure 5.14c représentent des cas intermédiaires afin d'isoler l'impact de chaque modification de géométrie des contreforts.

L'objectif de cette étude est de réduire la quantité de BFUP tout en conservant une réponse globale du mur qui est satisfaisante, autant du point de vue de la rigidité, de la flèche, de la fissuration en service, ainsi que de la capacité à l'ultime. Pour comparer les différentes configurations entre elles, la charge uniformément répartie sur le voile est utilisée. Les autres paramètres pour procéder à l'analyse numérique sont tels que présentés à la Section 3.1.5.

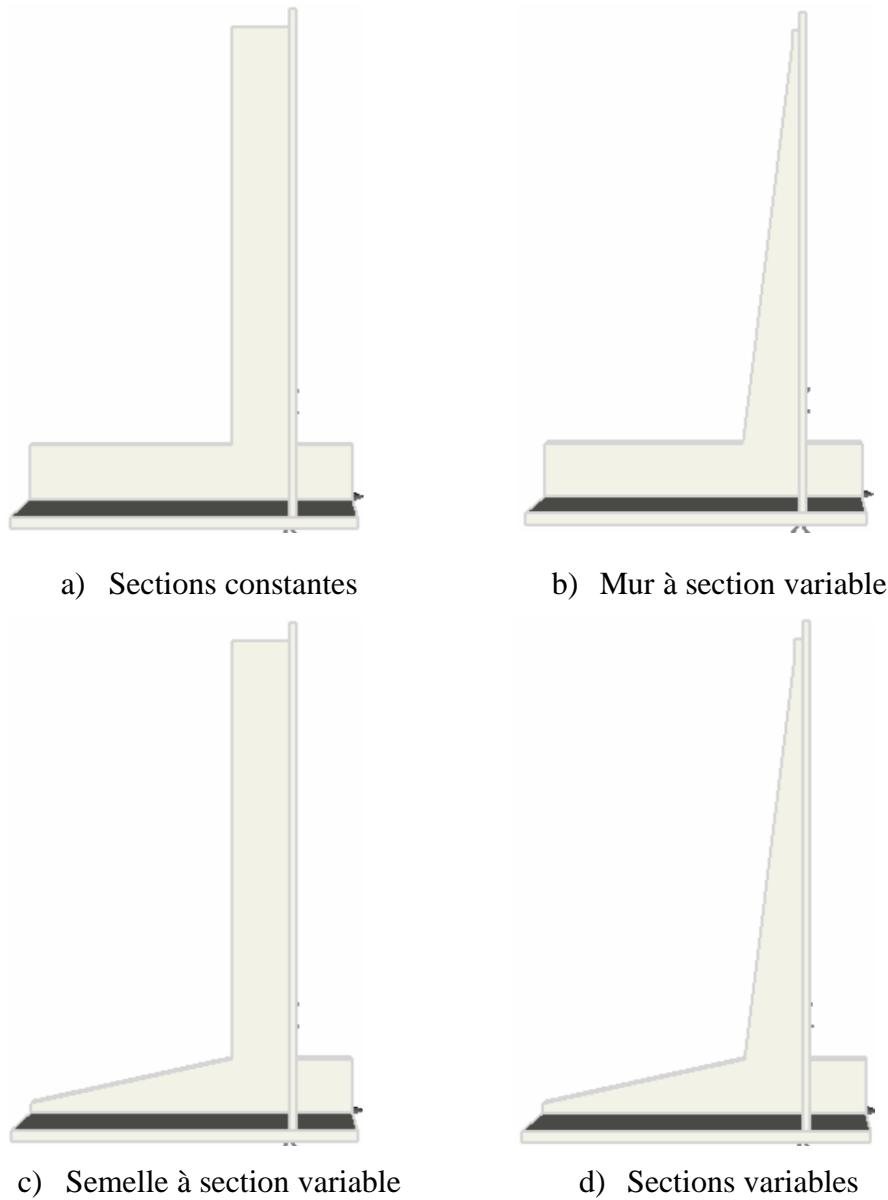


Figure 5.14: Vue de profil des différentes configurations de contreforts pour le mur en BFUP

Le Tableau 5.3 montre la comparaison du volume de BFUP pour les quatre configurations étudiées et le pourcentage de réduction de matériau par rapport à la configuration de référence qui est celle avec des sections constantes. Puisque le mur mesure 3 m de hauteur et que la longueur de la semelle est de 2 m, la configuration avec un mur à section variable implique une plus grande réduction de matériau (9,6%) que la configuration avec une semelle à section variable (4,7%) par rapport au mur de référence (sections constantes). La configuration optimale du point de vue de la réduction

de la quantité de BFUP est la configuration avec le mur et la semelle à section variable, avec une réduction de 14,3% de la quantité de BFUP.

Tableau 5.3: Comparaison du volume de BFUP pour chacune des configurations de contreforts

Configuration	Volume de BFUP (m ³ /m)	Réduction du volume de BFUP
a) Sections constantes	0,407	-
b) Mur à section variable	0,368	9,6%
c) Semelle à section variable	0,388	4,7%
d) Mur et semelle à sections variables	0,349	14,3%

La Figure 5.15 montre la courbe Moment-Flèche dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour les différentes géométries de contreforts. Bien que le pilotage en force avec une charge uniforme ne permette pas d'obtenir la courbe post-pic, il est possible de constater que tous les modèles surpassent largement le moment de conception à l'ultime (M_u) qui est de 185 kNm. Il est possible de constater une diminution de la rigidité lorsqu'on introduit une section verticale variable pour le mur, mais que la pleine capacité du mur en flexion est tout de même atteinte. Cela indique que la rupture survient à la jonction du contrefort vertical et horizontal, là où le moment résistant est maximal. Les différentes géométries de contreforts influencent peu la fissuration en service. Les ouvertures de fissures mesurées à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux pour l'état limite de service ($M_s = 103$ kNm) sont toutes de l'ordre de 0,07 mm et la variation des ouvertures est très similaire pour la suite du chargement. De plus, la flèche mesurée dans le haut du mur en service est d'environ 7 mm. Ceci représente une augmentation de 40% par rapport à une section de mur constante, mais cela demeure nettement inférieur au critère de flèche admissible de 30 mm. L'introduction d'une section variable pour la semelle a peu d'influence sur la capacité globale du mur et sur sa rigidité. Cela indique que la résistance en flexion de la semelle est suffisante et que la rupture survient dans le contrefort vertical.

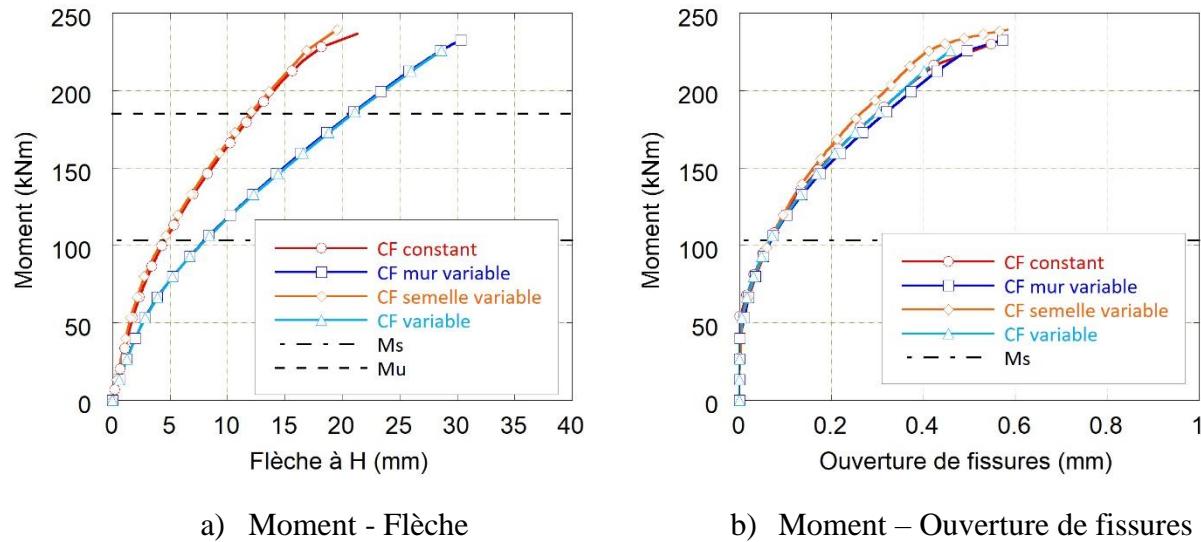


Figure 5.15: Courbes Moment-Flèche dans le haut du mur et Moment-Ouverture de fissures pour les différentes géométries de contreforts

La Figure 5.16 montre la déformation et la fissuration des murs avec différentes géométries de contreforts. Les modèles de murs avec contreforts verticaux à sections constantes (Figure 5.16a et Figure 5.16c) présentent une fissuration de flexion principalement localisée à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux. Pour ce qui est des murs avec contreforts verticaux à sections variables (Figure 5.16b et Figure 5.16d), la fissuration débute elle aussi à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux, mais celle-ci s'étale jusque dans le premier tiers de la hauteur du contrefort vertical environ.

De plus, la déformation des murs avec contreforts à sections variables (Figure 5.16b et Figure 5.16d) montre une courbure du voile plus importante, étant donné que l'inertie du mur en flexion diminue en fonction de la hauteur du mur.

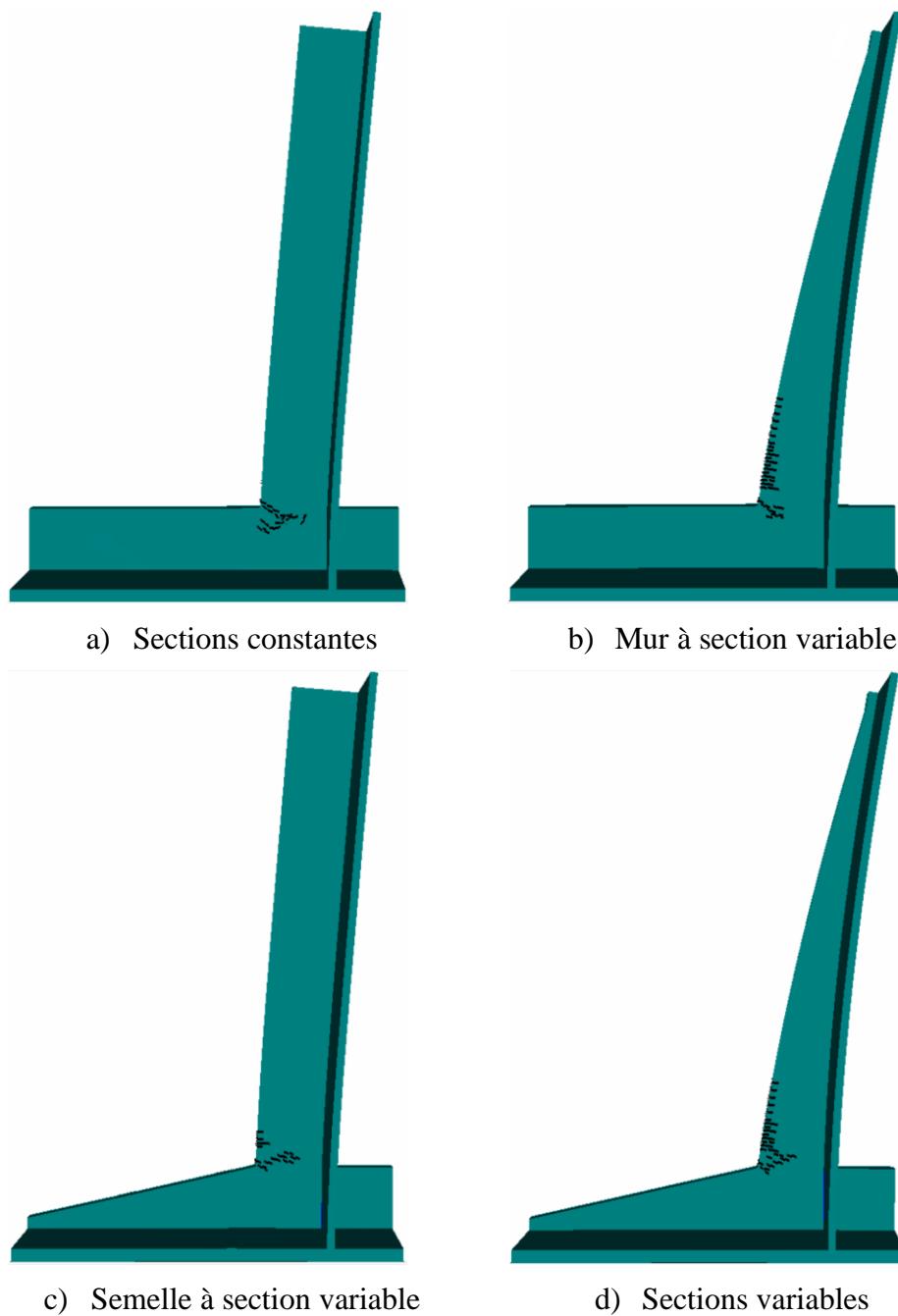


Figure 5.16: Vue de profil de la déformation (échelle x10) et de la fissuration au pic (filtre de 0,1 mm) pour les murs avec différentes géométries de contreforts

En conclusion, la configuration avec des contreforts verticaux et horizontaux à sections variables permet de réduire de 14,3% le volume de BFUP et permet tout de même de développer la pleine capacité en flexion du mur. Bien que la rigidité en flexion soit réduite pour cette géométrie de

contrefort, la flèche mesurée dans le haut du mur en service de 7 mm est nettement inférieure à la flèche admissible de 30 mm et les ouvertures de fissures de 0,07 mm sont identiques aux modèles de mur avec contreforts à sections constantes. À priori, sur la base de ces résultats, il est possible de choisir la configuration du mur avec un BFUP-3% à sections variables pour réduire le volume de BFUP.

5.2.4 Cas de chargement

Dans cette quatrième et dernière étude paramétrique, la réponse globale du mur de soutènement en BFUP-3% est étudiée pour différents cas de chargement pouvant reproduire les conditions d'installation *in situ*, de même que pour déterminer le comportement de certaines composantes du mur.

5.2.4.1 Comportement global du mur sous un chargement ponctuel et uniforme

D'abord, le comportement du mur est évalué pour le chargement ponctuel sur le contrefort à mi-hauteur ($H/2$), une charge ponctuelle sur le contrefort dans le haut du mur (H) et une charge uniforme sur le voile. Ces cas de chargement dans le modèle numérique sont illustrés à la Figure 5.17. L'objectif est de définir le chargement en laboratoire permettant de mieux reproduire le comportement attendu *in situ* sous l'ensemble des charges (permanente, vive, pression du sol, compaction, etc.)

Dans le modèle numérique, un pilotage en force est obligatoirement réalisé pour la configuration avec la charge uniforme, il ne permet donc pas de connaître le comportement post-pic du mur. Un pilotage en déplacement a cependant été utilisé pour appliquer la charge ponctuelle, ce qui permet d'obtenir les résultats en post-pic.

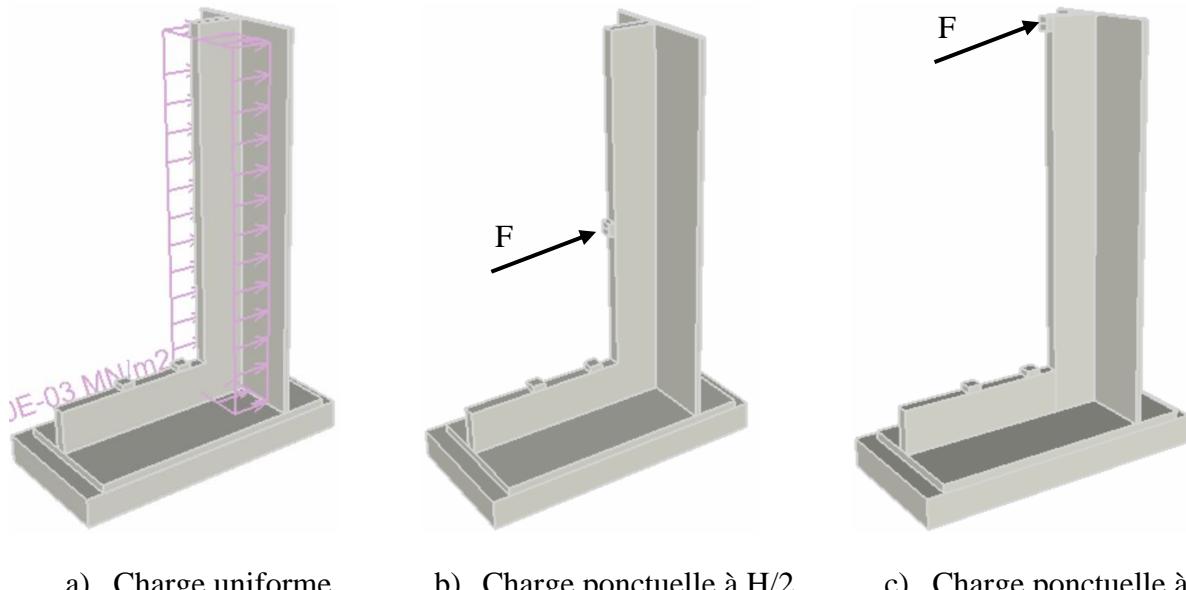


Figure 5.17: Cas de chargement étudiés dans le modèle numérique

La Figure 5.18 montre la courbe Moment-Flèche dans le haut du mur pour les trois cas de chargement étudiés. Le chargement ponctuel à 3 m sollicite le mur en flexion sur toute sa hauteur et une réponse plus flexible que le chargement uniforme et le chargement ponctuel à mi-hauteur est obtenue. Ce cas de chargement permet d'atteindre la pleine capacité en flexion de 239 kNm, mais il surestime la flèche maximale dans le haut du mur qui est attendue avec un chargement uniforme *in situ*. La courbe du chargement ponctuel à mi-hauteur (Charge $F=1,5m$) se superpose à la courbe de la charge uniforme. Le chargement ponctuel à mi-hauteur permet d'atteindre la même capacité maximale en flexion du mur. La flèche maximale atteinte dans le haut du mur au pic de 23 mm est également similaire à celle obtenue avec la charge uniforme de 21 mm attendue *in situ*.

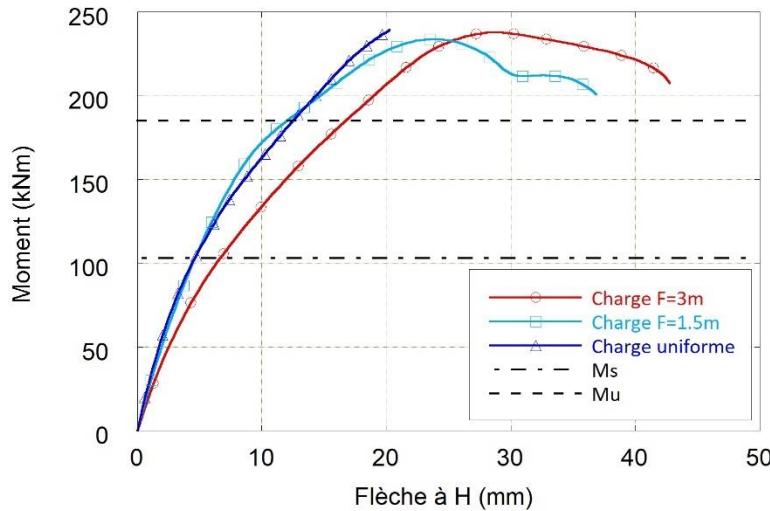


Figure 5.18: Courbe Moment-Flèche dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour les différents cas de chargement

La Figure 5.19 montre la déformée et la fissuration des murs pour les trois cas de chargement étudiés. On remarque que la fissuration et la déformée du modèle avec le chargement ponctuel à $H/2$ sont très similaires au modèle avec la charge uniforme. Le modèle avec le chargement dans le haut du mur induit une plus grande courbure de la déformée et une fissuration du contrefort vertical qui s'étend sur une plus grande hauteur. Pour les trois cas de chargements, le mode de rupture du mur est totalement contrôlé par la résistance en flexion des contreforts. Ainsi, il n'est pas possible de déterminer la capacité du voile en flexion longitudinale et transversale sous la charge uniforme. Une analyse complémentaire doit être effectuée pour déterminer la capacité locale du voile (Section 5.2.4.2).

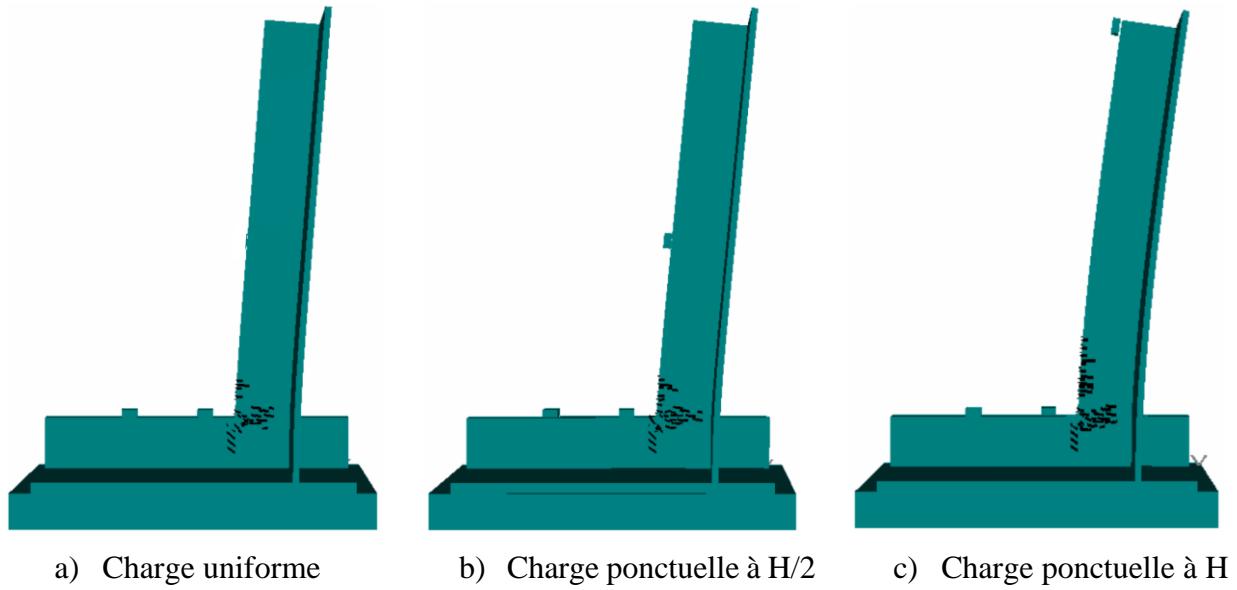


Figure 5.19: Vue de profil de la déformée et de la fissuration des murs pour différents cas de chargement

La Figure 5.20 montre les contraintes dans les barres d’armature verticales au pic pour les trois cas de chargement des modèles numériques. La plastification des barres est atteinte ($f_y = 400$ MPa), ce qui confirme la rupture ductile en flexion du mur en BFUP-3% quel que soit le type de chargement appliqué. La zone de plastification des armatures est plus vaste pour le modèle avec la charge ponctuelle dans le haut du mur.

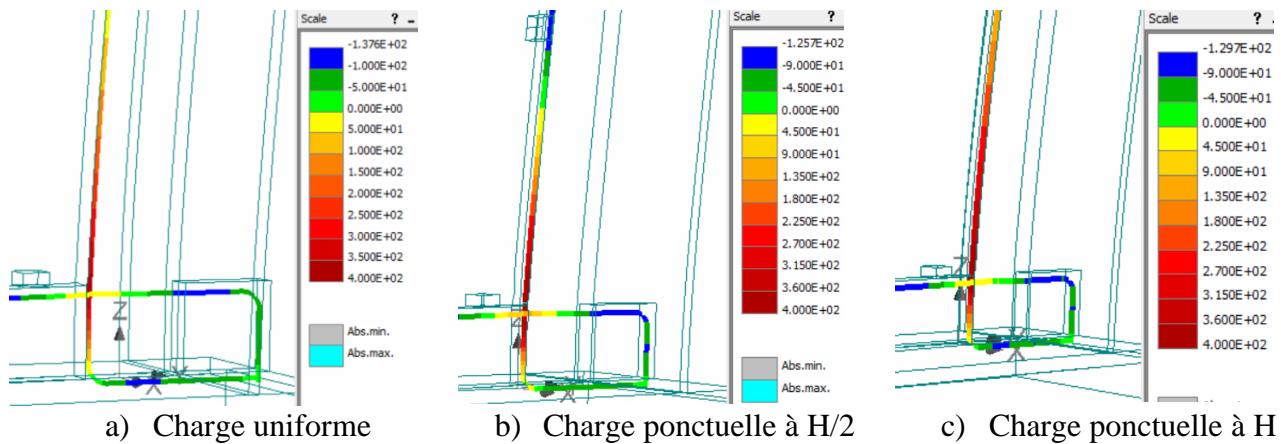


Figure 5.20: Contraintes dans les barres d'armature verticales au pic pour les trois cas de chargement

En somme, le cas de chargement avec charge ponctuelle appliquée à mi-hauteur du mur sur les contreforts reproduit bien le cas de chargement d'une pression uniforme sur le voile, puisque le même mode de rupture en flexion dans les contreforts verticaux est observé, que la capacité maximale est atteinte et que la flèche en service est très similaire dans les deux cas. Il a donc été choisi d'appliquer un chargement à mi-hauteur du mur avec le vérin au laboratoire pour reproduire le plus fidèlement les conditions de chargement *in situ*.

Toutefois, la rupture étant régie par la résistance en flexion des contreforts pour les trois cas de chargement étudiée, la capacité en flexion longitudinale et transversale dans le voile n'est pas connue. L'analyse présentée à la Section 5.2.4.2 vise donc à caractériser le comportement local du voile du mur.

5.2.4.2 Comportement local du voile du mur de soutènement sous une charge uniforme

La section précédente a démontré que les chargements ponctuels et uniformes ne permettaient pas de bien observer le comportement du voile, le mur étant principalement régi par le comportement des contreforts qui contrôlent la rupture. Dans cette section, le comportement du voile du mur a donc été isolé pour vérifier sa capacité sous une charge uniforme. Cette analyse consiste à appliquer une charge uniforme sur le voile du mur, comme montrée à la Figure 5.17a, mais en ne modélisant que le voile du mur avec des propriétés de matériaux non-linéaires. Autrement dit, toutes les composantes du mur sont reproduites avec un comportement linéaire élastique, à l'exception du

voile qui possède le comportement non-linéaire attendu. Étant donné que le voile est très mince et qu'il peut à priori sembler critique, cette méthode permet de déterminer quelle est la marge de sécurité entre la capacité locale en flexion/cisaillement du voile et la capacité globale en flexion du mur.

La Figure 5.21 montre la courbe Pression-Flèche pour le mur modélisé entièrement avec des propriétés de matériaux non-linéaires (noté NL, il s'agit du modèle avec charge uniforme décrit à la section précédente) et le modèle avec le voile seulement en propriétés non-linéaires (noté Voile NL). Pour les deux modèles, la flèche est mesurée à trois hauteurs différentes (H , $H/2$ et $H/4$), à mi-portée entre les deux contreforts du mur. Une rupture en flexion dans les contreforts est obtenue quand la pression maximale de 38 kPa est atteinte pour le modèle complet non-linéaire. La pression qui cause la rupture du mur en flexion transversale dans le voile est de 70 kPa. Cela signifie que l'on peut appliquer une pression uniforme sur le voile 1,8 fois plus grande que celle initiant la rupture des contreforts avant que la rupture en flexion transversale dans le voile ne survienne. L'épaisseur du voile de 40 mm est donc adéquate, avec une marge de sécurité 32 kPa (facteur de sécurité de 1,8).

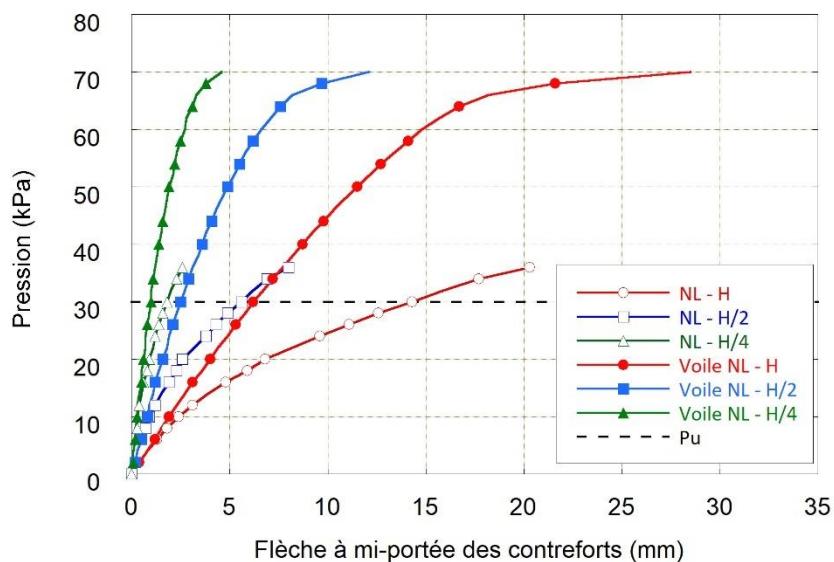


Figure 5.21: Courbe Pression-Flèche pour le mur complet non-linéaire et le voile non-linéaire

La Figure 5.22 montre la déformée et la fissuration avec une vue de profil et de haut pour le modèle complet non-linéaire et le modèle avec le voile non-linéaire. La fissuration verticale près du contrefort et à mi-portée des contreforts pour le modèle avec voile non-linéaire indique que la rupture est due à la flexion transversale et qu'elle survient dans la portion intérieure du voile (section entre les deux contreforts). Les fissures se trouvent dans les zones de moments maximales, soit dans la zone du moment négatif près du contrefort vertical et dans la zone de moment positif à mi-portée des contreforts. Le code de couleur illustre les contraintes transversales dans le mur. La discontinuité des contraintes de traction au droit du contrefort sur la Figure 5.22 s'explique par l'utilisation d'un filtre dans ATENA, pour mettre en valeur les contraintes qui sont significatives. Les zones grises correspondent aux zones comprimées, alors que les zones rouges correspondent aux zones tendues avec une résistance à la traction maximale ($f_{t\ max}$) de 7,3 MPa. La résistance à la traction maximale est atteinte dans la zone de moment négatif (au droit du contrefort), ainsi que dans la zone de moment positif (au centre du voile) pour le modèle avec le voile non-linéaire (Figure 5.22b). La portion extérieure du voile (section en porte-à-faux) a été conçue de manière à subir un niveau de contrainte en traction assez élevé près du contrefort, mais insuffisant pour causer la rupture à cet endroit. Les résultats numériques le démontrent bien, car les contraintes sont légèrement plus faibles dans la portion extérieure du voile.

Par ailleurs, la section extérieure du voile n'étant pas la zone critique, il ne semble pas requis en termes de résistance mécanique et de comportement à la rupture d'utiliser un joint de connexion entre les différentes unités de mur. Le joint de connexion pourrait cependant s'avérer important pour bloquer les infiltrations d'eau entre les unités de mur.

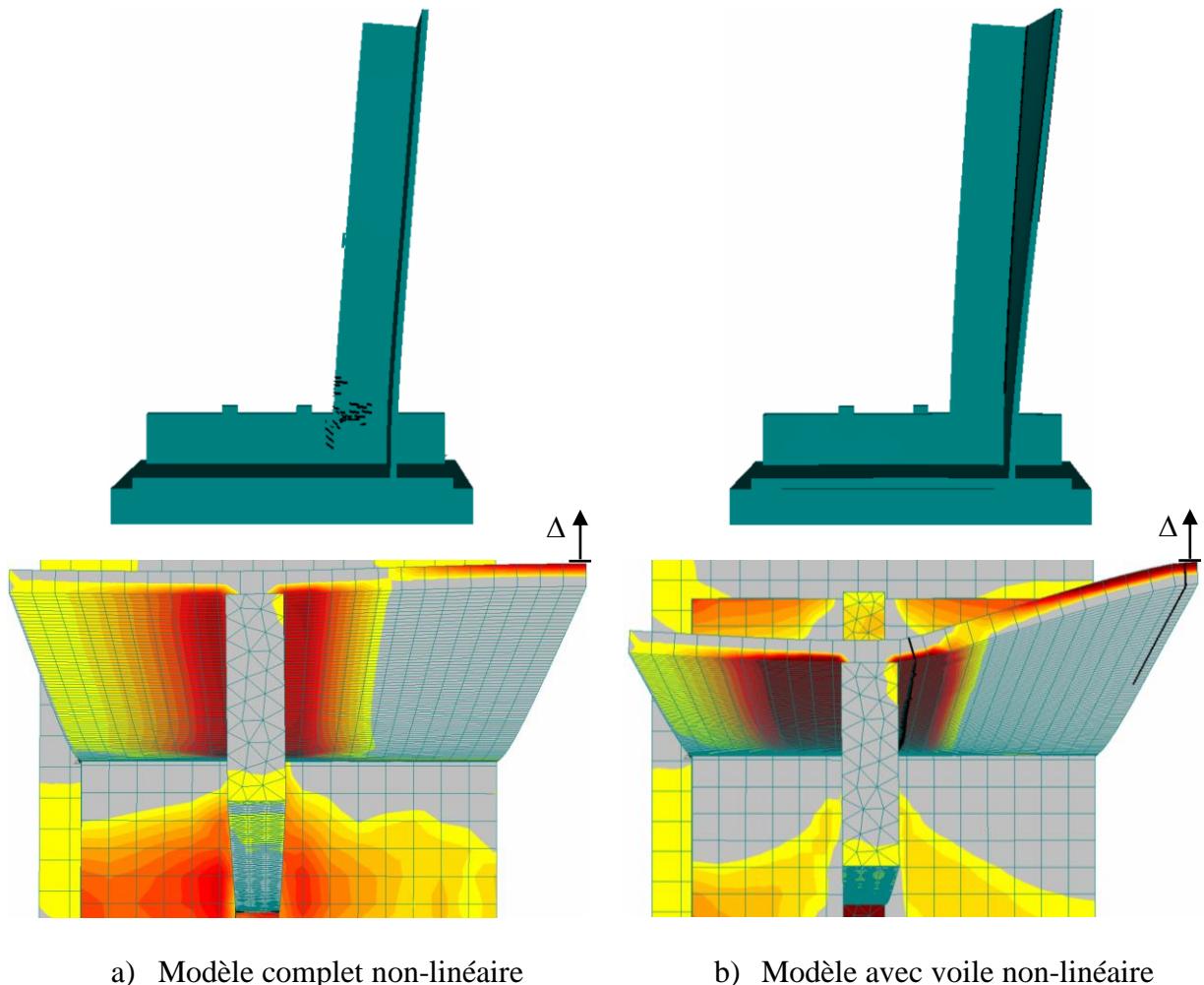


Figure 5.22: Vue de profil et de haut de la déformée et de la fissuration au pic pour les deux modèles numériques

En conclusion, la comparaison entre le modèle complet non-linéaire et le modèle avec voile non-linéaire a permis de démontrer la très grande marge de sécurité présente en flexion transversale dans le voile. Dans le cas du modèle complet non-linéaire, une pression de 38 kPa peut être appliquée sur le voile avant d'atteindre la rupture en flexion contrôlée par les contreforts verticaux. Pour ce qui est du modèle avec le voile non-linéaire, une pression 1,8 fois plus grande, soit 70 kPa, peut être appliquée avant d'obtenir la rupture en flexion transversale dans le voile. L'épaisseur de 40 mm du voile est donc adéquate et elle fournit une marge de sécurité suffisante en flexion transversale.

5.3 Conclusions

- Les modèles de murs de soutènement en BFUP développés avec le logiciel par éléments finis ATENA ont été validés en les comparant aux résultats expérimentaux présentés au Chapitre 4. Les résultats expérimentaux se retrouvent dans l'enveloppe de résistance des modèles numériques avec les propriétés mesurées sur le BFUP et avec les propriétés considérées lors de la conception. La résistance maximale du mur testée au laboratoire est inférieure à la capacité en flexion de 310 kNm obtenue avec les propriétés mesurées sans réduction pour tenir compte de l'orientation de fibres (*Num.-Mesurées*), mais elle est supérieure à la capacité de 245 kNm obtenue avec les propriétés réduites de conception (*Num.-Conception*). La rigidité en flexion du modèle *Num.-Conception* est très similaire à la rigidité du mur testé au laboratoire. La flèche en service ($M_s = 103$ kNm) mesurée dans le haut du mur au laboratoire de 4 mm est identique à celle obtenue du modèle *Num.-Conception*. La propagation de la fissuration à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux est très similaire à ce qui a été observé au laboratoire.
- La première étude paramétrique a permis de comparer le comportement d'un mur de soutènement conventionnel en BA à un mur de soutènement en BFUP. Le mur en BFUP a permis une réduction de 71% du volume de béton et de 58% de la quantité d'acier d'armature de flexion. La réduction d'acier est encore plus grande en considérant la quantité d'armature minimale requise pour le contrôle de la fissuration du mur en BA coulé en place au chantier, avec une réduction de 86% de la quantité d'acier d'armature par rapport au mur préfabriqué en BFUP. La rigidité des deux murs est somme toute similaire, avec des flèches mesurées dans le haut du mur en service d'environ 5 mm. La capacité ultime en flexion du mur en BFUP est supérieure au mur en BA et les ouvertures de fissures en service sont nettement inférieures.
- La deuxième étude paramétrique a comparé des murs de soutènement en BFUP avec différents dosages en fibres (2, 3 et 4%), les volumes de BFUP requis dans les murs ayant été réduits d'au maximum 7,8% entre les dosages en fibres extrêmes. Tous les murs ont présenté un comportement mécanique en service et à l'ultime équivalent. Le mur avec le dosage en fibres à 3% représente le meilleur choix du point de vue de la capacité en flexion

à l'ultime, de la flèche et des ouvertures en service, de la quantité de matériau et de sa sensibilité aux effets d'orientation de fibres.

- La troisième étude paramétrique a étudié plusieurs géométries de contreforts, afin d'optimiser la quantité de BFUP utilisée. Les contreforts à inertie variable ont permis de réduire les volumes de BFUP jusqu'à 14,3%. Bien que l'introduction d'une section variable pour les contreforts verticaux diminue la rigidité en flexion, la pleine capacité en flexion est tout de même atteinte pour le mur et les ouvertures de fissures demeurent inférieures à 0,1 mm. Ainsi, sur la base des résultats obtenus, il est possible de choisir la configuration du mur avec un BFUP-3% à sections variables pour réduire davantage le volume de BFUP de 14,3%.
- La quatrième et dernière étude paramétrique a permis d'étudier différents cas de chargement sur le mur. D'abord, une comparaison de différents cas de chargement a permis d'établir que le chargement ponctuel sur les contreforts verticaux à mi-hauteur du mur permet de bien reproduire une pression uniforme appliquée sur le voile, laquelle est plus près d'une condition de chargement *in situ*. Ceci a confirmé que le choix de chargement appliqué au laboratoire était adéquat. Ensuite, une analyse complémentaire a permis de constater la très grande marge de sécurité en flexion transversale dans le voile malgré sa faible épaisseur de 40 mm. Le voile peut reprendre une pression de 70 kPa avant de présenter une rupture en flexion transversale, alors qu'une pression de 38 kPa est requise pour atteindre la capacité en flexion des contreforts du mur. Le voile du mur n'est donc pas la composante critique du mur.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce mémoire a présenté un projet de recherche ayant pour but de développer un mur de soutènement préfabriqué en bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) et des panneaux de réparation de mur de soutènement en BFUP. Ce chapitre présente les conclusions du projet et suggère quelques recommandations. D'abord, un rappel des objectifs du projet est réalisé à la Section 6.1. Ensuite, les conclusions pour les phases de conception, de l'étude expérimentale et de l'étude numérique sont présentées à la Section 6.2. Des recommandations sur les aspects étudiés dans ce projet sont émises à la Section 6.3. Finalement, des suggestions d'études complémentaires sont proposées à la Section 6.4.

6.1 Rappel des objectifs

De façon globale, les objectifs du projet de recherche étaient d'améliorer la durabilité des ouvrages exposés aux intempéries avec l'utilisation du BFUP en remplacement du BA, d'accélérer les travaux de construction ou de réparation de murs en BA avec la préfabrication et de fournir un produit de grande qualité architecturale pouvant être utilisé en milieu urbain. Le projet de recherche a été scindé en deux volets afin de répondre à des besoins spécifiques des partenaires industriels du projet, notamment la Ville de Montréal et la Voie Maritime du St-Laurent. Le premier volet concerne le développement d'un mur de soutènement entièrement préfabriqué en BFUP, pour une nouvelle construction ou un remplacement complet de structure. Le deuxième volet découle du besoin de réparer un mur existant sans le remplacer et concerne le développement de panneaux de réparation préfabriqués en BFUP utilisés comme coffrages perdus.

Dans le cas du volet 1 du projet de recherche, l'objectif premier était de concevoir un nouveau concept de mur de soutènement préfabriqué en BFUP ayant une résistance structurale et une durabilité équivalentes ou supérieures à un mur conventionnel en BA. Le second objectif était de minimiser la quantité de matériau et le poids du mur pour le transport. Le troisième objectif était d'évaluer en laboratoire la performance mécanique du mur pour confirmer la validité du concept développé.

Pour ce qui est du volet 2 de recherche, le premier objectif était de concevoir des panneaux en BFUP comme coffrages perdus pour accélérer les travaux de réparation des murs en béton armé. Le deuxième objectif était de développer un concept d'installation minimisant les trous d'ancrage

et procurant une étanchéité entre les panneaux. Le troisième objectif était d'évaluer en laboratoire la performance mécanique des panneaux en BFUP. Il est important de mentionner qu'en raison des retards occasionnés par la pandémie et la fermeture de l'usine Bétons Génial, le deuxième et le troisième objectif de ce volet de recherche n'ont pas pu être complétés.

Pour atteindre les objectifs spécifiques des volets 1 et 2 du projet de recherche, une phase de conception a été réalisée, suivie d'une phase expérimentale et d'une phase analytique. Pour les raisons mentionnées ci-haut, la phase de conception a pu être complétée pour les volets 1 et 2 du projet, alors que les phases expérimentale et analytique ont été complétées pour le volet 1 seulement. La Section 6.2 résume les conclusions des chapitres 3, 4 et 5 du mémoire, lesquels concernent la phase de conception, la phase expérimentale et la phase analytique du projet.

6.2 Conclusions

6.2.1 Conception

6.2.1.1 Mur de soutènement préfabriqué en BFUP

La conception du mur de soutènement préfabriqué en BFUP a été réalisée selon les exigences de la norme CSA-S6-19. La vérification de la stabilité du mur, le dimensionnement préliminaire avec AIS et la validation numérique du comportement global avec ATENA ont mené aux conclusions suivantes.

- Le critère de déformation maximale à la fibre tendue pour l'état limite de service (ε_{ts}) de la norme CSA-S6-19 conduit à une surcapacité en flexion importante du mur de soutènement pour l'état limite ultime;
- L'utilisation du BFUP pour le mur de soutènement préfabriqué à contreforts permet d'obtenir de très faibles épaisseurs de voile et de semelle, soit 40 et 65 mm respectivement. La profondeur totale des contreforts verticaux et horizontaux à sections constantes est de 400 mm, avec seulement une barre d'armature 25M dans chaque contrefort. Les réductions de matériaux obtenues en comparaison à un mur de soutènement en BA sont de 71 et 58% pour le béton et l'acier d'armature de flexion respectivement. Les études numériques démontreront plus tard que ces réductions peuvent être supérieures avec une optimisation supplémentaire du mur.

6.2.1.2 Panneaux de réparation préfabriqués en BFUP

La capacité en flexion des panneaux de réparation préfabriqués en BFUP a été évaluée par des analyses sectionnelles avec AIS. Les résultats de ces analyses ont permis d'établir des abaques de capacité (pression admissible) et les conclusions suivantes ont pu être apportées.

- Il serait possible d'installer des panneaux minces en BFUP avec fibres synthétiques variant de 30 à 50 mm d'épaisseur selon les conditions de fixation et de remplissage de béton présentes sur le mur de soutènement à réparer;
- Il est important de considérer la thixotropie du béton de remplissage à l'arrière du panneau afin de diminuer les pressions exercées par le béton frais et de réduire les épaisseurs de panneaux de remplissage. Les autres paramètres qui influencent la pression appliquée sur le panneau de réparation sont la hauteur de remplissage, l'espacement des supports, le taux de remplissage et le poids volumique du béton de remplissage.

6.2.2 Étude expérimentale

L'étude expérimentale a permis de tester le mur de soutènement préfabriqué en BFUP en y appliquant une charge à mi-hauteur sur les contreforts verticaux avec un vérin hydraulique. L'instrumentation installée sur le mur a permis d'évaluer et d'analyser le comportement global en flexion du mur. La fabrication d'un panneau mince en BFUP représentatif du voile du mur de soutènement a également été réalisée pour ensuite prélever par sciage des dallettes qui ont été testées en flexion quatre points. Ces essais de flexion ont permis de caractériser le comportement local du voile en flexion longitudinale et transversale. Les conclusions de la phase expérimentale du projet sont énumérées ci-dessous.

- Bien que le mur ait subit un endommagement initial lors d'un incident survenu au laboratoire, celui-ci a tout de même été testé comme il avait été convenu et les résultats obtenus correspondent à ceux attendus;
- Le mur de soutènement préfabriqué en BFUP a surpassé le moment de flexion de conception à l'ultime de 42%, selon les cas de chargement critiques de la norme CSA-S6. De plus, la flèche mesurée dans le haut du mur pour l'état limite de service est nettement inférieure au critère de flèche admissible de 30 mm;

- Étant donné l'endommagement initial occasionné sur le mur, des ouvertures de fissures en service de 0,51 mm et de 0,28 mm ont été mesurées dans la zone critique à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux, ce qui excède le critère de 0,25 mm de la norme CSA-S6;
- Le mur présente un comportement très ductile après la plastification des armatures. Le déplacement mesuré à mi-hauteur du mur à la fin de l'essai de 40,4 mm est 5,9 fois supérieur au déplacement mesuré au moment de l'initiation de la plastification des armatures;
- La différence de résistance en flexion longitudinale et transversale dans le panneau mince en BFUP représentatif du voile du mur de soutènement est très marquée. Ceci s'explique par le mode d'écoulement du BFUP dans le panneau qui a largement favorisé l'orientation des fibres dans la direction longitudinale. En effet, la résistance en flexion longitudinale dans le panneau mince est 2,4 fois supérieure à la résistance en flexion transversale. Les résistances en flexion transversales et longitudinales sont supérieures à l'exigence de conception.

6.2.3 Étude numérique

La phase analytique du projet a débuté par une validation des modèles numériques, en les comparant aux résultats expérimentaux obtenus au laboratoire. Une fois les modèles numériques validés, des études paramétriques ont été menées. Les conclusions tirées de la validation des modèles numériques et des études paramétriques sont présentées ci-dessous.

- Les modèles numériques de murs de soutènement en BFUP développés avec le logiciel par éléments finis ATENA permettent de très bien reproduire le comportement expérimental du mur. Les résultats expérimentaux se retrouvent dans l'enveloppe de résistance des modèles numériques obtenus avec les propriétés de BFUP mesurées et celles plus conservatrices utilisées en conception. La flèche expérimentale mesurée dans le haut du mur ($H = 3$ m) pour la condition de service est identique à celle obtenue avec le modèle *Num.-Conception*. Le patron de fissuration à la jonction des contreforts verticaux et horizontaux est très similaire entre ce qui a été observé au laboratoire et les modèles numériques. Tout en considérant l'endommagement initial avant l'essai, les ouvertures de

fissures obtenues des modèles numériques sont dans les mêmes ordres de grandeur que celles mesurées au laboratoire;

- La comparaison entre un modèle de mur de soutènement en BA et en BFUP a montré un comportement en flexion similaire du point de vue de la rigidité et de la flèche mesurée dans le haut du mur pour l'état limite de service. La capacité en flexion du mur en BFUP est supérieure au mur en BA, et ce, pour une quantité de béton et d'acier d'armature qui est nettement moindre que le mur en BA. Les propriétés de durabilité sont également supérieures, puisque les ouvertures de fissures en service pour le mur en BFUP sont nettement plus faibles que celles du mur en BA;
- L'étude sur différents dosages en fibres (2, 3 et 4%) pour le mur de soutènement a permis de déterminer que le choix optimal est le BFUP 3%. Celui-ci représente le meilleur choix du point de vue de la capacité en flexion à l'ultime, de la flèche et des ouvertures en service, de la quantité de matériau et de sa sensibilité aux effets d'orientation de fibres. Le dosage à 2% de fibres est aussi intéressant, puisque le mur présente un comportement à l'ultime et en service très similaire au dosage à 3%, mais son plus faible dosage en fibres le rend plus vulnérable aux effets d'orientation de fibres. Le mur avec dosage en fibres à 4% ne permet pas une assez grande diminution des dimensions du mur pour en justifier l'utilisation. À nouveau, le critère de la norme CSA-S6 limitant de la déformation maximale du BFUP à la fibre tendue limite l'optimisation pouvant être obtenue avec un dosage supérieur en fibres;
- Les résultats obtenus de l'étude paramétrique sur différentes géométries de contreforts ont montré qu'il serait pertinent d'utiliser une configuration de mur de soutènement avec un BFUP-3% avec des sections variables de contreforts. Ce choix permettrait d'optimiser le volume de BFUP utilisé, avec une réduction du volume de 14% par rapport à un mur à sections constantes. La rigidité en flexion est réduite par l'introduction d'une section variable de contreforts verticaux. Cependant, la pleine capacité en flexion est tout de même atteinte pour le mur et la flèche en service demeure nettement inférieure au critère de flèche admissible de 30 mm. De plus, les ouvertures de fissures maximales ne sont pas amplifiées par l'introduction d'une section de contreforts variables par rapport à des sections constantes et elles demeurent considérablement plus faibles que le critère de 0,25 mm de la norme CSA-S6;

- L'étude paramétrique illustrant différents cas de chargement sur le mur a permis de conclure que la charge ponctuelle appliquée à mi-hauteur sur les contreforts verticaux reproduit très bien le cas de chargement d'une pression uniforme appliquée sur le voile, laquelle est représentative d'un cas de chargement *in situ*. Ce cas de chargement a donc été retenu pour réaliser l'essai de chargement sur le mur de soutènement au laboratoire;
- Un chargement uniforme sur le voile non-linéaire a permis de constater la très grande marge de sécurité en flexion transversale dans le voile malgré sa faible épaisseur de 40 mm, par rapport à la capacité en flexion des contreforts du mur. Une pression 1,8 fois plus grande que celle qui doit être appliquée pour causer la rupture en flexion dans les contreforts du mur doit être appliquée sur le voile du mur avant d'obtenir la rupture en flexion transversale dans le voile. Le voile n'est donc pas l'élément critique du mur de soutènement.

D'après les résultats obtenus dans ce projet de recherche, il serait possible d'utiliser un mur de soutènement préfabriqué en BFUP dans le cas d'une nouvelle construction ou d'un remplacement complet de murs de soutènement. Le mur satisfait aux exigences de la norme CSA-S6 d'un point de vue structural et ses propriétés de durabilité accrues le rendent très intéressant à long terme afin de limiter les interventions de réparation en milieu urbain. La préfabrication du mur permet également d'accélérer les travaux de construction et ainsi de diminuer les impacts sur la circulation, en plus de limiter la fissuration due aux effets de retrait restreint.

6.3 Recommandations

Sur la base des résultats obtenus et des analyses réalisées dans le cadre de ce projet de recherche, des recommandations sont émises et énumérées ci-dessous.

- Il serait pertinent d'appliquer une distinction pour le critère de conception de déformation à la fibre tendue pour l'état limite de service (ϵ_{ts}) de la norme CSA-S6-19 selon le type d'application. Il est possible que ce critère soit bien adapté à une application de réparation en BFUP, où les effets de retrait restreint sont très importants. Toutefois, dans le cas de la conception d'un élément préfabriqué comme le mur de soutènement de ce projet, le coffrage du mur est retiré rapidement après la mise en place du BFUP et le retrait est libre de se produire sans trop de restreinte. Le fait d'appliquer une réduction de 50% à la capacité de déformation ultime (ϵ_{tu}) avant même de considérer le facteur γ_f revient à appliquer une

double réduction de la capacité de déformation. Ce critère devient alors très restrictif et il mène à une surcapacité de la résistance à l'état limite ultime qui est très importante. Une recommandation de modification à ce critère pourrait être que seul le facteur d'orientation de fibres (γ_f) soit appliqué dans le calcul de ε_{ts} pour une application de préfabrication (élimination du coefficient de 0,5). Une autre possibilité serait qu'un coefficient bien supérieur à 0,5 soit utilisé s'il est combiné au facteur γ_f pour appliquer une moins grande réduction;

- Le BFUP qui est mis en place dans un coffrage fermé pour la fabrication du mur de soutènement devrait être vibré pour assurer un remplissage uniforme jusque dans le haut du voile. Une vibration externe à l'aide de vibrateurs en contact avec le coffrage en bois devrait être suffisante pour que le BFUP puisse remplir tous les vides dans le coffrage fermé. De plus, des petits trous permettant d'évacuer les bulles d'air à l'intérieur du coffrage fermé devraient être prévus lors du remplissage du mur;
- Un chanfrein pourrait être ajouté à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux, afin de faciliter le remplissage du BFUP dans cette zone et permettre une transition plus fluide de l'orientation des fibres lors de l'écoulement du BFUP. Cette zone à l'intersection des contreforts verticaux et horizontaux représente la zone critique où le moment de flexion est maximal et également la zone où la rupture survient selon ce qui a été observé en laboratoire et dans les modèles numériques. Un chanfrein à cette intersection permettrait alors d'obtenir une meilleure orientation de fibres localement et permettrait probablement de retarder l'initiation de la fissuration dans cette zone. L'ajout de ce chanfrein faciliterait du même coup le démoulage du mur dans son coffrage;
- Dans le cas où le mur est coulé par la semelle en position verticale (Figure 4.2), le fabricant devrait s'assurer que le coffrage est suffisamment costaud pour résister aux pressions hydrostatiques du BFUP à l'état frais et que le coffrage ne subisse pas de déformations excessives.

6.4 Études complémentaires

Avant d'aller de l'avant avec une application de mur de soutènement préfabriqué en BFUP comme il a été proposé dans ce projet de recherche, il serait pertinent d'étudier les concepts suivants.

- Un concept de murs de soutènement préfabriqués hybrides BA-BFUP et assemblés en deux blocs sur le site serait pertinent à développer. Ce mur hybride serait constitué d'une semelle en BA et d'un voile en BFUP. La semelle du mur n'étant pas en contact direct avec l'environnement externe, elle ne nécessite pas nécessairement un matériau avec des propriétés de durabilité aussi élevées que celles du BFUP. Un joint de connexion mur-semelle similaire à ce qui a été étudié pour les parapets de ponts dans le projet de Frédérick Gendron (Gendron, 2020) avec une niche et une injection de BFUP pourrait être envisagé. Une autre alternative pourrait également s'inspirer des travaux en cours de Simon Bourget sur le développement de piles préfabriquées et joints de connexion en BFUP avec les semelles de fondation. Enfin, une dernière option intéressante pourrait être d'utiliser des trous dans la semelle en BA prévus au moment de la fabrication afin d'injecter un coulis de mortier sous la semelle lors de la mise en place du mur pour combler tous les vides et assurer un bon contact sol-semelle, similaire à l'exemple d'application qui a été présenté dans la revue de documentation à Section 2.3.1;
- Des joints de connexion latérale entre les murs pourraient être testés afin d'assurer l'étanchéité entre les différents modules de murs. Pour ce faire, des clés de connexion de type mâle-femelle ou convexe-concave pourraient être conçues avec un cordon d'étanchéité compressible dans la cavité de la connexion. Un chargement sur murs connectés pourrait être envisagé pour valider le comportement global des murs et pour s'assurer que le joint de connexion ne constitue pas un élément de faiblesse qui empêche de développer la pleine capacité en flexion du mur. Une attention particulière devrait être portée aux déformations différentielles dans le voile dans le cas où le profil du terrain naturel est variable et que les charges appliquées sont plus importantes sur une section de mur par rapport à une section de mur voisin;
- Une étude complémentaire pourrait être menée pour caractériser la capacité en flexion transversale et longitudinale du voile du mur de soutènement, étant donné que l'écoulement du BFUP dans le voile a différé du mode d'écoulement du panneau mince en BFUP. Puisque le voile du mur ne semble pas avoir subi d'endommagement lors de l'essai de chargement sur le mur de soutènement, il serait possible de scier la paroi verticale du mur au-delà de la zone endommagée des contreforts et de prélever par sciage des dallettes de 100 x 400 mm dans la direction transversale et longitudinale. Ces dallettes pourraient

ensuite être testées en flexion quatre points et ces résultats pourraient être comparés aux résultats des essais de flexion sur dallettes prélevées dans le panneau mince en BFUP, présentés à la Section 4.6. Il est attendu que les résultats des essais de flexion sur dallettes prélevées dans le voile du mur se situent à l'intérieur de l'enveloppe de résistance mesurée sur les dallettes prélevées dans le panneau mince en BFUP;

- Étant donné les contraintes de la pandémie et de la fermeture de l'usine Bétons Génial durant le projet de recherche, la phase expérimentale sur les panneaux de réparation n'a pu être complétée. Il serait donc pertinent de réaliser une étude expérimentale portant sur le développement de panneaux de réparation préfabriqués en BFUP. Ces panneaux, éventuellement utilisés comme coffrages perdus, pourraient être fabriqués pour différentes épaisseurs (30 à 50 mm) et pour différents dosage ou type de fibres (métalliques et synthétiques). Lorsque l'esthétique des panneaux est un enjeu, notamment en zone urbaine, il est préférable d'utiliser un BFUP avec fibres synthétiques, ce qui réduit toutefois la capacité en flexion du panneau. Dans le cas où l'esthétique n'est pas un enjeu, un BFUP avec fibres métalliques pourrait être utilisé, ce qui permettrait d'augmenter la capacité en flexion des panneaux. Des nervures pourraient être ajoutées aux panneaux de réparation pour créer une surépaisseur dans lesquels des goujons pourraient être utilisés pour améliorer l'adhérence entre le panneau de réparation et le béton de remplissage. De plus, les panneaux de BFUP pourraient être coulés en usine de la même manière que le panneau mince en BFUP du projet (Section 4.2.2), car cette méthode permet d'orienter les fibres très favorablement dans une direction et ainsi obtenir une résistance plus élevée dans cette direction. Une spécification devrait toutefois être apportée pour le panneau ainsi fabriqué, de manière qu'il soit exploité en flexion selon l'orientation préférentielle des fibres. Il est à noter que ce principe est également exploité dans le cas des coffrages en bois, où la pression admissible sur un contreplaqué est donnée selon une orientation de la fibre du bois qui est perpendiculaire aux appuis/montants.

BIBLIOGRAPHIE

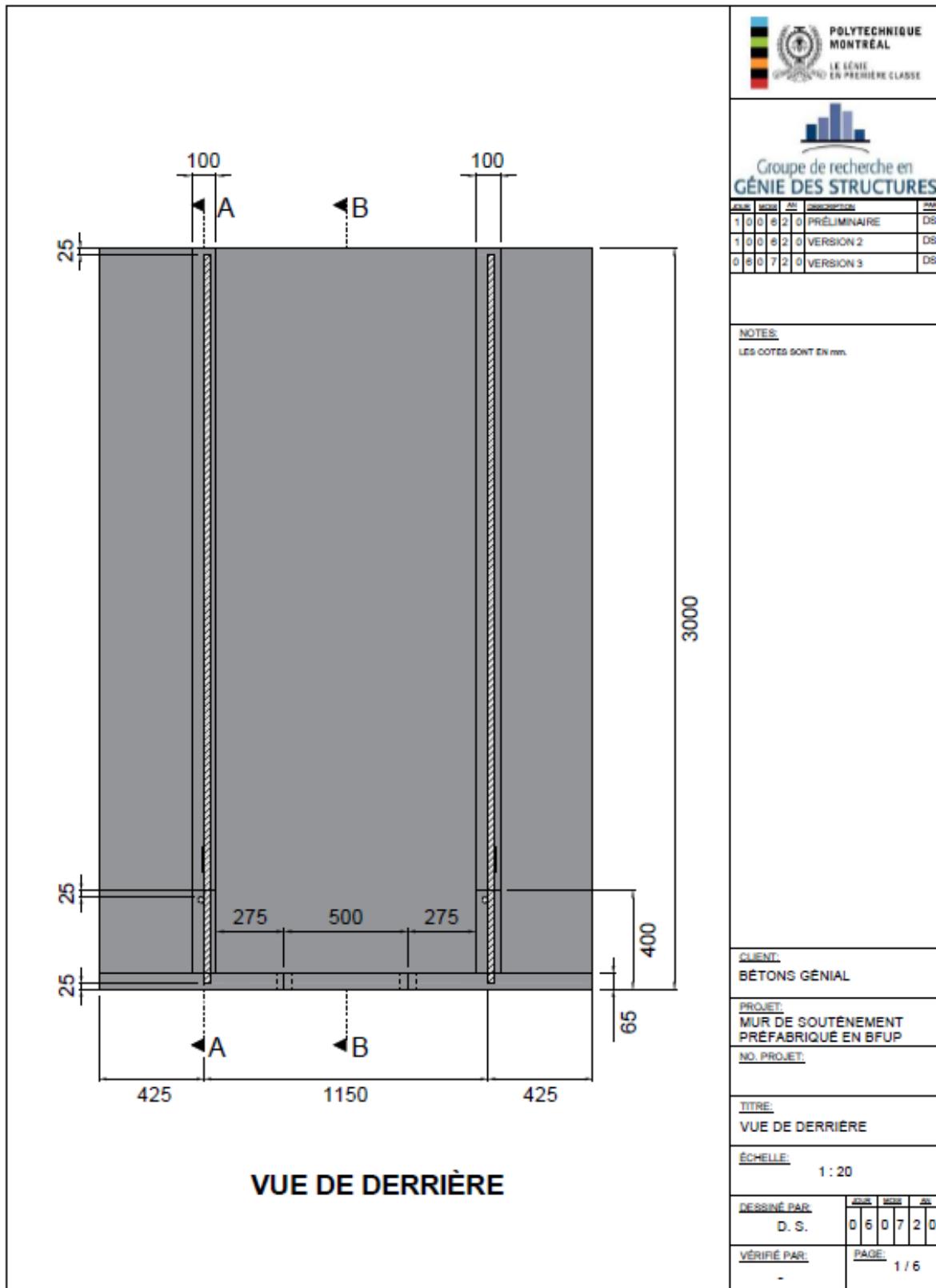
- AFGC. (2013). *Bétons Fibrés à Ultra-Hautes Performances - Recommandations*.
- ASTM. (2014). *C469/C469M-14e1 Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression* (ASTM International. https://doi.org/https://doi.org/10.1520/C0469_C0469M-14E01
- ASTM. (2021). *ASTM-E8/E8M-21 Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials* (ASTM International. https://doi.org/https://doi.org/10.1520/E0008_E0008M-21
- Beaurivage, F. o. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures* [Mémoire, École Polytechnique de Montréal]. WorldCat.org. http://gateway.proquest.com/openurl?url_ver=Z39.88-2004&rft_val_fmt=info:ofi/fmt:kev:mtx:dissertation&res_dat=xri:pqm&rft_dat=xri:pqdiss:MR62384
- <http://publications.polymtl.ca/226/>
- http://gateway.proquest.com/openurl?url_ver=Z39.88-2004&rft_val_fmt=info:ofi/fmt:kev:mtx:dissertation&res_dat=xri:pqdiss&rft_dat=xri:pqdiss:MR62384
- Bekaert. (2019). *Dramix® OL*.
- Billberg, P. H., Roussel, N., Amziane, S., Beitzel, M., Charitou, G., Freund, B., . . . Vanhove, Y. (2014). Field validation of models for predicting lateral form pressure exerted by SCC. *Cement and Concrete Composites*, 54, 70-79. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2014.02.003>
- Bowles, J. E. (1996). *Foundation analysis and design*. The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Cervenka, C. (2014). ATENA 3D (Version 5.6.1.). Cervenka Consulting.
- Cervenka, V., & Cervenka, J. (2017). *ATENA Program Documentation Part 2-2*.
- Cervenka, V., Jendele, L., & Cervenka, J. (2020). *ATENA Program Documentation - Part 1: Theory*.
- Charron, J.-P. (2018). *CIV6505 - Techniques du béton*. École Polytechnique Montréal.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables* [Rapport de recherche].
- Charron, J. P., Braike, S., & Androuet, C. (2007). *Béton Fibré à Ultra-hautes Performances de Polytechnique Montréal (BFUP-Polytechnique)*. P. Montréal.
- Charron, J. P., Denarie, E., & Bruhwiler, E. (2007). Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Materials and Structures*, 40(3), 269-277. Article. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9105-0>
- Chu, S. H. (2019). Mixture design of self-levelling ultra-high performance FRC. *Construction and Building Materials*, 228.

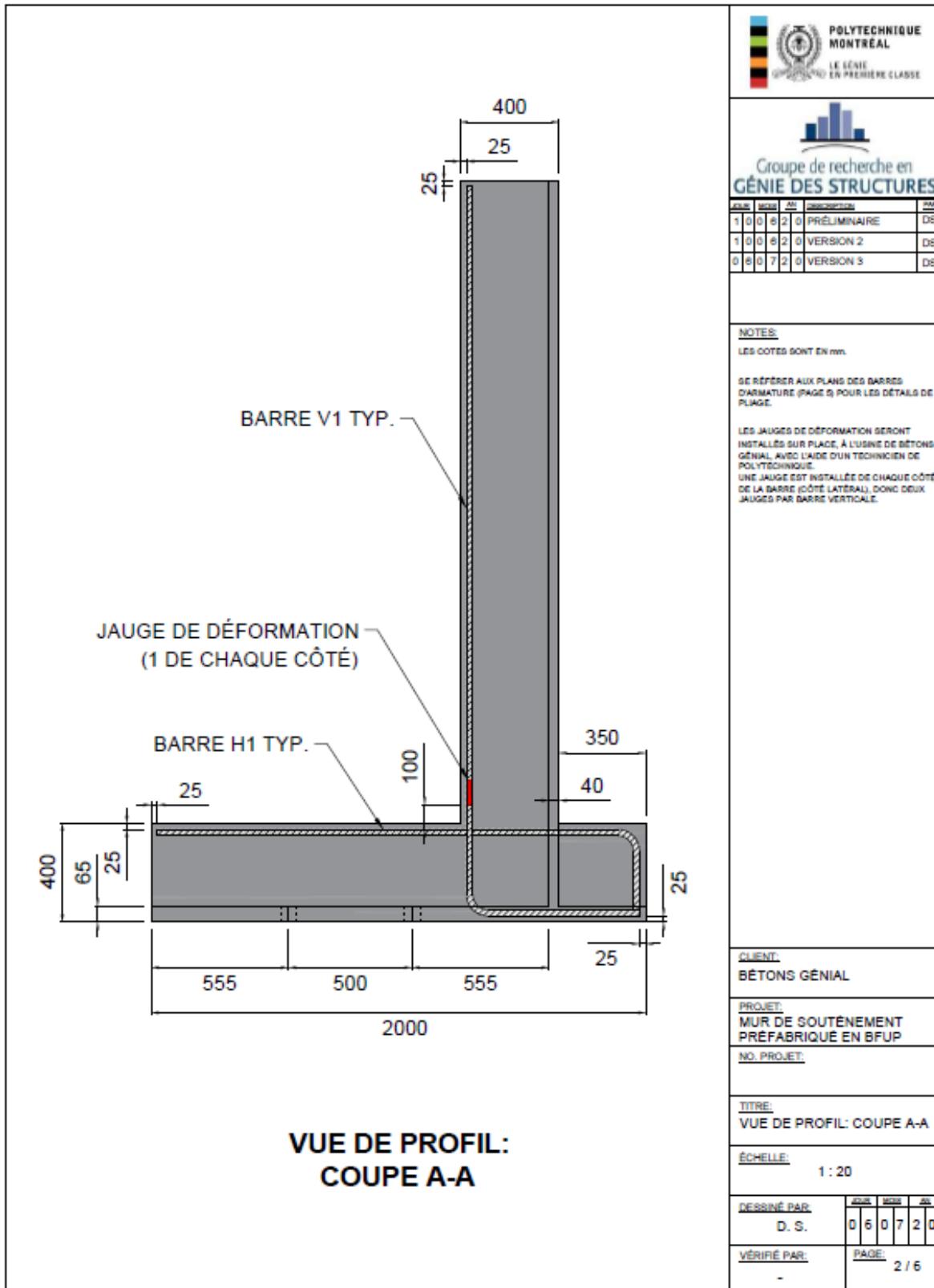
- CSA-A23.2. (2014). *Test Methods and Standard Practices for Concrete* (CSA).
- CSA-S6. (2006). *Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code*. Canadian Standards Association.
- CSA-S6. (2014). *Canadian Highway Bridge Design Code*. CSA Group.
- CSA-S6. (2019). *Annex to section 8 of CSA S6 - Fibre Reinforced Concrete (FRC)*. CSA Group.
- CSA. (2014). *CSA A23.2-9C-14 Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens* (CSA).
- Darveau, P. (2019). *Développement de piles de ponts préfabriquées résistant aux séismes* [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. <https://publications.polymtl.ca/3726/>
- Das, B. M. (2007). *Principles of foundation engineering*. Thomson.
- Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques* [Maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
- Doyon Barbant, J., & Charron, J.-P. (2018). *Impact de l'orientation des fibres sur les comportements en traction, en flexion et en cisaillement d'un béton renforcé de fibres métalliques* [Mémoire de maîtrise].
- Duchesneau, F. o. (2010). *Conception de parapets préfabriqués hybrides et monolithiques utilisant des bétons à haute et ultra-haute performance* [Mémoire, École polytechnique de Montréal]. WorldCat.org. http://gateway.proquest.com/openurl?url_ver=Z39.88-2004&rft_val_fmt=info:ofi/fmt:kev:mtx:dissertation&res_dat=xri:pqdiss&rft_dat=xri:pqdiss:MR80287
- <http://publications.polymtl.ca/500/>
- El-Gendy, M. G., & El-Salakawy, E. F. (2021). Finite-Element Analysis of FRP-Reinforced Concrete Slab-Column Edge Connections Subjected to Reversed-Cyclic Lateral Loads. *Journal of Composites for Construction*, 25(1). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001098](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001098)
- Fang, Y. S. (1995). Modification of Mononobe-Okabe theory. *Geotechnique*, 45(1), 165-167.
- Farhat, M., & Issa, M. A. (2016). Fabrication and Construction Procedures of a Totally Precast Concrete Counterfort Retaining Wall System for Highways. *ASCE*.
- Gendron, F. (2020). *Conception et analyse du comportement mécanique de parapets préfabriqués pour les ponts avec joints de connexion en bétons fibrés ultra performants*, Polytechnique de Montréal].
- Gunaratne, M. (2014). *The Foundation Engineering Handbook*. CRC Press.
- Habel, K., Charron, J. P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., & Massicotte, B. (2008). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(2), 217-224. Article. <https://doi.org/10.1139/I07-114>
- Hanna, A. S. (1999). *Concrete Formwork Systems*. Marcel Dekker, Inc.
- Hubert, M. (2015). Influence of fiber content and reinforcement ratio on the water permeability of reinforced concrete. *Materials and Structures*, 48(9), 2795-2807.

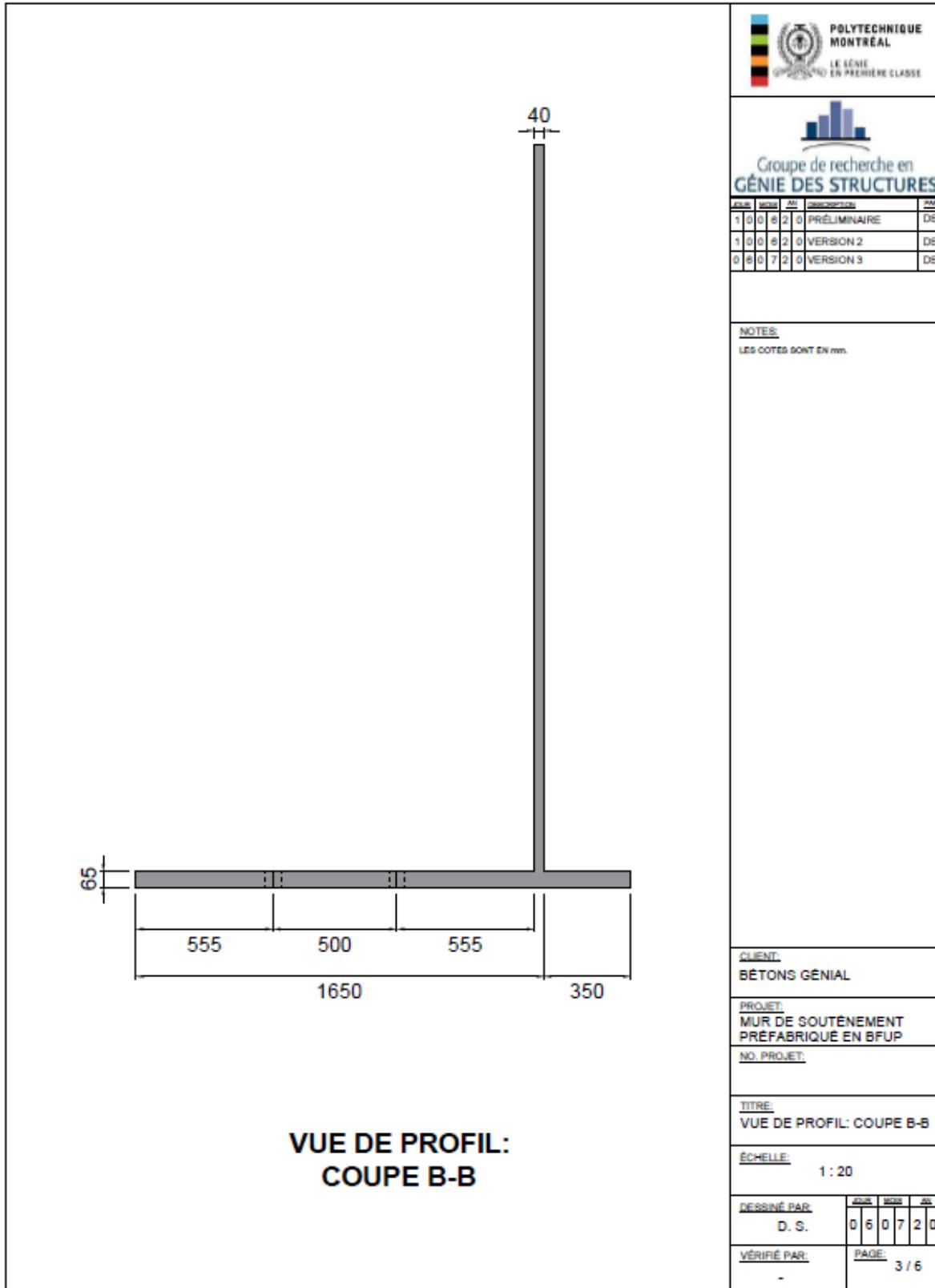
- Khayat, K., & Omran, A. (2010). Evaluation of SCC Formwork Pressure. *Journal of ACI Concrete International*, 32, 30-34.
- Lachance, F. (2015). *Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts*, École Polytechnique de Montréal].
- Maltais, A., Petrov, N., & Thibault, M. (Mai 2018). Réparation des murs des écluses en BFUP. *25e Colloque sur les ouvrages d'art*, 19.
- Markovic, I. (2006). *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete - Development and Utilisation*, Delft University].
- Martinie, L., & Roussel, N. (2011). Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice. *Cement and Concrete Research*, 41(10), 993-1000. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.05.008>
- Maryamh, K. (2020). Influence of production parameters on the fiber geometry and the mechanical behavior of ultra high performance fiber-reinforced concrete. *Structural Concrete*.
- Massicotte, B. (2017). *Calcul des structures en béton armé - Concepts de base*. Les Éditions da Vinci.
- Massicotte, B., Bastide, R., Tchatat, B., & Lagier, F. (2020). *Culées formées d'éléments préfabriqués - Phase 1: Développement du concept* [Rapport de recherche]. Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braike, S. (2014). *Analyse Inélastique des Sections* (Version Version 3.1). École Polytechnique de Montréal.
- Maya Duque, L. F., & Graybeal, B. (2017). Fiber orientation distribution and tensile mechanical response in UHPFRC. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 50(1). <https://doi.org/10.1617/s11527-016-0914-5>
- Naaman, A. E. (2007). Tensile strain-hardening FRC composites: Historical evolutionsince the 1960. *Advances in Construction Materials 2007*.
- Nematollahi, B., Voo, Y. L., & Saifulnaz M. R., R. (2014a). Structural Behavior of Precast Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) Cantilever Retaining Walls: Part I - Analysis and. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 1470-1480.
- Nematollahi, B., Voo, Y. L., & Saifulnaz M. R., R. (2014b). Structural Behavior of Precast Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) Cantilever Retaining Walls: Part II - Full Scale Experimental Testing. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 1481-1495.
- Omran, A. F., & Khayat, K. H. (2017). Effect of formwork characteristics on SCC lateral pressure. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29(5). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001827](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001827)
- Paultre, P. (2017). *Structures en béton armé - Analyse et dimensionnement*. Presses internationales Polytechnique.
- Plagué, T., Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2017). Influence of fiber type and fiber orientation on cracking and permeability of reinforced concrete under tensile loading. *Cement and Concrete Research*, 59-70.

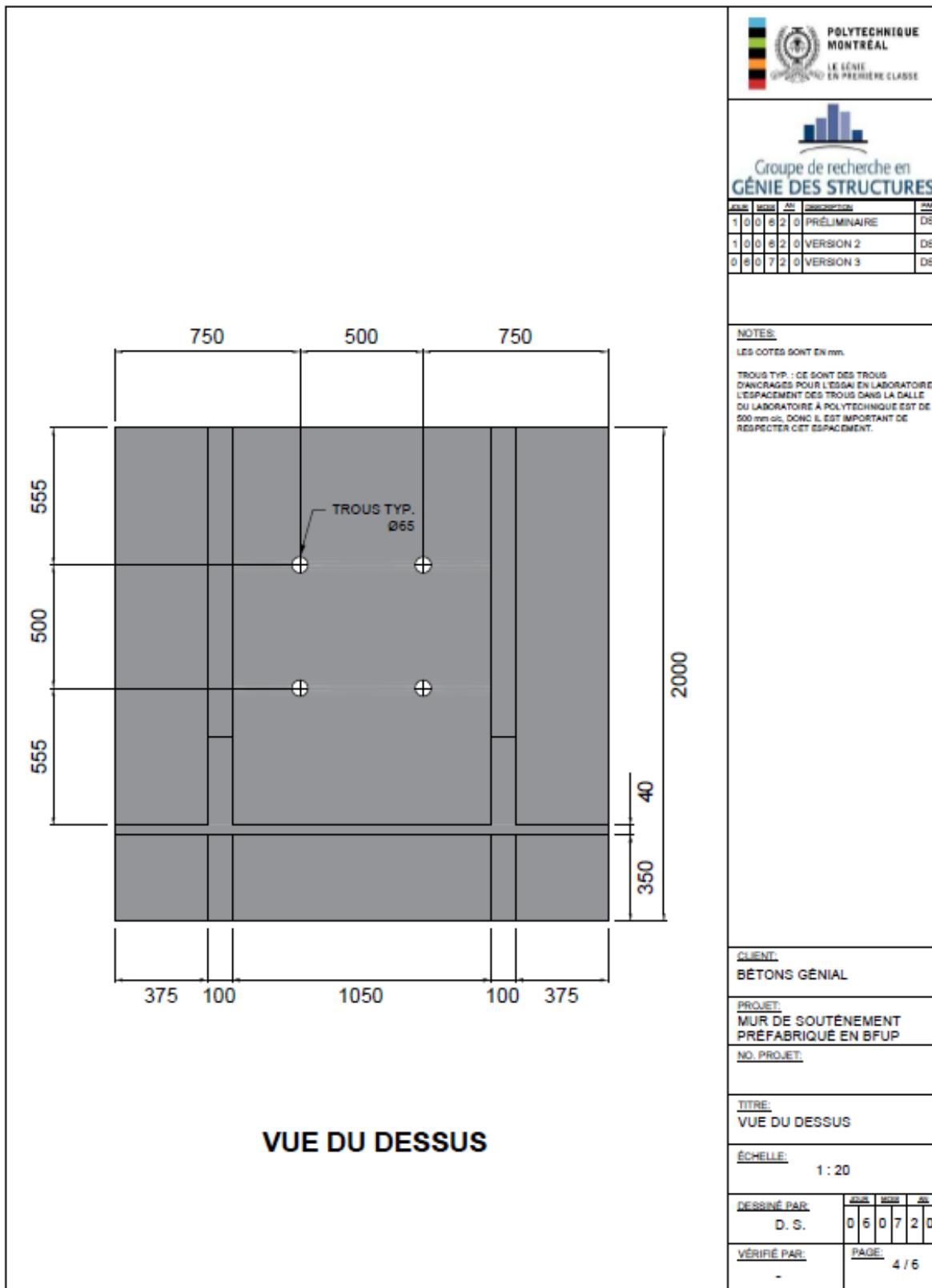
- Pourbaba, M., Asefi, E., Sadaghian, H., & Mirmiran, A. (2018). Effect of age on the compressive strength of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 175, 402-410. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.04.203>
- Sarmiento, E. V., Geiker, M. R., & Kanstad, T. (2016). Influence of fibre distribution and orientation on the flexural behaviour of beams cast from flowable hybrid polymer–steel FRC. *Construction and Building Materials*, 109, 166-176.
- Silvestri, V. (2014). *Fondations et mécaniques des sols: Méthodes et applications*. École Polytechnique de Montréal.
- Sohail Muazzam, G. (2018). Advancements in concrete mix designs: High-performance and ultrahigh-performance concretes from 1970 to 2016. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 30(3).
- Sohn, H. Y., & Moreland, C. (1968). The effect of particle size distribution on packing density. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, 46(3), 162-167. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/cjce.5450460305>
- Tam, C. M., Tam, V. W. Y., & Ng, K. M. (2012). Assessing drying shrinkage and water permeability of reactive powder concrete produced in Hong Kong. *Construction and Building Materials*, 26(1), 79-89. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.05.006>
- Thiaw, A. (2014). *Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec trottoir intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts*, École Polytechnique de Montréal].
- Tilly, G. P., & Jacobs, J. (2010). *Concrete Repairs: Performance in Service and Current Practice (Ep 79)*. Building Research Establishment.
- Verger-Leboeuf, S. (2016). *Développement de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées*, École Polytechnique de Montréal].
- Zhou, B., & Uchida, Y. (2017). Influence of flowability, casting time and formwork geometry on fiber orientation and mechanical properties of UHPFRC. *Cement and Concrete Research*, 95, 164-177.

ANNEXE A PLAN DE CONSTRUCTION









BARRE	TYPE	NUANCE	DIAMÈTRE DE PLIAGE	QUANTITÉ
V1	25M	400W	150 mm	2
H1	25M	400W	150 mm	2
E1	25M	400W	N/A	3

2950

1950

700

325

450

25

25

JAUGE DE
DÉFORMATION
(1 DE CHAQUE CÔTÉ)

BARRE TYPE V1

BARRE TYPE H1

BARRE TYPE E1

600

25

BARRE TYPE E1

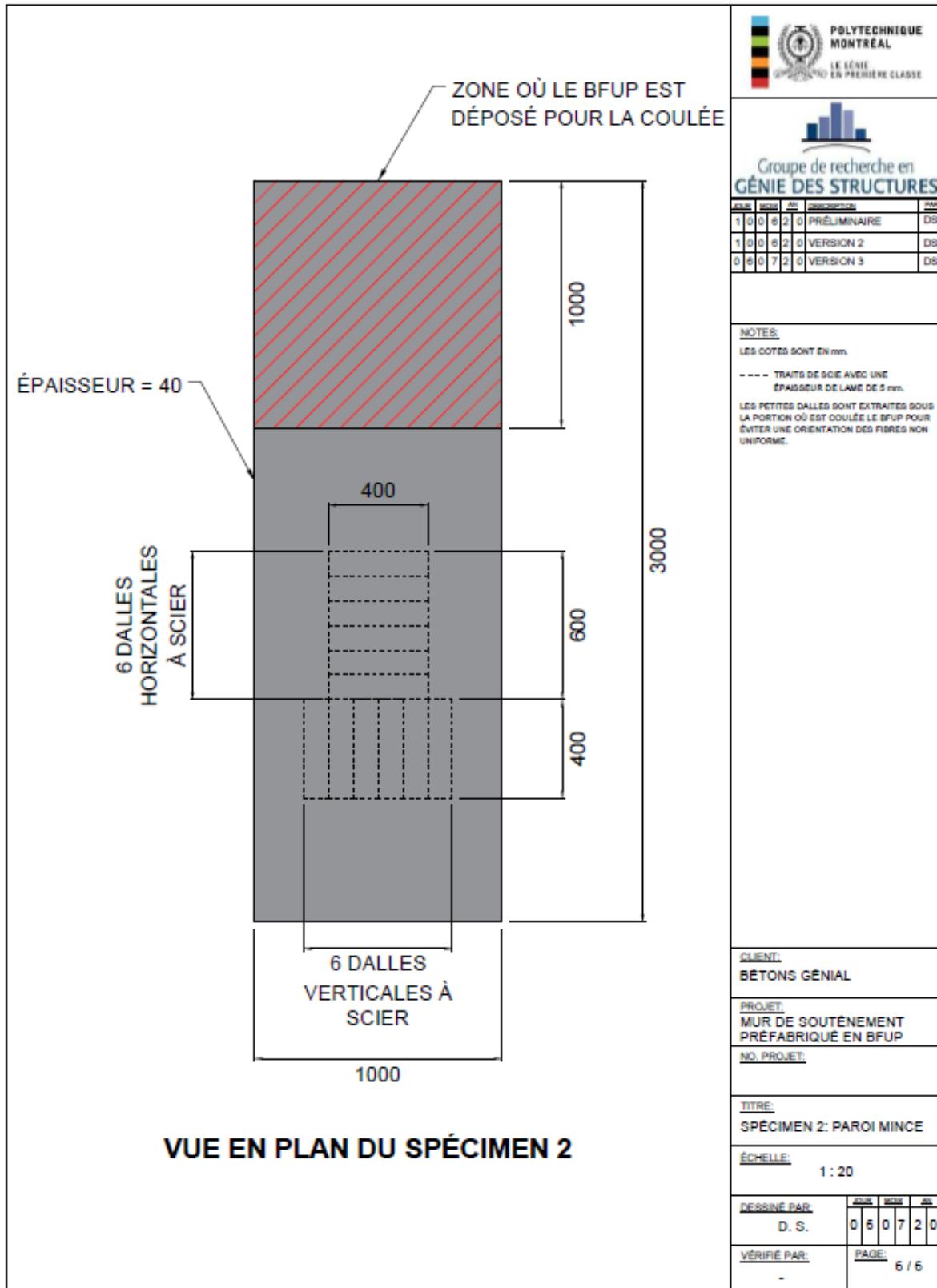
DÉTAILS DE L'ARMATURE

CLIENT:	
BÉTONS GÉNIAL	
PROJET:	
MUR DE SOUTIENEMENT PRÉFABRIQUÉ EN BFUP	
N° PROJET:	
TITRE:	
DÉTAILS DE L'ARMATURE	
ÉCHELLE:	
1 : 20	
DESSINÉ PAR:	0 6 0 7 2 0
D. S.	-
VÉRIFIÉ PAR:	PAGE: 5 / 6

**POLYTECHNIQUE
MONTRÉAL**
LE GENIE
EN PREMIÈRE CLASSE

**Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES**

FILE	NAME	MATERIAL	DESCRIPTION	PAGE
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	0
1	0	8	2	



ANNEXE B FABRICATION DES SPÉCIMENS



a) Vue du dessous de la semelle



b) Vue de face sans contre-moule



c) Assemblage moule et contre-moule



d) Blocs de béton sur le contre-moule

Figure B.1: Coffrage pour le mur de soutènement en BFUP

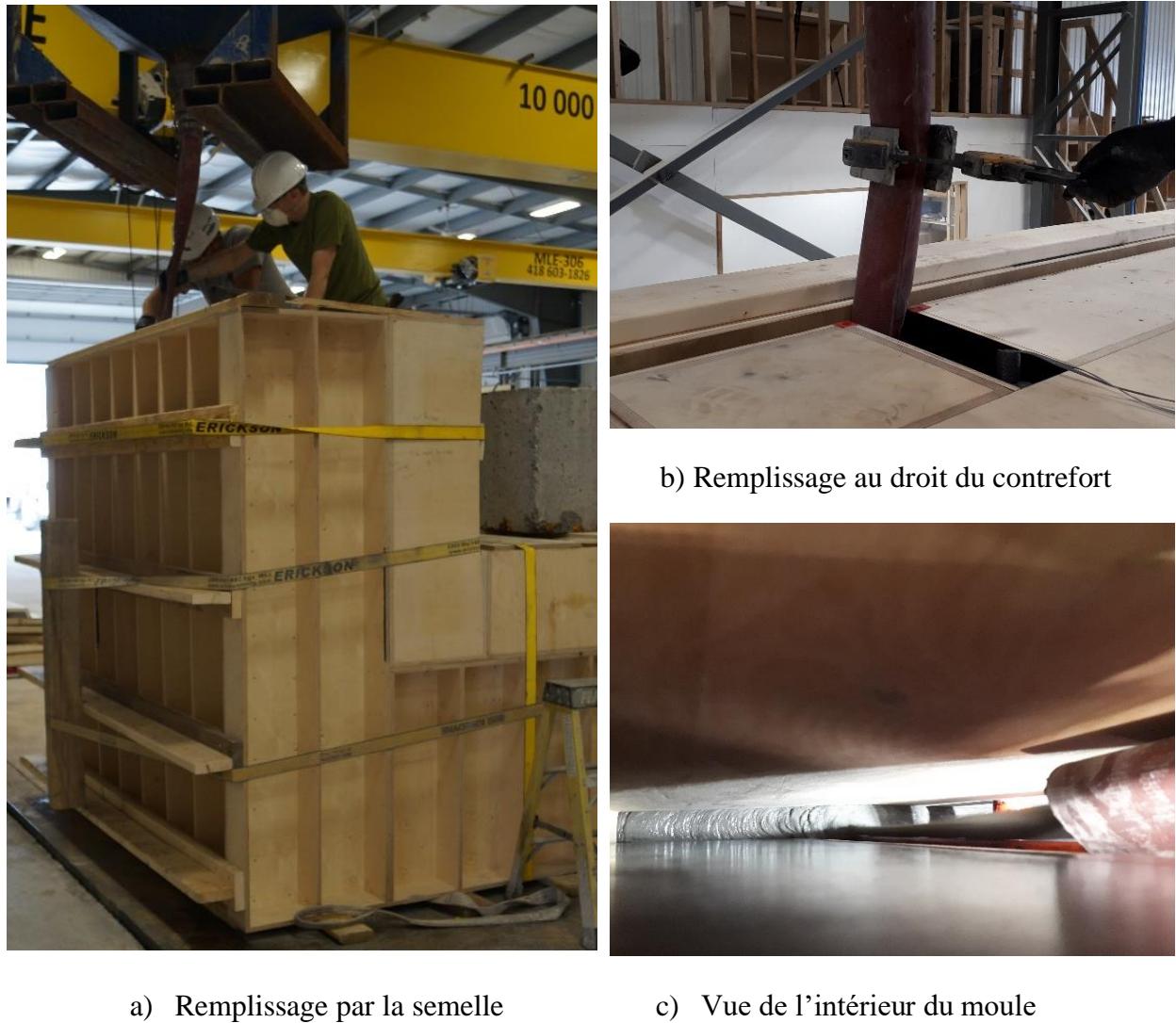


Figure B.2: Remplissage du mur de soutènement

Coulée du BFUP, le 14 juillet 2020

Production 550 L à l'usine A :

- Temps contact eau/ciment = 13h25
- Température du mélange = 25,8 °C
- Étalement = 195 mm

Production 550 L à l'usine B :

- Temps contact eau/ciment = 13h21
- Température du mélange = 26,5 °C
- Étalement = 201 mm

Fin du remplissage du mur : 15h

Fin du remplissage panneau mince : 16h

Démoulage des spécimens, le 15 juillet 2020

Cylindres : 13h (après 22h dans les moules)

Os (3 sans chutes + 1 avec chute) : 15h (après 24h dans les moules)

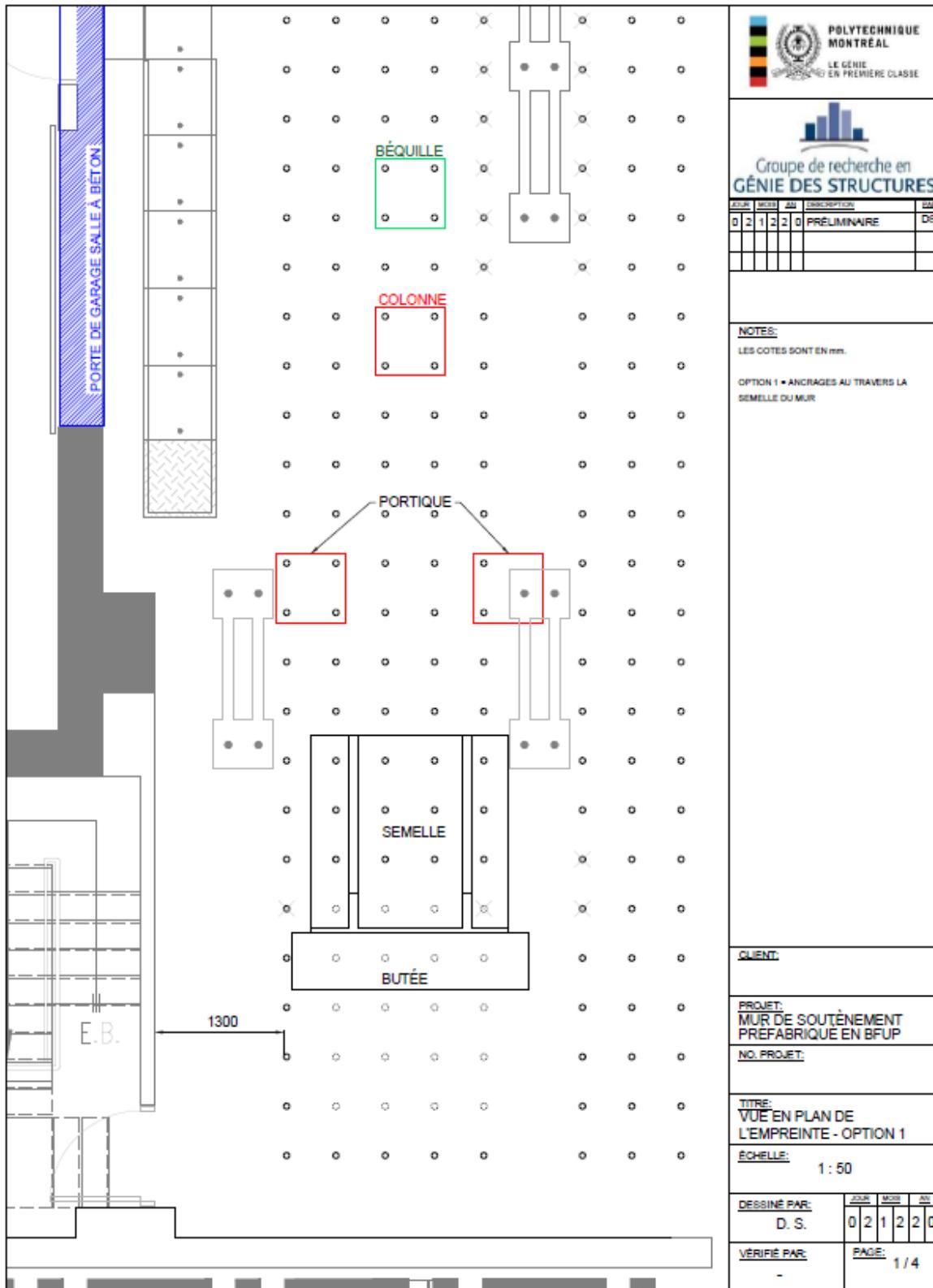
Démoulage des spécimens, le 16 juillet 2020

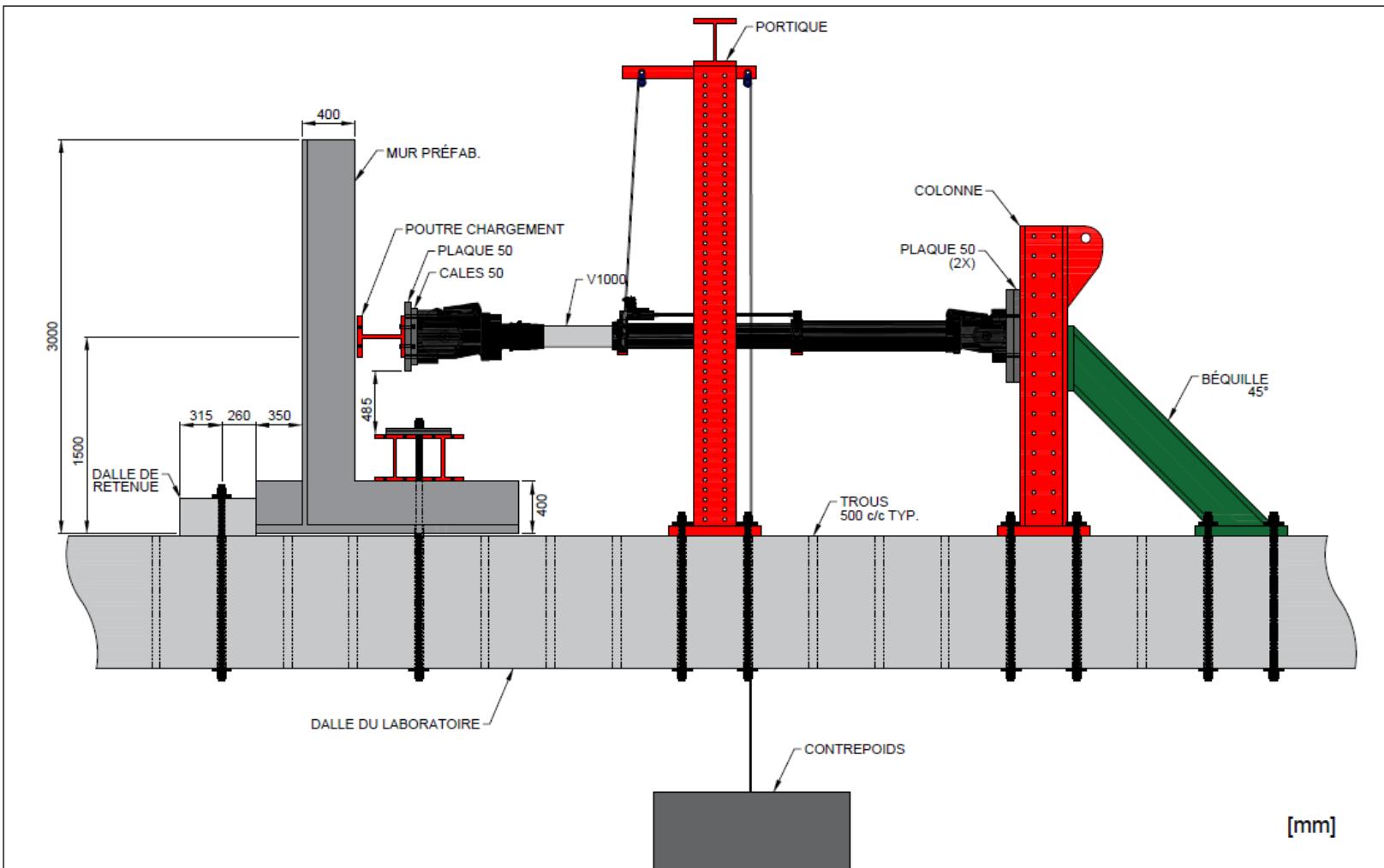
Os (2 avec chute): 8h30 (après 42h dans les oules)

Mur: 8h30 (après 42h dans le moule)

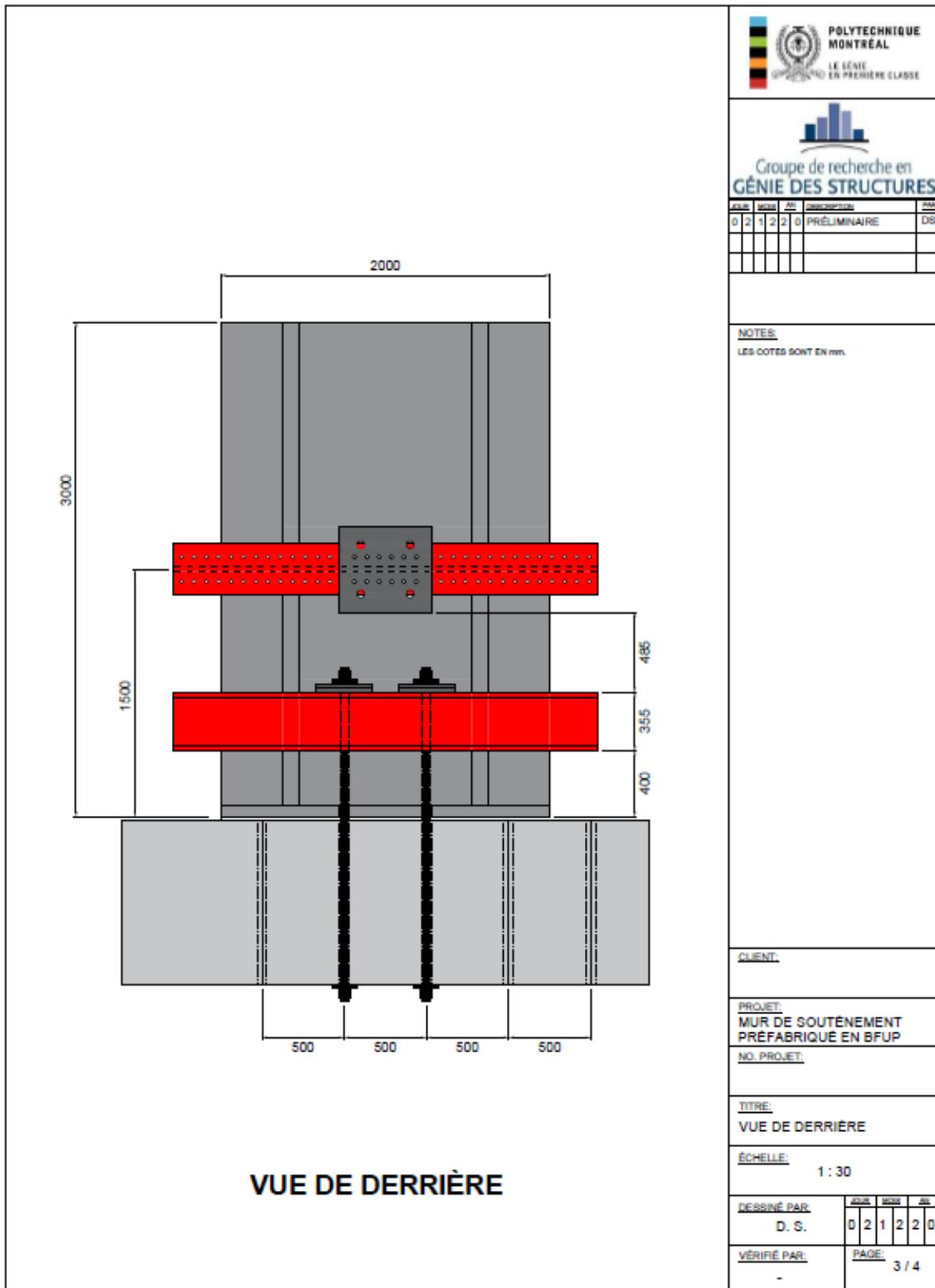
Dalle :13h (après 46h dans le moule)

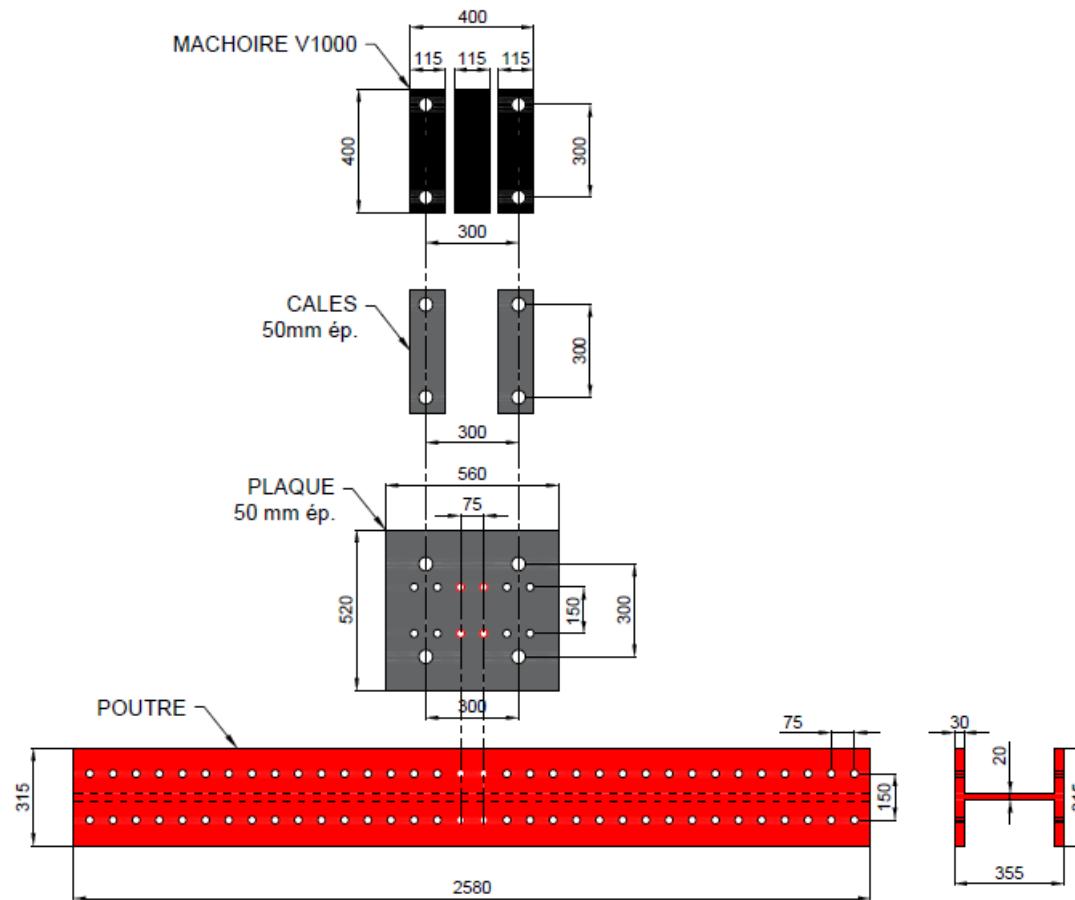
ANNEXE C MONTAGE EXPÉRIMENTAL





TITRE:	VUE DE PROFIL DU MONTAGE	RÉVISIONS:	PAR:	DATE:	NOTES GÉNÉRALES:	
PROJET:	MUR DE SOUTÈNEMENT PRÉFABRIQUÉ EN BFUP	1 - PRÉLIMINAIRE	D.S.	03/12/2020	LES COTES SONT EN mm COURSE REQUISE DU VÉRIN PENDANT L'ESSAI = ± 40 mm FORCE MAXIMALE ANTICIPÉE DANS LE VÉRIN = ± 250 kN POIDS DU MUR = ± 2250 KG	 POLYTECHNIQUE MONTRÉAL LE GENIE EN PREMIÈRE CLASSE
CLIENT:						
DATE:	03/12/2020					
ÉCHELLE:	1:40					
NO. DESSIN:						
						Groupe de recherche en GÉNIE DES STRUCTURES PAGE: 2/4





TITRE:	ASSEMBLAGE POUTRE CHARGEMENT - V1000	RÉVISIONS:	PAR:	DATE:	NOTES GÉNÉRALES:	 <small>POLYTECHNIQUE MONTRÉAL LE GENIE UNIVERSITÉ EN PREMIÈRE CLASSE</small>
PROJET:	MUR DE SOUTÈNEMENT PRÉFABRIQUÉ EN BFUP	1 - PRÉLIMINAIRE	D.S.	03/12/2020	POIDS DE LA POUTRE: ± 500 KG	
CLIENT:					PROPRIÉTÉS POUTRE:	
DATE:	03/12/2020				$A = 24800 \text{ mm}^2$	
ÉCHELLE:	1:20				$I_y = 543 \times 10^8 \text{ mm}^4$	
NO. DESSIN:					$S_x = 3.1 \times 10^9 \text{ mm}^3$	
						PAGE: 4/4