POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance
Title:

Auteur: Shadi Braike
Author:

Date: 2007

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Braike, S. (2007). Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7961/
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: https://publications.polymtl.ca/7961/
PolyPublie URL:

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

Programme: Unspecified
Program:

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION D'ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS DE PONTS AVEC DES BÉTONS FIBRÉS À HAUTE ET ULTRA HAUTE PERFORMANCE

SHADI BRAIKE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 2007

© Shadi Braike, 2007.

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 978-0-494-29216-7
Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-29216-7

NOTICE:
The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:
L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION D'ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS DE PONTS AVEC DES BÉTONS FIBRÉS À HAUTE ET ULTRA HAUTE PERFORMANCE

présenté par : BRAIKE Shadi

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

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

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. ROSSI Pierre, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Ce projet n'aurait pas pu se réaliser sans la contribution de certaines personnes. Je remercie donc :

- M. Jean-Philippe Charron, mon directeur de recherche, pour son support, ses conseils pertinents, son soutien financier, sa confiance et pour le temps qu'il a consacré à cette étude.

- M. Bruno Massicotte, mon codirecteur de recherche, pour le temps qu'il a consacré à cette étude, son support scientifique et personnel, ainsi que pour les qualités humaines dont il a fait preuve à mon égard.

- M. Pierre Rossi, directeur de recherches au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pour avoir partagé son expertise en ce qui concerne le béton fibré à ultra haute résistance.

- Tous mes professeurs à l'École Polytechnique de Montréal et à l'Université de Damas, qui m'ont enseigné mon métier et qui ont éveillé en moi la passion pour la conception et la modélisation des structures.

- Mme Kathleen Moffatt, M. Viacheslav Koval, M. Denis Fortier, M. Patrice Bélanger, M. Cédric Androuët et M. Yves Miséréré, pour leur contribution dans le déroulement des programmes expérimentaux.

- M. Jean Soubestre, M. Benjamin Silvestri et Mme Maléna Bastien Masse, pour leur aide dans la réalisation des programmes expérimentaux et pour leur amitié.

Finalement, je remercie de tout cœur toutes les personnes m'ayant donné un sourire sincère, un mot encourageant…

RÉSUMÉ

Des nouvelles gammes de bétons fibrés à haute et ultra haute performance (BFHP et BFUP) offrent une combinaison unique de propriétés à l'état durci (haute résistance mécanique, faible perméabilité, ductilité élevée) en plus de présenter une grande fluidité (comportement autoplaçant) qui facilite la fabrication d'éléments minces.

Le premier objectif de cette étude est de développer et de caractériser le béton autonivellant fibré à ultra haute performance avec des matériaux disponibles localement au Québec. Le deuxième objectif est l'optimisation du dimensionnement d'éléments préfabriqués de pont incluant les poutres précontraintes et les parapets avec les différentes classes de bétons innovants (béton de fibres, béton de fibres à haute performance et béton de fibres à ultra haute performance). Cette phase de travail est réalisée en vue d'exploiter au maximum les caractéristiques particulières de ces matériaux.

D'abord, un programme expérimental a été complété pour la mise au point et la caractérisation d'un béton autonivellant fibré à ultra haute résistance avec des matériaux disponibles localement. Ensuite, on a étudié à l'aide de la méthode sectionnelle le comportement de poutres précontraintes préfabriquées d'un pont type et conçues avec différents types de bétons (BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-90MPa et BFUP-150MPa). Le dimensionnement des poutres du pont a été optimisé en faisant varier le nombre de torons, ainsi que la section et le nombre de poutres. Cette étude a fait ressortir que le BFHP-90 constitue le matériau le plus efficace pour la conception du pont de référence étant donné qu'il permet une réduction significative de la profondeur et du nombre de poutres avec un impact limité sur les coûts de fabrication. Enfin, on a effectué une étude paramétrique à l'aide d'une analyse d'éléments finis non linéaire sur différents modèles de parapet préfabriqué pour les ponts en utilisant différents types de bétons (BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-

90MPa et BFUP-150MPa). Le dimensionnement du parapet a été optimisé en faisant varier l'épaisseur de la section ainsi que le nombre d'ancrages dans le tablier de pont. Cette étude a démontré que le BFHP-50 et le BFHP-90 constituent les matériaux les plus efficaces pour la conception de parapets préfabriqués de pont. En effet, ces matériaux permettent une réduction significative de la section de parapet et ces deux matériaux permettent de supprimer de l'armature du parapet avec un coût en matériaux moindre que le cas original.

ABSTRACT

New types of concrete like high performance fibre reinforced concrete (HPFRC) and ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) present outstanding mechanical and physical properties. Before hardening, they are self-consolidating with a large workability which encourages their use in thin precast products. Furthermore, after hardening, they have high mechanical strengths, a very low permeability and a high ductility.

The first objective of this study is to develop and to characterize an ultra-high performance fibre reinforced concrete produced with locally available basic materials in Québec. The second objective is to optimize the design of precast elements of bridges (prestressed concrete girders and parapets) with different fibre reinforced concrete families (from high performance fibre reinforced concrete to ultra high performance fibre reinforced concrete). This second part of the project is carried out to take advantage of the outstanding properties of these concretes.

Firstly, an experimental program was performed to optimize an ultra-high performance fibre reinforced concrete. Secondly, we have optimized the design of prestressed concrete girders of a typical bridge using an analytical cross-sectional model to compare the performance of the bridge designed using four concrete classes: HPC-50MPa, HPFRC-50MPa, HPRFC-90MPa and UHPFRC-150MPa. The parameters considered in this study for the optimisation of the girder are related to the number of tendons, the cross-section depth and the number of girders. This study showed that HPFRC-90 was the most effective material for this selected application since it allowed a significant reduction of the cross-section's height and the number of girder with a limited increase of the fabrication costs. Finally, we have optimized the design of a precast bridge parapet using finite element nonlinear analysis. Models of the precast parapet were analysed with four concrete classes: HPC-50MPa, HPFRC-

50MPa, HPRFC-90MPa and UHPFRC-150MPa. The parameters considered in this study are related to the optimisation of the cross-section of the parapet and the number of anchorages on the bridge deck. This study demonstrated that HPFRC-50 and HPFRC-90 were the most effective materials for precast parapets since these materials allowed a significant reduction of the cross-section and the both materials allowed the elimination of the reinforcement with a decrease of the fabrication costs.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS.....iv
RÉSUMÉ.....v
ABSTRACT.....vii
TABLE DES MATIÈRES.....ix
LISTE DE FIGURES.....xv
LISTE DES TABLEAUX.....xxi
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....xxiv
LISTE DES ANNEXES.....xxxi

CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....1
1.1 Problématique.....1
1.2 Objectifs.....2
1.3 Méthodologie.....3
1.3.1 Mise au point et caractérisation d'un béton autonivellant fibré à ultra haute performance.....3
1.3.2 Optimisation de poutres précontraintes de pont.....4
1.3.3 Optimisation du dimensionnement de parapets en bétons innovants.....5
1.4 Organisation du mémoire.....5

CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION SUR LE BÉTON FIBRÉ À ULTRA HAUTE PERFORMANCE.....7
2.1 Historique.....7
2.2 Principes de fabrication.....8
2.2.1 Réduction de la taille des granulats.....9
2.2.2 Augmentation de la quantité de pâte liante.....10

2.2.3 Optimisation de la distribution granulométrique 12
2.2.4 Réduction du rapport eau/liant à une valeur minimale 12
2.2.5 Ajout de fibres 14
2.3 Constituantes du BFUP 15
2.3.1 Ciment 15
2.3.2 Fumée de silice 16
2.3.3 Granulats 16
2.3.4 Superplastifiant 16
2.3.5 Fibres 17
2.3.6 Compositions des différents BFUP 18
2.4 Propriétés du BFUP 18
2.4.1 Compression 18
2.4.2 Traction 20
2.4.3 Hydratation 21
2.4.4 Retrait 22
2.4.5 Fluage 24
2.4.6 Perméabilité 26

CHAPITRE 3 MISE AU POINT D'UN BÉTON FIBRÉ À ULTRA HAUTE PERFORMANCE 28
3.1 Introduction 28
3.2 Optimisation d'un béton fibré à ultra haute performance (BFUP) 29
3.2.1 Sélection des constituants 30
3.2.1.1 Combinaison ciment – superplastifiant 30
3.2.1.2 Sélection du sable 36
3.2.1.3 Fumée de silice 37
3.2.2 Détermination de la matrice optimisée 38
3.2.2.1 Seuil de la saturation du superplastifiant 38

3.2.2.2 Rapport minimum E/L 39
3.2.2.3 Dosage du ciment, sable et de la fumée de silice 39
3.2.3 Optimisation d'un béton fibré à ultra haute performance 40
3.2.3.1 Détermination du type, dosage, et le seuil de saturation des fibres 40
3.2.3.2 Influence du rapport E/L 47
3.2.3.3 Optimisation rhéologique final du BFUP 48
3.3 Fabrication du BFUP 54
3.4 Mise en œuvre et cure 57
3.5 Propriétés à l'état frais 63
3.5.1 Étalement et affaissement 63
3.5.2 Essai de calorimétrie 63
3.5.2.1 Coefficient de pertes thermiques du calorimètre - π_t 65
3.5.2.2 Calcul de la capacité calorifique du BFUP - C_v 65
3.5.2.3 Degré d'hydratation maximal 66
3.5.2.4 Calcul de la chaleur totale dégagée par le béton - H_T 66
3.6 Propriétés à l'état durci 68
3.6.1 Masse volumique 69
3.6.2 Essai de compression 69
3.6.3 Essai de flexion à quatre points 70
3.6.4 Essai de la perméabilité d'ion de chlorure 72
3.6.5 Essai de gel-dégel 72
3.7 Conclusions et recommandations 74

CHAPITRE 4 OPTIMISATION DE POUTRES PRÉCONTRAINTES DE PONT 78
4.1 Introduction 78

4.2 Géométrie du pont 79
4.3 Propriétés des matériaux 80
4.4 Critères de dimensionnement selon les normes 81
4.4.1 Au transfert de la précontrainte et pendant la construction 82
4.4.2 En service 83
4.4.3 État limite de fatigue 83
4.4.4 États limites ultimes 84
4.5 Critères de conception et hypothèses d'analyse 84
4.6 Présentation du logiciel AIS 86
4.7 Optimisation des poutres de pont 90
4.7.1 Dimensionnement original 91
4.7.2 Optimisation du nombre de torons 93
4.7.3 Optimisation de la section des poutres NEBT 95
4.7.4 Optimisation du nombre de poutres 97
4.8 Vérification de la vibration du pont en bétons fibrés à haute et à ultra haute performance selon le code CSA-S6 99
4.9 Comparaison économique 101
4.9.1 Coûts des matériaux 101
4.9.2 Coût total sur la durée de vie de l'ouvrage 103
4.10 Comparaison globale des quatre choix des matériaux 104
4.11 Optimisation de la forme de la poutre 105
4.12 Conclusions et recommandations 107
4.12.1 Matériaux 107
4.12.2 Résultat de conception du pont de référence 109
4.12.3 AIS 110

CHAPITRE 5 OPTIMISATION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS DE PONT 112

5.1 Introduction 112
5.2 Parapet de référence 113
5.3 Conception des parapets selon les normes 114
5.3.1 Code canadien *CSA-S6-00* (CSA, 2000) 114
5.3.1.1 Niveau de performance 114
5.3.1.2 Détermination du niveau de performance 115
5.3.1.3 Détermination de l'indice d'exposition du dispositif de retenue 116
5.3.1.4 Les hauteurs des parapets 116
5.3.1.5 Ancrages 117
5.3.2 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 1996) 118
5.3.3 AASHTO Guide Specifications for Bridge Railing (AASHTO, 1989). 119
5.4 logiciel ATENA 121
5.4.1 Modèle constitutif du béton 122
5.4.2 Validation du logiciel ATENA pour le béton fibré 126
5.5 Modélisation du parapet 126
5.5.1 Matériaux utilisés 126
5.5.2 Élément fini utilisé et maillage 127
5.5.3 Méthode de résolution 129
5.5.4 Conditions limites et chargement 130
5.6 Performance du parapet de référence 130
5.7 Optimisation de l'épaisseur et de la forme pour un parapet avec deux ancrages 133
5.8 Optimisation du nombre d'ancrages 138
5.8.1.1 Position des ancrages 138
5.8.1.2 Comparaison entre les parapets avec deux et trois ancrages 141
5.9 Optimisation de l'épaisseur et de la forme pour un parapet avec trois ancrages 143
5.10 Vérification (Calcul simplifié) 148

5.11 Comparaison économique 150
5.12 Conclusions et recommandations 151
5.12.1 Géométrie et matériaux 151
5.12.2 Logiciel ATENA 153
5.12.3 Chargement du parapet 154
5.12.4 Normes 155

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 157
6.1 Rappel des objectifs 157
6.2 La mise au point d'un béton fibré à ultra haute performance 158
6.2.1 Conclusions 158
6.2.2 Recommandations 158
6.3 Optimisation de poutres précontraintes de pont 160
6.3.1 Conclusions 160
6.3.2 Recommandations 161
6.4 Optimisation de parapets préfabriqués de pont 162
6.4.1 Conclusions 162
6.4.2 Recommandations 162

RÉFÉRENCES 164

ANNEXES 172

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Échelle des tailles des composants des matériaux cimentaires, (Denarié, 2000) 10
Figure 2.2 : Modèle de compacité des matériaux type DSP 11
Figure 2.3 : Effet de la rigidité du squelette granulaire sur la fissuration de retrait (Richard et Cheyrezy, 1995) 12
Figure 2.4 : Variation de la densité relative d'un mélange granulaire de type BPR, en fonction de sa teneur en eau (Richard et Cheyrezy, 1995) 13
Figure 2.5 : Géométrie des fibres métalliques (Rossi et Charron, 2006) 15
Figure 2.6 : Comportement du BFUP en compression uniaxiale (Rossi et Charron, 2006) 19
Figure 2.7 : Comparaison entre le comportement en traction pour le BFUP et le béton fibré conventionnel FRC (Naaman, 2002) 20
Figure 2.8 : Dégagement de la chaleur dû de la hydratation et l'évolution du degré d'hydratation de BPR (Morin, 2002). 22
Figure 2.9 : Retrait endogène et de dessiccation d'un BPR (Habel, 2004) 23
Figure 2.10 : Déformations du retrait de spécimens cylindriques (Habel, 2004) 24
Figure 2.11 : Déformation du fluage du BPR aux différents âges de chargement (Cheyrezy, 2001) 25
Figure 2.12 : Complaisance de fluage en compression du BFUP (Habel, 2004) 26
Figure 2.13 : Coefficients de perméabilité à l'eau du BFUP endommagé (Charron et al, 2006) 27
Figure 2.14 : Limites d'utilisation du BFUP ($CEMTEC_{multiscale}$®) en fonction de la déformation en traction (Charron et al, 2004) 27

Figure 3.1 : Des essais de l'aiguille Vicat modifiée sur des mélanges avec ciments type GU et HS (MasterBuilder à 1,5% extrait sec/liant, C-FS-S = 1-0,3-0,75 et E/L = 0,18) 36
Figure 3.2 : Détermination du seuil de saturation du superplastifiant Plastol 5700 (Sable Unimin, E/L = 0.2, C-FS-S : 1-0.25-0.6) 39
Figure 3.3 : Le montage de l'essai de compression des cubes 50x50x50 mm 43
Figure 3.4 : Le mode de la rupture en compression pour des cubes 50x50x50 mm. 43
Figure 3.5 : Le montage de l'essai de flexion à quatre points 45
Figure 3.6 : Les courbes moyennes de la réponse flexionnelle des différents dosages de fibres 10 mm 45
Figure 3.7 : Les courbes moyennes de la réponse flexionnelle des différents dosages de fibres 5 mm 46
Figure 3.8 : La distribution des fibres dans la section de la rupture en flexion 46
Figure 3.9 : L'essai d'étalement au mini cône pour le composite C-FS-S: 1-0.25-0.6 avec 4% de fibres 10 mm 51
Figure 3.10 : L'essai du cône d'Abrams pour le composite C-FS-S: 1-0.25-0.6 avec 4% de fibres 10 mm (a) étalement, (b) affaissement 51
Figure 3.11 : L'essai d'étalement au mini cône pour le composite C-FS-S: 1-0.15-0.6 avec 5% de fibres 10 mm 52
Figure 3.12 : L'essai du cône d'Abrams pour le composite C-FS-S: 1-0.15-0.6 avec 5% de fibres 10 mm (a) étalement, (b) affaissement 53
Figure 3.13 : Malaxeur Eirich, (a) Vue générale, (b) Vue de la pale 55
Figure 3.14 : L'accumulation des bulles d'aire au-dessous de la surface du spécimen en béton sans fibre et non couverte par une bâche en plastique 59

Figure 3.15 : La surface déformée à cause d'accumulation des bulles d'air à la surface du spécimen couvert par une bâche en plastique après le coulage 59
Figure 3.16 : Une tranche de 50mm prise du spécimen cylindrique avec des fibres (a) le côté en haut, (b) le côté en bas 60
Figure 3.17 : Deux sections dans des spécimens cylindriques 60
Figure 3.18 : La distribution des fibres dans la section de la rupture en flexion 61
Figure 3.19 : Méthode de coulage des prismes, (a) bonne, (b) mauvaise 62
Figure 3.20 : Calorimètre semi-adiabatique 64
Figure 3.21 : Évolution de la température adiabatique et semi-adiabatique 67
Figure 3.22 : Évolution de la chaleur cumulative d'hydratation 68
Figure 3.23 : Courbes de module de rupture-flèche des spécimens prismatiques (600x150x50mm) du BFUP de 5% de fibres aux différents âges 71
Figure 3.24 : Appareil de gel-dégel avec les récipients qui contiennent les spécimens du béton 73

Figure 4.1 : Vue en élévation du pont 79
Figure 4.2 : Section transversale du pont 80
Figure 4.3 : Caractéristiques des poutres préfabriquées disponibles de type NEBT (MTQ, 2003) 80
Figure 4.4 : Courbe contrainte-déformation des classes de bétons à l'étude 82
Figure 4.5 : Comportement en traction des classes de bétons à l'étude 82
Figure 4.6 : Interface introduite dans le logiciel AIS pour la modélisation de béton fibré 88
Figure 4.7 : Comportement en flexion pour le dimensionnement original 92
Figure 4.8 : Comportement en flexion pour l'optimisation du nombre de torons ... 94

Figure 4.9 : Comportement en flexion pour l'optimisation de la section des poutres 96
Figure 4.10 : Comportement en flexion pour l'optimisation du nombre de poutre 98
Figure 4.11 : Vérification des limites de flèche pour les vibrations de plusieurs cas d'optimisation du pont étudié 99
Figure 4.12 : Dimensionnement original avec du BHP-50MPa : 6 poutres NEBT 1600 106
Figure 4.13 : Dimensionnement minimal avec du BFUP-150MPa : 4 poutres NEBT 1000 106
Figure 4.14 : Section de pont avec des sections préfabriquées tubulaires de BFUP-150MPa 106
Figure 4.15 : Section de pont avec des sections préfabriquées en forme de U renversé de BFUP-150MPa (Massicotte, 2006) 107

Figure 5.1 : Coupe transversale du parapet original (SOLICOR SPS, 2004) 113
Figure 5.2 : Vue en élévation du parapet original (SOLICOR SPS, 2004) 113
Figure 5.3 : Géométrie du modèle du parapet étudié 114
Figure 5.4 : Surcharges imposées par les véhicules aux dispositifs de retenue pour véhicules [CSA-S6-12.5.2.4] 117
Figure 5.5 : Dispositifs de retenue avec la charge considérée (AASHTO, 1996). 119
Figure 5.6 : Dispositif de retenue, géométrie et chargement (AASHTO, 1989)... 120
Figure 5.7 : Exemple d'une loi constitutive en traction définie par l'utilisateur du matériau CC3DNonLinCementitious2User (Červenka, 2005) 122
Figure 5.8 : Exemple d'une loi constitutive en compression définie par l'utilisateur du matériau CC3DNonLinCementitious2User (Červenka, 2005) 123

Figure 5.9 : Exemple du facteur défini par l'utilisateur de rétention pour le cisaillement pour la dégradation de la rigidité en cisaillement après la fissuration (Červenka, 2005) 123
Figure 5.10 : Exemple d'une loi constitutive définie par l'utilisateur de la dégradation de la résistance en traction due à la contrainte de compression latérale (Červenka, 2005) 123
Figure 5.11 : Définition de la taille de la bande de rupture (Červenka, 2005) 124
Figure 5.12 : Courbe contrainte-déformation post-pic en traction des classes de bétons à l'étude 127
Figure 5.13 : Géométrie d'élément 3D solide de tétraèdre 128
Figure 5.14 : Géométrie et maillage du modèle du parapet étudié 128
Figure 5.15 : Méthode Newton-Raphson complète avec un incrément de charge (Červenka, 2005) 129
Figure 5.16 : Géométrie du parapet de référence armé et non armé 131
Figure 5.17 : Réponses du parapet de référence armé et non armé des classes de bétons à l'étude 132
Figure 5.18 : Géométrie des parapets optimisés avec deux ancrages en BFHP-90 et BFUP-150 134
Figure 5.19 : Réponses des parapets optimisés avec deux ancrages avec les classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée) 134
Figure 5.20 : Fissuration et déformée (x50) à la résistance maximale (P = 208 kN) du parapet en BHP-50 armé avec une épaisseur de 190 mm au sommet 137
Figure 5.21 : Fissuration et déformée (x20) à la résistance maximale (P = 395 kN) du parapet en BFUP-150 et avec une épaisseur de 50 mm et un raidisseur au sommet 138

Figure 5.22 : Réponses des parapets en BHP-50 avec trois ancrages et différentes longueurs de porte-à-faux (charge appliquée à l'extrémité) 139
Figure 5.23 : Réponses des parapets en BHP 50 avec trois ancrage et différentes longueurs de porte-à-faux (charge appliquée à l'appui) 140
Figure 5.24 : Géométrie et maillage du modèle du parapet à trois encrages 140
Figure 5.25 : Géométrie des parapets de deux et trois ancrages 141
Figure 5.26 : Réponses des parapets avec deux et trois ancrages pour les classes de bétons à l'étude et avec une charge au centre de la travée 142
Figure 5.27 : Réponses des parapets en béton BHP 50 avec deux et trois ancrages pour des points d'application de la charge identiques 143
Figure 5.28 : Géométrie des parapets optimisés avec trois ancrages et en bétons BFHP-90 et BFUP-150 144
Figure 5.29 : Réponses des parapets optimisés de trois ancrages avec des classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée) 145
Figure 5.30 : Fissuration et déformée (x20) à la résistance maximale (P = 390 kN) du parapet en BFUP 150 et avec une épaisseur de 50 mm et raidisseur au sommet (charge au centre de travée) 148
Figure 5.31 : Fissuration à la rupture du parapet en BFUP-150 avec les dimensions standards (charge au centre de travée) 149

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : La résistance à la compression à 28 jours des mortiers de ciment spécifiée par les fabricants 31

Tableau 3.2 : L'étalement au mini-cône pour différents rapports E/L et différents types de ciments 32

Tableau 3.3 : L'étalement au mini-cône et la résistance à la compression pour différents types de ciments (E/L=0.22, C-FS-S : 1-0.3-0.9, Plastol 5000, Unimin) 32

Tableau 3.4 : L'étalement au mini-cône et la résistance à la compression pour différents types de ciments et E/L=0.18 C-FS-S : 1-0.3-0.75, Plastol 5000 34

Tableau 3.5 : L'étalement au mini-cône pour différents ciments et superplastifiants (E/L=0.22, C-FS-S : 1-0.3-0.9, Superplastifiant à 1.5% extrait sec/liant) 34

Tableau 3.6 : L'étalement au mini-cône et la résistance à la compression pour différents types de sable (E/L=0.18, C-FS-S : 1-0.30-0.75, Ciment type GU) 37

Tableau 3.7 : Influence de la teneur en sable et fumée de silice sur la résistance à la compression (MPa) à sept jours et sur l'étalement .. 40

Tableau 3.8 : Résultats des essais de compression, flexion et étalement pour différents type et dosages des fibres métalliques E/L=0.18 41

Tableau 3.9 : Influence du rapport E/L sur la résistance à la compression et sur la maniabilité pour une matrice C-FS-S : 1-0.3-0.75, 6 % des fibres 10 mm 47

Tableau 3.10 : Les résultats des essais du mini cône et de l'essai de compression pour des différents dosages de la fumée de silice et du sable 49

Tableau 3.11 : Composition du BFUP C-FS-S : 1-0.25-0.6 avec 4% de fibres 10 mm 50
Tableau 3.12 : Composition du BFUP Ciment-FS-Sable : 1-0.15-0.6 avec 5% de fibres 10 mm 53
Tableau 3.13 : Séquence de malaxage du béton fibré à ultra haute performance ... 57
Tableau 3.14 : Calcul de la capacité calorifique du BFUP avec 5% de fibres 65
Tableau 3.15 : Calcul de la chaleur totale dégagée par le béton avec fibres 67
Tableau 3.16 : Résistance à la compression du BFUP de 5% de fibres 10 mm aux différents âges 69
Tableau 3.17 : Modules de rupture des spécimens prismatiques de 600x150x50 mm du BFUP de 5% de fibres soumis à l'essai de flexion à quatre points 71

Tableau 4.1 : Identification et propriétés des classes de béton 81
Tableau 4.2 : Composition des classes de béton 81
Tableau 4.3 : Critères de dimensionnement 85
Tableau 4.4 : Charges considérées dans la conception du dimensionnement d'origine 91
Tableau 4.5 : Poutres NEBT-1600 avec 48 torons 92
Tableau 4.6 : Charges considérées dans l'optimisation du nombre de torons 93
Tableau 4.7 : Optimisation du nombre de tendons avec des poutres NEBT 1600 94
Tableau 4.8 : Charges considérées dans l'optimisation de la section des poutres 95
Tableau 4.9 : Optimisation de la section des poutres NEBT 96
Tableau 4.10 : Charges considérées dans l'optimisation du nombre de poutres 97
Tableau 4.11 : Optimisation du nombre de poutres avec la section NEBT optimisée 98

Tableau 4.12 : Vérification des limites de flèche pour les vibrations de plusieurs cas d'optimisation du pont étudié 100
Tableau 4.13 : prix des constituants utilisés 101
Tableau 4.14 : Prix de différents types de béton considérés 101
Tableau 4.15 : Les coûts des matériaux correspondants aux cas étudiés 102
Tableau 4.16 : Caractérisations des quatre choix de matériaux 104

Tableau 5.1 : Hauteur minimale des dispositifs de retenue [CSA-S6-12.5.2.2] .. 116
Tableau 5.2 : Charges sur les dispositifs de retenue [CSA-S6-3.8.8.1] 118
Tableau 5.3 : Informations de conception de dispositif de retenue selon le niveau de performance (AASHTO, 1989) 121
Tableau 5.4 : Identification et propriétés des classes de béton à l'étude 127
Tableau 5.5 : Résistance du parapet original armé et non armé des classes de bétons à l'étude 132
Tableau 5.6 : Comportement des parapets optimisés avec deux boulons des classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée) 135
Tableau 5.7 : Comportement des parapets optimisés avec trois ancrages et les classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée) 146
Tableau 5.8 : Les coûts des matériaux correspondants aux cas étudiés 150

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials;
AIS	Analyse Inélastique des Sections;
ASTM	American Society for Testing and Materials;
BFHP	Bétons fibrés à haute performance;
BFUP	Bétons fibrés à ultra haute performance;
BHP	Béton à haute performance;
BPR	Béton de Poudres Réactives;
BRF	Béton renforcé de fibres;
C - FS - S	Ciment - fumée de silice - sable;
C - S - H	Silicates de calcium hydratés;
CSA	Canadian Standard Association;
DJMA1	Débit journalier moyen annuel pour la première année après la construction;
DSP	Densified with Small Particles;
E/L	Eau/liant;
ECC	Engineered Cementitious Composites;
ÉLF	État limite de fatigue;
ÉLUL	État limite ultime;
ÉLUT	États limite d'utilisation;
EPFL	École polytechnique Fédérale de Lausanne;
FAD	Facteur de majoration dynamique;
FLS	Fatigue limit state;
FRC	Fibre reinforced concrete;
FRC	Fibre reinforced concrete;

GU	General use cement;
HPFRC	High performance fibre reinforced concrete;
HS	High Sulphate resistant cement;
LH	Low heat cement;
MDF	Macro Defect Free;
MOR	Modulus of rupture;
MSCC	Multi-Scale Cement Composites;
MSCC	Multi-Scale Cement Composites;
MTQ	Ministère des Transport du Québec;
PCA	Portland Cement Association;
RPC	Reactive powder concrete;
SLS	Service limit states;
UHPFRC	Ultra-high performance fibre reinforced concretes;
ULS	Ultimate flexural strength;
w/c	Water/cement;

LISTE DES SYMBOLES GRECS

$\Delta\varepsilon_{sh}$	Retrait différentiel entre la poutre et la dalle;
$\Delta\sigma$	Changement de contrainte dans le câble;
α_D	Coefficients de pondération des charges permanentes;
α_m	Degré d'hydratation maximal;
ε	Déformation;
ε_1^f	Déformation calculée du tenseur de déformation aux points d'intégration de l'élément fini;
$\tilde{\varepsilon}_1^f$	Déformation utilisée pour déterminer la résistance actuelle en traction du diagramme contrainte-déformation;
ε_{loc}	Déformation de localisation;

$\varepsilon_{sh,b,t}$	Déformation de retrait à l'âge t de poutre;
$\varepsilon_{sh,s,t}$	Déformation de retrait à l'âge t de dalle;
ϕ	Coefficient de fluage;
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton;
ϕ_f	Diamètre de fibres;
ϕ_p	Coefficient de tenue de précontrainte;
ϕ_s	Coefficient de tenue d'armature;
κ_1	Facteur d'adhérence;
κ_2	Facteur de forme du diagramme de déformation;
π_t	Coefficient de pertes thermiques du calorimètre;
θ	Rotation à l'extrémité d'une poutre;
ρ_r	Aire effective de béton et correspond à l'aire influencée par la présence de l'acier divisée par l'aire d'acier;
σ_{cc}	Résistance de fissuration;
σ_{pc}	Résistance maximale en traction;
$\psi_{(t,t_0)}$	Coefficients de fluage;

LISTE DES SYMBOLES LATINS

A_{slab}	Aire de la section de dalle;
B	Dimension indiquée à la figure A.10.
b	Largeur du spécimen;
B_e	Indice d'exposition du dispositif de retenue; Dimension indiquée à la figure A.10;
b_{slab}	Espacement entre les poutres;
C_e	Facteur de correction, en %, pour la distance à la rive du véhicule;

C_f	Facteur de correction, en %;
C_v	Capacité thermique;
C_{vi}	Capacité thermique de chaque composante;
D	Charge permanente;
d_0	Densité du matériau au démoulage;
d_0/d_s	Densité relative;
d_b	Diamètre des barres;
d_s	Densité solide du mélange granulaire supposé compact;
D_{VE}	Distance à la rive du véhicule;
e_c	Excentricité des torons à la mi-travée;
E_c	Module d'élasticité du béton de la poutre considérée ;
E_{cs}	Module élastique du béton de la dalle;
F	Charge appliquée totale;
	Largeur qui caractérise la répartition de la charge pour un pont;
f'_c	Résistance du béton à la compression;
f'_{ci}	Résistance du béton au transfert de la précontrainte ;
f'_t	Résistance en traction;
f_1	Première fréquence de vibration;
f_{cr}	Résistance à la fissuration;
F_e	Facteur d'essieu ;
F_m	Facteur de modification pour calculer les moments de flexion longitudinaux;
f_{py}	Limite élastique de l'acier de précontrainte;
f_{si}	Tension initiale des torons;
f_{tf}	Uniform post-cracking strength of fibre reinforced concrete;
f_{Uc}	Compressive strength;
f_{yk}	Résistance à la traction de fibre;
G_F	Énergie de fracturation;

h	Hauteur du spécimen;
	Distance du sommet du parapet à la surface de référence;
H	Humidité relative ambiante;
H_{ciment}	Chaleur totale d'hydratation dégagée par le ciment;
$H_{fumée}$	Chaleur totale d'hydratation dégagée par la fumée de silice;
H_T	Chaleur totale d'hydratation dégagée par le béton;
I	Moment d'inertie homogénéisé en béton ;
I_c	Moment d'inertie pour la poutre composite;
k	Coefficient de perméabilité à l'air;
	Paramètre qui dépend du rapport de la portée la plus longue sur la plus courte pour calculer la première fréquence de vibration;
K	Effets dus au retrait et au fluage dans le calcul de la combinaison de charge;
K_{cr}	Coefficient de fluage;
k_f	Coefficient pour l'effet de la résistance du béton;
K_h	Facteur d'humidité;
k_{VS}	Coefficient pour le ratio volume/surface;
K_w	Perméabilité à l'eau ;
L	portée simple équivalente pour calculer les moments de flexion longitudinaux;
	Charge vive;
	Portée de poutre;
L_c	Taille de la bande d'écrasement;
L^c_{ch}	Taille où le diagramme de compression est valide;
L_e	Longueur de la travée d'extrémité;
l_f	Longueur de fibres;
L_r	Longueur de référence;
L_t	Taille de la bande de fissuration;
L^t_{ch}	Taille où le diagramme de traction est valide;

m	Masse linéique de la poutre;
m_{ciment}	Masse du ciment;
$m_{fumée}$	Masse de la cendre volante;
M_{cr}	Moment de retenue causé par le fluage;
M_{DLcr}	Moment du fluage causé par les charges mortes;
M_g	Moment longitudinal par poutre;
M_i	Masse du composant i;
M_P	Moment de précontrainte;
M_{Pcr}	Moment du fluage causé par la précontrainte;
M_r	Moment résistant;
M_{re}	Moment de retenue dû au retrait différentiel;
M_s	Moment constant causé par le retrait différentiel entre la dalle et la poutre;
M_s	Moment constant causé par le retrait différentiel;
M_{sh}	Moment total final du retrait différentiel;
M_T	Moment maximal par voie de calcul;
N	Nombre de poutres;
n	Nombre de voies de calcul;
P	Force de précontrainte après toutes les pertes;
	Charge sur le parapet selon AASHTO;
P_l	Surcharge longitudinale sur le parapet;
PL-1	Parapet du niveau de performance 1;
PL-2	Parapet du niveau de performance 2;
PL-3	Parapet du niveau de performance 3;
P_o	Précontrainte après les pertes au transfert;
P_t	Surcharge transversale sur le parapet;
P_u	Charge ultime;
P_v	Surcharge verticale sur le parapet;
REL_1	Perte par relaxation de précontrainte;

R_L	Facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées;
S	Espacement entre les axes des poutres;
S_c	Longueur du porte-à-faux;
S_m	Average crack spacing;
t	Âge du béton à l'instant final considéré;
t_1	Âge du béton au moment de la coulée de la dalle;
t_o	Âge du béton au moment de l'application de la première charge permanente;
t_s	Épaisseur de la dalle;
t_{slab}	Épaisseur de la dalle;
V/S	Rapport du volume sur la surface de la poutre;
w	Crack opening;
W_D	Charge permanente;
$W_{Dchasse}$	Poids du chasse-roue;
W_{Ddalle}	Poids de la dalle;
$W_{Ddiaphragme}$	Poids du diaphragme;
$W_{Denrobé}$	Poids de l'enrobé bitumineux;
W_{Dgarde}	Poids du garde-fou;
$W_{Dpoutres}$	Poids des poutres;
W_c	Largeur de la voie carrossable;
W_e	Largeur d'une voie de calcul;
w_{tf}	Largeur de l'aile de haut de la poutre;
y_{scomp}	Distance entre le centre de gravité de la section composite et le dessus de la poutre;

LISTE DES ANNEXES

Annexe A: UHPFRC mix design in Central Canada.....172

Annexe B: Calcul des efforts de flexion et les combinaisons de charges pour le cas du pont de référence.....196

Annexe C: Design of prestressed concrete bridge girders made with high to ultra high performance fibre reinforced concrete.....236

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 PROBLÉMATIQUE

Les progrès réalisés ces 15 dernières années au sujet de la théorie des mélanges granulaires ainsi que sur le plan de la rhéologie des matériaux cimentaires frais et des matériaux fibrés, ont permis l'émergence de matériaux cimentaires applicables dans la pratique et présentant un saut technologique par rapport aux bétons traditionnels (Denarié, 2004). Ces progrès se sont traduits par de nouvelles gammes de bétons fibrés à haute et ultra haute performance (BFHP et BFUP). Ces nouveaux matériaux offrent une combinaison unique de propriétés à l'état durci (haute résistance mécanique, faible perméabilité, ductilité élevée) en plus de présenter une grande fluidité (comportement autoplaçant) qui rend la fabrication d'éléments minces plus aisée. Les avantages de ces bétons en font des matériaux hors pairs pour la conception et la réhabilitation des ouvrages d'art, en particulier les ponts qui sont soumis généralement à des conditions environnementales sévères (brouillard et éclaboussures contenant des sels) favorables à la dégradation accélérée du béton (corrosion des armatures). En effet, le BFUP est un excellent matériau à employer dans ce genre

d'applications, car ses propriétés mécaniques élevées et sa durabilité prolongée peuvent être exploitées au maximum.

La production des parapets et des poutres de ponts préfabriqués avec la classe de béton fibré la plus appropriée permettra d'accélérer la construction des ponts, d'éliminer la fissuration précoce des éléments en place, de faciliter grandement la réparation en permettant un simple remplacement du parapet endommagé par exemple, d'améliorer la durabilité de ces éléments et de réduire leur taille pour un niveau de performance supérieur. La réduction de la taille des parapets et des poutres augmentera leur potentiel de préfabrication en facilitant leur manutention et en améliorant leur aspect esthétique.

Les connaissances disponibles pour dimensionner de manière optimisée des éléments en bétons fibrés sont présentement limitées. Dans ce contexte, il est particulièrement important d'adapter des méthodes de dimensionnement et d'analyse ainsi que de proposer de nouveaux critères de conception qui permettront d'exploiter le comportement mécanique et la durabilité particuliers de ces matériaux innovants.

1.2 Objectifs

Le premier objectif du programme de recherche consiste à développer et à caractériser un béton autonivellant fibré à ultra haute performance (BFUP) avec des matériaux disponibles localement en optimisant ses composantes (le ciment, le superplastifiant, le sable, la fumée de silice et les fibres métalliques). Ce BFUP doit présenter un comportement autoplaçant à l'état frais, une résistance exceptionnelle à la compression, un comportement écrouissant et adoucissant remarquables en traction, et une durabilité prolongée.

Le deuxième objectif du projet est d'initier un processus d'optimisation pour les poutres précontraintes préfabriquées d'un pont type dimensionnées avec 4 classes de béton différentes : BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-90MPa et BFUP-150MPa. En effet, l'objectif est d'obtenir des dimensionnements qui permettent d'exploiter le comportement mécanique particulier de ces matériaux tout en obtenant des solutions économiques et durables.

Enfin, le troisième et dernier objectif du projet est l'optimisation du dimensionnement d'un parapet préfabriqué avec 4 classes de béton différentes : BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-90MPa et BFUP-150MPa. Cette phase de travail a aussi pour but de proposer des dimensionnements innovants, durables et viables économiquement.

1.3 MÉTHODOLOGIE

1.3.1 Mise au point et caractérisation d'un béton autonivellant fibré à ultra haute performance

Un programme expérimental a été complété pour la mise au point et la caractérisation d'un béton autonivellant fibré à ultra haute performance. Dans ce programme, on a testé cinq types de ciment gris portland, sept types de superplastifiant, un type de fumée de silice, deux types de sable fin et deux types de fibres. Pour déterminer les composantes nécessaires et leurs dosages, on a réalisé des essais d'étalement au mini-cône (ASTM C230), des essais d'affaissement du cône d'Abrams (ASTM C 143/C 143 M - 98), des essais de flexion quatre points sur des spécimens de dimensions 410x75x75 mm (adapté de ASTM C 78 - 94) et des essais de compression sur des spécimens cubiques de dimensions 50x50x50 mm (ASTM C 109/C 109M - 02).

On a d'abord sélectionné le ciment qui donne la meilleure maniabilité et les résistances mécaniques maximales, après on a choisi le superplastifiant qui procure la

meilleure maniabilité et on a déterminé le seuil de saturation de ce superplastifiant. On a ensuite fait varier le dosage des autres matériaux (ciment, sable, fumé de silice, eau, le taux et le type de fibres) afin d'obtenir la maniabilité et la résistance recherchées en compression et en flexion.

Après avoir identifié le composite optimisé, il a été caractérisé par des essais d'étalement et d'affaissement (ASTM C 143/C 143 M - 98), de chaleur d'hydratation basée sur les recommandations du comité RILEM TC 119-TCE (1997), de résistance aux cycles rapides de gel et dégel (ASTM C 666/C 666 M - 03), de résistance à la compression sur des spécimens cylindriques de 100 mm de diamètre et 200 mm (ASTM C 39/C 39M - 99) et de pénétration rapide des ions de chlorures (ASTM C 1202 - 97). Finalement, pour déterminer les propriétés de BFUP en flexion, on a utilisé l'essai de flexion quatre points (adapté de ASTM C 78 - 94) sur des plaques de 600x150x50 mm.

1.3.2 Optimisation de poutres précontraintes de pont

À l'aide du logiciel AIS (Analyse Inélastique des Sections) (Bédard et Massicotte, 2001), on a étudié le comportement de poutres précontraintes préfabriquées d'un pont type conçues avec différents types de bétons (BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-90MPa et BFUP-150MPa).

Le dimensionnement du pont est optimisé en variant le nombre de torons, ainsi que la hauteur de la section et le nombre de poutres. En fonction du béton utilisé, on a considéré des critères d'ouverture de fissures différents dont ceux proposés dans le code CSA-S6 (2000). Pour cette étude paramétrique le logiciel AIS a permis d'évaluer la capacité maximale des poutres en utilisant la méthode sectionnelle.

Finalement, on a comparé le coût des matériaux de différentes alternatives pour choisir le meilleur matériau à utiliser.

1.3.3 Optimisation du dimensionnement de parapets en bétons innovants

Cette partie consiste à optimiser le dimensionnement de parapets préfabriqués avec différents types de bétons (BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-90MPa et BFUP-150MPa) permettant d'exploiter le comportement mécanique particulier ainsi que la durabilité de ces bétons.

On a effectué des études paramétriques sur différents modèles du parapet préfabriqué selon les recommandations du code CSA-S6 (2000). Le dimensionnement du parapet est optimisé en faisant varier le nombre d'ancrages, ainsi que l'épaisseur de la section. On a modélisé différents modèles du parapet à l'aide d'un logiciel d'éléments finis non linéaire pour la simulation de structure en béton et béton armé ATENA (Červenka, 2005).

Finalement, on a comparé le coût des matériaux de différentes alternatives pour choisir le meilleur matériau à utiliser.

1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE

Outre le chapitre d'introduction, le mémoire compte 5 autres chapitres. Le chapitre 2 présente une revue de la documentation portant sur l'historique, les principes de fabrication et les propriétés importantes du béton fibré à ultra haute performance. Le chapitre 3 expose le programme expérimental réalisé pour la mise au point et la caractérisation d'un béton fibré à ultra haute performance. Le chapitre 4 regroupe la présentation de l'optimisation de poutres précontraintes d'un pont type. On retrouve au chapitre 5 l'optimisation du parapet préfabriqué de pont. Enfin, le chapitre 6

synthétise les conclusions et les recommandations qui font suite aux analyses et aux observations effectuées dans de ce programme de recherche.

Ce mémoire comporte deux articles aux annexes dont l'un a été soumis à la *Revue Canadienne de Génie Civil* et l'autre a été publié dans les comptes rendus de la *7th International Conference on Short and Medium Span Bridges* ayant eu lieue à Montréal en août 2006.

CHAPITRE 2

REVUE DE LA DOCUMENTATION SUR LE BÉTON FIBRÉ À ULTRA HAUTE PERFORMANCE

2.1 HISTORIQUE

Le développement des bétons fibrés à ultra haute performance (BFUP) a débuté dans les années 1970 par Brunauer, Odler et Yudenfreund qui ont étudié les pâtes de ciment à haute résistance en utilisant un faible rapport eau/ciment et en agissant sur la mouture et la composition du ciment (Yudenfreund et al. 1972).

Birchall et al. (1981, 1983) ont ensuite développé le MDF (Macro Defect Free), c'est-à-dire des pâtes de ciment mélangées avec polymères et traitées mécaniquement (laminage) pour enlever le maximum de pores.

Les développements des adjuvants réducteurs d'eau et des pouzzolanes à haute activité (fumée de silice) ont permis de réaliser dans les années 80 les premiers matériaux cimentaires avancés utilisables sur chantier (Denarié, 2004). Le principe du

DSP (Densified with Small Particles) proposé par Bache (1989) était de remplir les vides dans la microstructure de la pâte de ciment par l'ajout de la fumée de silice.

Dans les années 1990 les Engineered Cementitious Composites (ECC), Béton de Poudres Réactives (BPR) et Multi-Scale Cement Composites (MSCC) ont été développés avec l'ajout d'une grande quantité de fibres métalliques (Li et Leung 1992, Richard et Cheyrezy 1995, Orange et al. 2000, Rossi et al. 2005). Le ECC manifeste des résistances inférieures et une matrice moins dense, mais il présente une phase d'écrouissage en traction unixial plus grande que celles des BPR et des MSCC.

Différents produits ont été développés en BFUP dans les dernières années dans différents pays. En 1999, Lafarge en association avec Bouygues et Rhodia (fabricant d'adjuvants) ont développés la famille des Ductal qui sont actuellement appliqués industriellement (Denarié, 2004). Au Canada, un type commercial de BPR a été utilisé dans plusieurs projets. La première passerelle en BPR au monde a été construite à Sherbrooke en 1997 (Aïtcin et al, 1998). En 2004, la station Shawnessy à Calgary a été construite pour le transit ferroviaire (Vicenzino et al, 2005). Les deux structures consistent en des éléments préfabriqués en Béton de Poudres Réactives qui ont par la suite été assemblés au chantier.

2.2 PRINCIPES DE FABRICATION

Cette section est extraite principalement du rapport préparé par Denarié (2004).

Bache (1989) et De Larrard et al. (1994) ont dévéloppé les cinq principes généraux requis pour la fabrication des BFUP.

2.2.1 Réduction de la taille des granulats

En diminuant la taille des granulats, on s'assure de la diminution du nombre de défauts potentiels pour une même qualité de roche mère, ce qui est profitable pour la résistance mais pas nécessairement pour la compacité (Parant, 2003).

Les deux exigences principales pour aboutir à une granularité adéquate pour un matériau cimentaire à très haute résistance sont selon De Larrard et al. (1994) :

- Réduction du diamètre maximum des granulats.
- Choix de la taille des plus petits granulats suffisamment élevée pour ne pas perturber l'arrangement granulaire des grains de ciment et de la fumée de silice.

Selon De Larrard et al. (1994), plus l'épaisseur maximale du film de pâte diminue, plus la résistance à la compression augmente. Cet effet justifie le choix de granulats de taille réduite pour les BFUP. En effet, pour un pourcentage volumique de grains donné, des petits grains seront plus nombreux, leur surface spécifique sera plus élevée et l'épaisseur maximale du film de pâte sera plus faible. Par contre, la minimisation de la taille des granulats est limitée vers le bas par la perturbation de l'arrangement des grains des ciments les plus fins et de la fumée de silice. Ce raisonnement conduit finalement au choix d'un granulat de taille comprise entre 0.1 et 0.3 mm (Denarié, 2004).

La Figure 2.1 montre l'étendue de la taille des composantes des bétons conventionnels et des bétons avancés. On constate que la gamme de taille des composants des BFUP de type BPR est limitée vers le haut à moins d'un millimètre (Denarié, 2004).

Le rapport entre le module élastique du granulat et celui de la pâte est 3 pour les bétons conventionnels (Richard et al, 1995), ce qui cause la décohésion sous les

efforts aux interfaces. Par contre, dans le BFUP, les modules des grains et de la pâte liante sont presque égaux et par conséquent le composite des granulats et de la pâte se comporte comme un matériau homogène et le risque de décohésions diminue (Denarié, 2004). Un rapprochement entre le module élastique de la pâte et le module élastique du granulat permet une meilleure homogénéité macroscopique du champ de contrainte dans le matériau sous sollicitation (Parant, 2003). Donc, la diminution de la taille des granulats améliore l'homogénéité du mélange.

Enfin, en diminuant la taille des granulats dans un mélange, on améliore significativement la maniabilité du matériau.

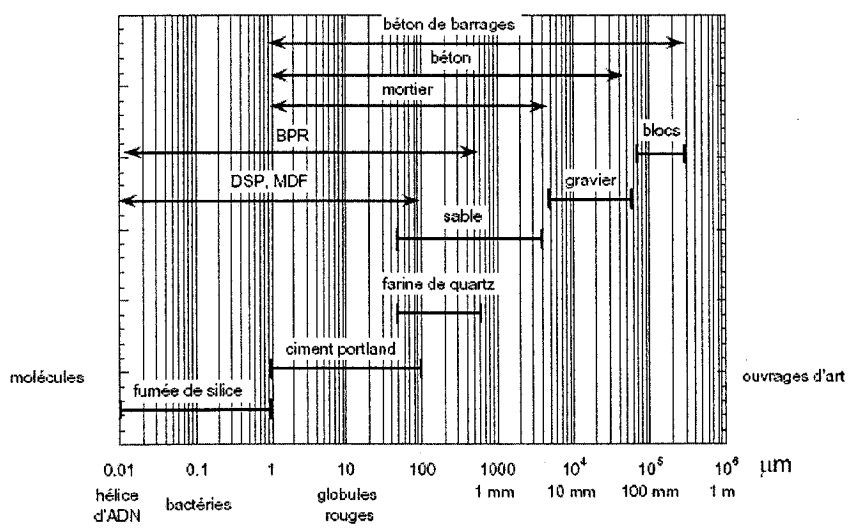


Figure 2.1 : Échelle des tailles des composants des matériaux cimentaires, (Denarié, 2000)

2.2.2 Augmentation de la quantité de pâte liante

Les composantes principales pour la réalisation des matériaux cimentaires avancés sont le ciment, la fumée de silice et le superfluidifiant. La figure 2.2a montre une pâte de ciment classique où les grains de ciment sont floculés. Dans la figure 2.2b, l'ajout

d'un superfluidifiant a pour effet de défloculer les grains de ciment, ce qui permet de les rapprocher et d'augmenter la compacité. Dans la figure 2.2c, l'ajout de la fumée de silice, de granularité nettement plus fine que les grains de ciment, permet de remplir les vides entre les grains de ciment et d'augmenter considérablement la compacité du mélange. Par conséquent, la fumée de silice réduit de manière substantielle les pores de la pâte de ciment et d'augmenter la qualité des interfaces (augmentation de l'adhérence et diminution de la porosité) entre les inclusions et la pâte liante (Denarié, 2004).

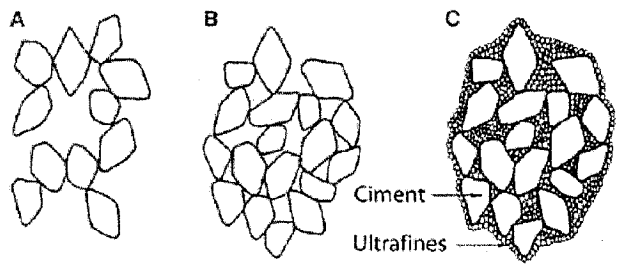


Figure 2.2 : Modèle de compacité des matériaux type DSP

(a) grains de ciment de ciment ordinaire, (b) avec l'utilisation d'un superplastifiant, (c) avec superplastifiant et fumée de silice (Roy, 1987)

Le SiO_2 qui est le composant principal de la fumée de silice (entre 90 et 99 % selon la pureté de la fumée de silice) convertit, en présence d'eau, la chaux $Ca(OH)_2$ produite lors de l'hydratation du ciment en composés de silicates de calcium hydratés (C-S-H), ce qui améliore notablement la compacité et la résistance de la pâte liante durcie.

En augmentant la quantité de pâte de très grande quantité dans un mélange, on améliore significativement la maniabilité et la résistance du matériau.

2.2.3 Optimisation de la distribution granulométrique

Le modèle de suspension solide de De Larrard et al (1994) et le modèle linéaire de compacité ont prédit que la compacité maximale expérimentale d'un matériau cimentaire est obtenue pour une proportion de 30 % de petits grains. Appliqué aux BFUP, ces modèles conduisent à utiliser environ 30 % de fumée de silice pour 70 % de ciment (Denarié, 2004).

Contrairement à un béton conventionnel ou à un BHP, la quantité de granulats dans un BFUP est moins que celle de la pâte cimentaire liante. La figure 2.3 montre que dans les BFUP, les granulats sont noyés dans la pâte liante. Ils ne constituent pas un squelette jointif comme dans les bétons conventionnels. Par conséquent, le retrait de la pâte liante n'est pas entravé de manière interne par le squelette granulaire et les fissures de retrait dues à l'entrave provoquée par le squelette granulaire sont évitées (Denarié, 2004).

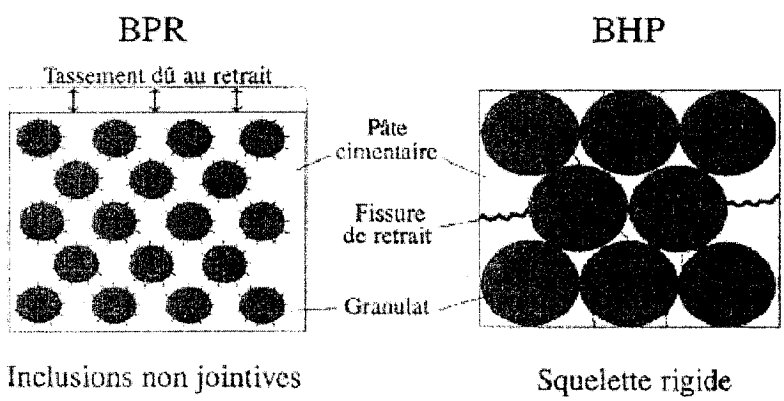


Figure 2.3 : Effet de la rigidité du squelette granulaire sur la fissuration de retrait (Richard et Cheyrezy, 1995)

2.2.4 Réduction du rapport eau/liant à une valeur minimale

Le gain de résistance des BFUP est surtout dû à leur très faible rapport eau/liant. Cependant, le faible rapport eau/liant ne doit pas conduire à une rhéologie pâteuse, car

dans ce cas une augmentation de la porosité est constatée et la résistance mécanique chute (Parant, 2003).

On note d_0 la densité du matériau au démoulage et d_s la densité solide du mélange granulaire supposé compact (sans vides). Richard et Cheyrezy (1995) définissent la densité relative comme le rapport d_0/d_s. Il s'agit d'un indice de compacité du mélange.

En dessous d'une valeur critique, la diminution du rapport eau/liant se traduit par une diminution de sa densité et donc de ses performances, comme on peut le voir à la figure 2.4. De manière générale, l'indice des vides d'un mélange granulaire une fois compacté est la somme de la quantité d'eau de gâchage et de l'air occlus. Au point *B*, tout l'air occlus a été remplacé par de l'eau et la densité relative atteint son maximum. De la figure 2.4, on constate que la compacité maximale serait atteinte avec un rapport eau/liant (E/L) de l'ordre de 0.13.

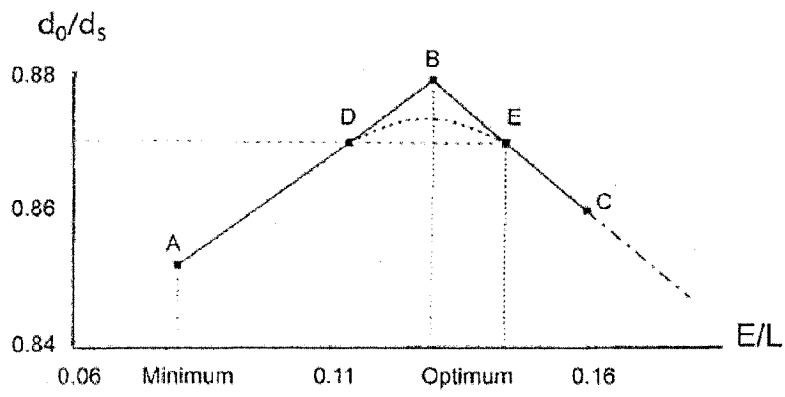


Figure 2.4 : Variation de la densité relative d'un mélange granulaire de type BPR, en fonction de sa teneur en eau (Richard et Cheyrezy, 1995)

2.2.5 Ajout de fibres

L'ajout de fibres dans les BFUP améliore leur résistance à la fissuration et leur capacité de déformation. Les fibres utilisées sont essentiellement métalliques. En effet, les fibres organiques, bien que plus favorables vis-à-vis de la corrosion, présentent un module d'élasticité nettement plus faible que celui de la matrice cimentaire. Par conséquent, leur effet de renforcement de la matrice est efficace seulement au jeune âge lorsque leur module est encore supérieur à celui de la matrice. Elles présentent toutefois un grand intérêt pour améliorer la capacité de déformation des matrices fragiles comme dans le cas des BFUP (Denarié, 2004).

La figure 2.5 présente les principaux types de fibres métalliques présents sur le marché. Les caractéristiques du composite, à l'état frais et à l'état durci sont essentiellement en fonction de l'élancement des fibres (rapport longueur sur diamètre), et de leur type d'ancrage. Les principaux types de fibres métalliques utilisés en pratique dans le BFUP: fibres avec bouts en crochets et fibres droites cylindriques. Les fibres à crochet font en général entre 15 et 60 mm de long et celles droites entre 5 et 13 mm de long (Denarié, 2004).

Le choix du type et du pourcentage volumique de fibres est conditionné d'une part par l'effet recherché (accroissement marqué de la résistance maximale, accroissement de la déformabilité ou combinaison de ces deux effets) et d'autre part par les caractéristiques de la matrice (adhérence et maniabilité). Dans les BFUP et contrairement au béton normal, l'extrême compacité de la matrice cimentaire permet d'obtenir une adhérence suffisante pour utiliser des fibres droites assez courtes (Denarié, 2004).

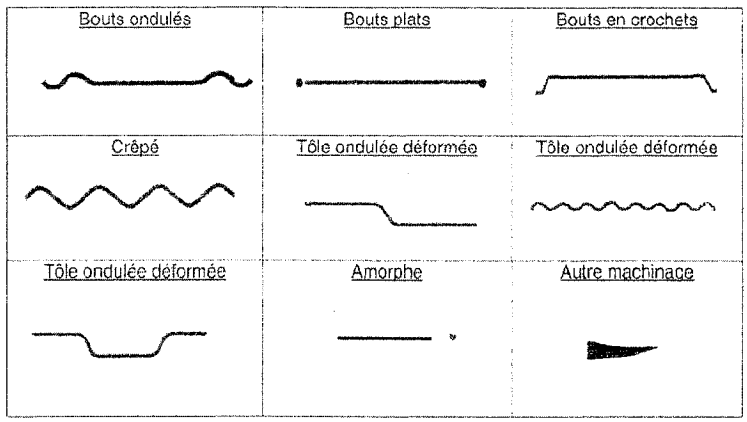


Figure 2.5 : Géométrie des fibres métalliques (Rossi et Charron, 2006)

Par différentes considérations basées sur le transfert des efforts et la dissipation d'énergie lors de l'arrachement des fibres, on arrive à une fibre idéale de 13 mm de long et de 0.15 mm de diamètre (Richard et Cheyrezy, 1995). Le choix d'une telle fibre relativement courte et droite permet dans un matériau de rhéologie aussi favorable que le BPR d'y inclure un pourcentage élevé de fibres (autour de 200 kg/m^3) (Denarié, 2004). On peut également envisager avec les BFUP de travailler avec des cocktails de différentes fibres agissant à différents niveaux de microstructure. Par exemple, avec le cocktail de fibres utilisé dans le CEMTEC$_{multiscale}$® le dosage en fibres a été porté jusqu'à 858 kg/m^3 (Parant, 2003).

2.3 CONSTITUANTES DU BFUP

2.3.1 Ciment

Le dosage en ciment est supérieur à 700 kg/m^3, ce qui est deux fois plus grand que le béton normal. Le ciment doit avoir une faible teneur en alcalis, une finesse faible à moyenne, et enfin une faible teneur en C_3A pour réduire la demande d'eau provoqué par la formation d'ettringite et réduire aussi la chaleur d'hydratation (Habel, 2004).

2.3.2 Fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit de l'industrie du ferro-sillicium ou du zirconium. Le diamètre moyen de la fumée de silice vaut environ 0.2 μm, soit 100 fois moins que celui du ciment type GU (20 μm).

Les meilleurs résultats sont obtenus pour les BFUP avec la fumée de silice de l'industrie du zirconium avec des faibles impuretés et une surface spécifique de 14 m^2/g (Habel, 2004). La meilleure performance pour remplir les vides est obtenue quand le dosage de fumée de silice correspond à 25% du dosage en ciment (Richard, 1995 et Parant, 2003).

2.3.3 Granulats

Les granulats du BFUP sont essentiellement des grains de sable. Le sable de quartz est préférable parce qu'il a une dureté élevée et qu'il donne une bonne interface granulat pâte. La taille moyenne des grains du sable utilisé dans la fabrication de BFUP est souvent moindre que 1 mm. Par contre, la taille maximale de particules du sable utilisé dans le BFUP peut aller de 8 à 16 mm (Habel, 2004).

2.3.4 Superplastifiant

En solution dans l'eau, les superplastifiants s'absorbent partiellement sur les surfaces solides (grains de ciment ou grains de particules inertes). Par un effet de répulsion électrostatique, les amas de particules sont brisés (effet de défloculation). Par ailleurs, lorsque le mélange est cisaillé dans le malaxeur, les glissements entre les grains solides sont facilités par la présence de cette couche limite adsorbée. Ceci produit un effet lubrifiant qui augmente la maniabilité même à faible rapport E/L (De Larrard, 2002).

Généralement, les superplastifiants de troisième génération (polycarboxylates) sont utilisés dans la fabrication de BFUP parce qu'ils sont très efficaces et ils n'ont pas de seuil de non-efficacité pour les faibles rapports E/C (Holschemacher, 2003). De plus, ils ne causent pas un retard de prise trop prononcé.

2.3.5 Fibres

Les fibres courtes cousent les microfissures et retardent l'apparition des macrofissures ce qui conduit à une augmentation de la résistance et la ductilité en traction. De plus, les fibres longues cousent les macrofissures et retardent la rupture, ce qui cause une augmentation de la capacité portante ainsi que de la ductilité en flexion et à l'effort tranchant (Rossi et Charron, 2006).

Les fibres métalliques et organiques sont utilisées dans le BFUP. Selon Naaman (2002), les fibres doivent être courtes, rigides et résistantes. Donc les fibres métalliques sont plus adaptées pour le BFUP. Le mode de rupture d'un élément fabriqué avec le BFUP est dû au déchaussement des fibres (Pull out). Ainsi la ductilité des fibres est moins importante que leur résistance (Habel, 2004).

Rossi a développé un composite cimentaire fibré multi-échelle avec l'utilisation de trois dimensions de fibres métalliques afin d'intervenir à chaque étape du processus de fissuration (Parant, 2003). Les différents types de fibres sont : de la laine d'acier d'une longueur de 1 mm, des fibres courtes de 5 à 15 mm de longueur et des fibres longues plus grandes que 15 mm de longueur.

Typiquement le BFUP possède un dosage en fibres plus grand que 2 vol.-%. Le dosage maximal en fibre du matériau est limité par sa compacité et son comportement rhéologique. Un dosage de 11 % a été atteint avec le $CEMTEC_{multiscale}$® (Parant, 2003).

2.3.6 Compositions des différents BFUP

La composition typique d'un BFUP de première génération (BPR) correspond en proportion massique ciment - fumée de silice - sable à C - FS - S = 1 - 0.32 - 1.73, un rapport E/L = 0.15, et un dosage en volume de fibres de 2% (Bouygues, 1997).

La composition typique d'un BFUP de deuxième génération (Ductal FM avec des fibres métalliques) correspond à : C - FS - S = 1 - 0.32 - 1.51, un rapport E/L = 0.166, et un dosage en volume de fibres de 2% (Cheyrezy, 1999).

La formulation du $CEMTEC_{multiscale}$® monofibre développé au LCPC (Rossi, 2002) présente les caractéristique suivantes C - FS - S = 1 - 0.26 - 0.7, un rapport E/L = 0.14 et un dosage en volume de fibres métalliques de 6%.

La formulation de la matrice $CEMTEC_{multiscale}$® multi-échelle (multi-fibre) est selon Parant (2003): C - FS - S = 1 - 0.255 - 0.49, un rapport E/L = 0.16 et un dosage en volume de fibres de 11%.

2.4 Propriétés du BFUP

2.4.1 Compression

Le BFUP est caractérisé par une grande résistance à la compression, les valeurs typiques de cette résistance sont de 150 à 250 MPa à 28 jours pour un BFUP sans cure thermique. Le module élastique augmente aussi pour le BFUP en comparaison avec le béton conventionnel, mais pas avec le même ordre de grandeur que la résistance à la compression, E = 45 à 65 GPa à 28 jours (Habel, 2004). Le coefficient de Poisson pour les BFUP varie entre 0.22 et 0.24 (Dugat, 1996 et Parant, 2003).

Le BFUP sans fibres a une rupture extrêmement fragile. Cependant, l'ajout d'une grande quantité de fibres métalliques courtes fait que les fibres créent lors de la rupture en compression une sorte de confinement latéral de l'éprouvette. Par conséquent, la capacité en déformation du matériau devient très importante (Denarié, 2004). Par contre, les fibres ne permettent pas d'augmenter la résistance en compression de la matrice.

Le comportement du BFUP en compression est montré à la figure 2.6. On peut distinguer six phases dans le processus de fissuration en traction pour le BFUP :

- Comportement élastique de 0 à 40 % de f_c
- Développement de microfissuration parallèle à la charge de 40 à 70 % de f_c
- Développement de microfissuration oblique à la charge de 70 à 90 % de f_c
- Localisation d'une macrofissure oblique à la charge de 90 à 100 % de f_c
- Phase post-pic avec l'ouverture de la macrofissure.
- Rupture complète par éclatement latéral.

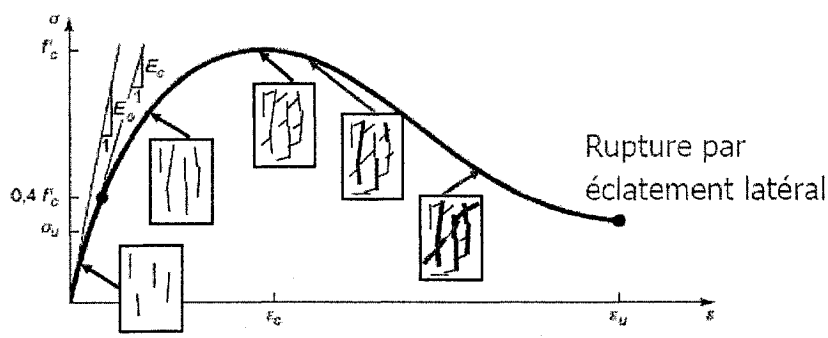


Figure 2.6 : Comportement du BFUP en compression uniaxiale (Rossi et Charron, 2006)

2.4.2 Traction

La caractéristique particulière du BFUP sollicité en traction uniaxiale est leur comportement durcissant (multifissuration avant la résistance maximal). La comparaison entre le comportement en traction d'un BFUP et d'un béton fibré conventionnel FRC est montrée à la figure 2.7.

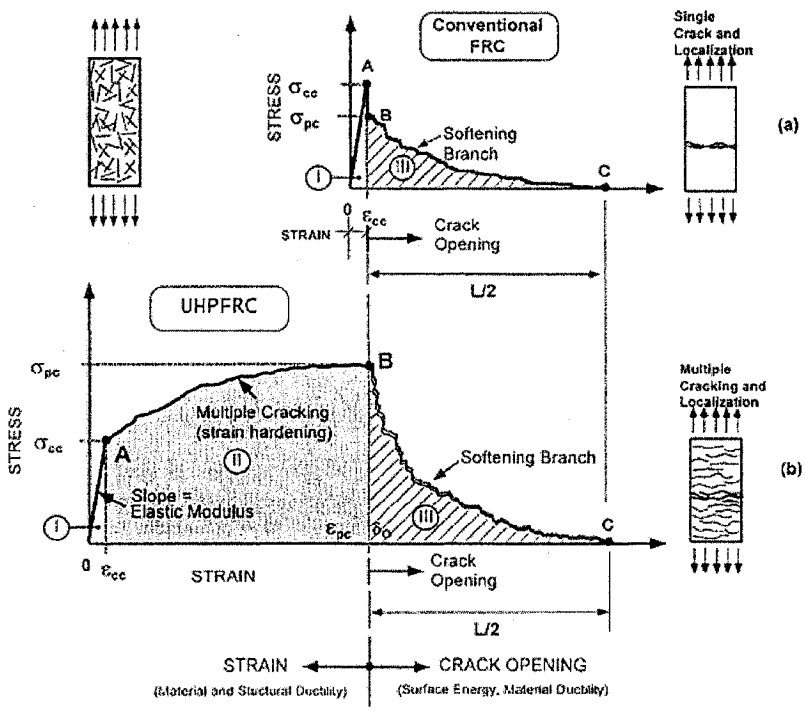


Figure 2.7 : Comparaison entre le comportement en traction pour le BFUP et le béton fibré conventionnel FRC (Naaman, 2002)

On peut distinguer quatre phases dans le processus de fissuration en traction pour le BFUP :

- Domaine I : Élastique jusqu'à la résistance de fissuration σ_{cc} (point A).
- Domaine II : Multifissuration (microfissures, puis macro fissures distribuées). C'est la zone ayant un comportement durcissant jusqu'à la résistance maximale σ_{pc} (point B) et qui est plus élevée que la résistance de fissuration.

La déformation est encore uniforme et peut être exprimée en unité de déformation. Pour le béton fibré conventionnel FRC, ce domaine n'existe pas.

- Domaine III : Localisation progressive d'une ou plusieurs macro fissures au point B, puis d'une macro fissure unique, cette zone représente un comportement adoucissant et on peut l'exprimer en unité d'ouverture de fissure.
- Rupture complète au droit d'une macrofissure (point C).

Les résistances maximales typiques à la traction pour le BFUP sont de 6 à 20 MPa avec une énergie de fracturation de G_F=10 à 40 kJ/m^2 (Dugat, 1996 et Parant, 2003).

Ce comportement durcissant du BFUP qui est analogue à celui du béton armé ne peut être obtenu qu'avec une grande quantité de fibres courtes, dans une matrice à très haute résistance (Denarié, 2004).

2.4.3 Hydratation

La très faible quantité d'eau utilisée pour le gâchage du BFUP cause un déficit dans le bilan hydrique lors de l'hydratation. En effet, à long terme, une grande quantité de grains de ciment ne réagira jamais avec de l'eau et subsistera comme filler inactivé (Denarié, 2004). Comme il s'agit de grains très durs, ils représentent de très bons granulats.

Le taux d'hydratation du BFUP au jeune âge est montré à la figure 2.8. Cette hydratation est souvent caractérisée par une longue période dormante (24 heures typiquement) qui s'explique par le fort dosage de superplastifiant qui retarde la prise du BFUP (Morin, 2001). En fait, l'utilisation des nouvelles générations de superplastifiants réduit cette période. Après la période dormante, la réaction

d'hydratation s'enclenche et le matériau commence à durcir. Le taux d'hydratation maximale survient entre 30 et 57 heures (Morin, 2002).

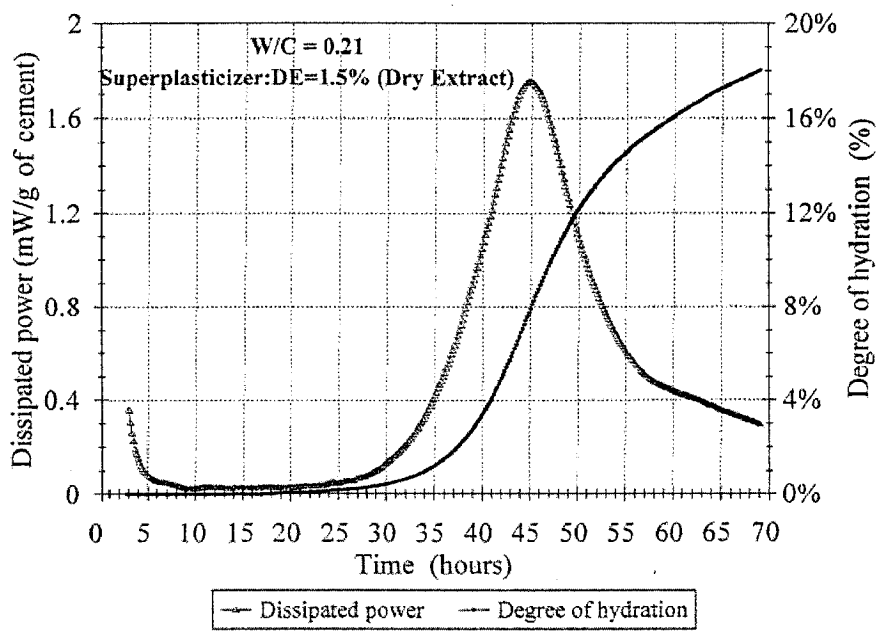


Figure 2.8 : Dégagement de la chaleur dû de la hydratation et l'évolution du degré d'hydratation de BPR (Morin, 2002).

2.4.4 Retrait

La structure ultracompacte du BFUP associée à une quantité quasiment négligeable d'eau libre réduit à un niveau très bas les possibilités de retrait de dessiccation. Par contre, le rapport eau/liant très bas (environ 0.15 à 0.20) associé à la grande quantité de liants du BFUP (environ 1000 kg/m^3) rendent le retrait endogène prépondérant (Denarié, 2004).

Le retrait de dessiccation et le retrait endogène du BPR ont été mesurés par Loukili (1996). L'essai a commencé après 24 heures de l'ajout d'eau (figure 2.9). Le retrait endogène est 420 $\mu m / m$ après 140 jours. Le retrait de dessiccation est important dans

les premiers 10 jours et après il se stabilise à 180 $\mu m / m$. D'autres résultats ont aussi montré une réduction du retrait endogène et de dessiccation avec la diminution du rapport eau/liant entre 0.09 et 0.2 pour le BPR qui s'explique par le faible taux d'hydratation du matériau (Habel, 2004). L'addition de fibres métalliques diminue la déformation de retrait de 10 à 20% (Loukili, 1996 et Cheyrezy, 2001).

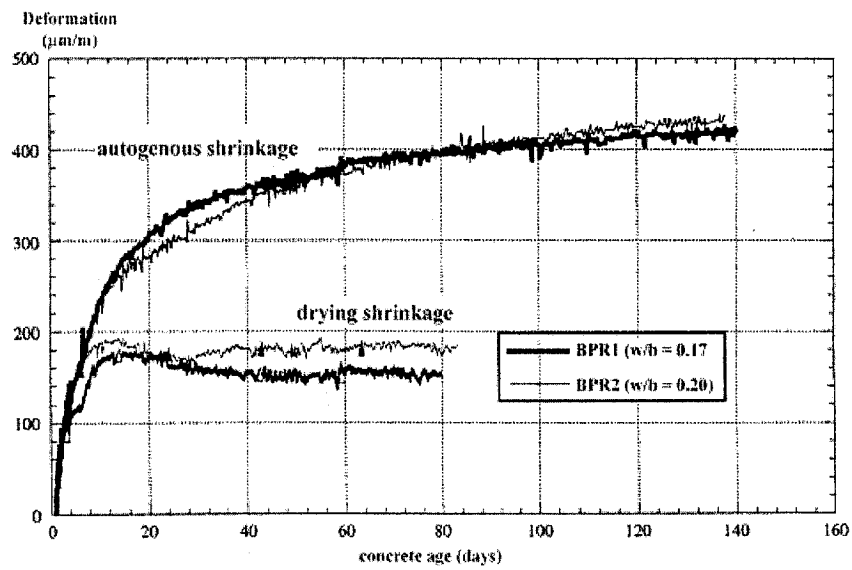


Figure 2.9 : Retrait endogène et de dessiccation d'un BPR (Habel, 2004)

Le retrait de dessiccation et le retrait endogène du BFUP de la famille du $CEMTEC_{multiscale}$® (Rossi, 2002) ont été mesurés par Habel (2004). Les mesures commencent après 54 heures du moulage des spécimens (figure 2.10). Le retrait endogène se stabilise à une valeur de 360 $\mu m / m$ et le retrait de dessiccation se stabilise à une valeur de 80 $\mu m / m$.

Dans le cas d'un traitement thermique, la valeur maximale du retrait d'un BPR est atteinte à la fin du traitement et reste ensuite constante (Cheyrezy, 1997) et (Cheyrezy, 1999).

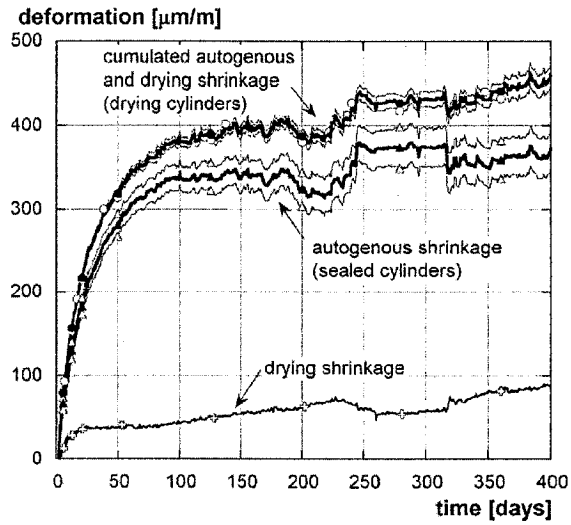


Figure 2.10 : Déformations du retrait de spécimens cylindriques (Habel, 2004)

2.4.5 Fluage

Le fluage des BFUP est sensible seulement au jeune âge. Il tend à se stabiliser à moyen et à long terme à des valeurs faibles (Denarié, 2004). Le fluage en compression du BPR à différents âges de chargement est montré à la figure 2.11. Le coefficient de fluage diminue de K_{cr} = 2.5 à 0.6 avec l'augmentation de l'âge et se stabilise après 100 à 150 jours pour un taux de chargement de 20 %. Le fluage du BPR montre une cinétique initiale rapide : 35 % de déformation survient pendant les premières 24 heures. Le coefficient de fluage est plus petit pour de plus faibles rapports E/L. L'addition de fibres métalliques diminue la déformation du fluage de 20 à 25% (Loukili, 1996 et Cheyrezy, 2001).

Le fluage a été mesuré pour le $CEMTEC_{multiscale}$® sur des éprouvette chargées à 28 jours. La contrainte appliquée était de 85 MPa pour une résistance moyenne de 190 MPa à 35 jours. Cela correspond à un taux de chargement de 45 %. Le coefficient de fluage dans ce cas est de K_{cr} = 1.0 et la complaisance correspond à 45 $\mu m / m / MPa$ après 250 jours (Parant, 2003).

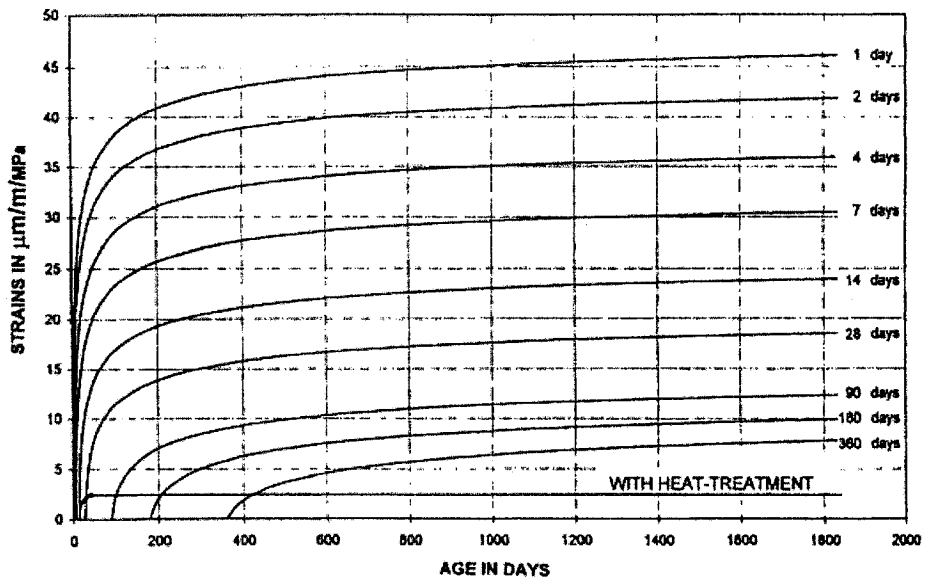


Figure 2.11 : Déformation du fluage du BPR aux différents âges de chargement (Cheyrezy, 2001)

Le fluage a aussi été mesuré pour le CEMTEC$_{multiscale}$® à l'EPFL, les éprouvettes ont été chargées à l'âge 6 jours. La contrainte appliquée était de 34 et 58 MPa pour une résistance de 127 MPa à 3 jours. Cela correspond des taux de chargement de 27 % et 46 % respectivement. La figure 2.12 montre la complaisance de fluage en compression des spécimens en BFUP. La complaisance moyenne des spécimens est de 50 $\mu m / m / MPa$ après 250 jours (Habel, 2004).

Après la fin du traitement thermique, le fluage du BPR se stabilise à une valeur constante (Denarié, 2004).

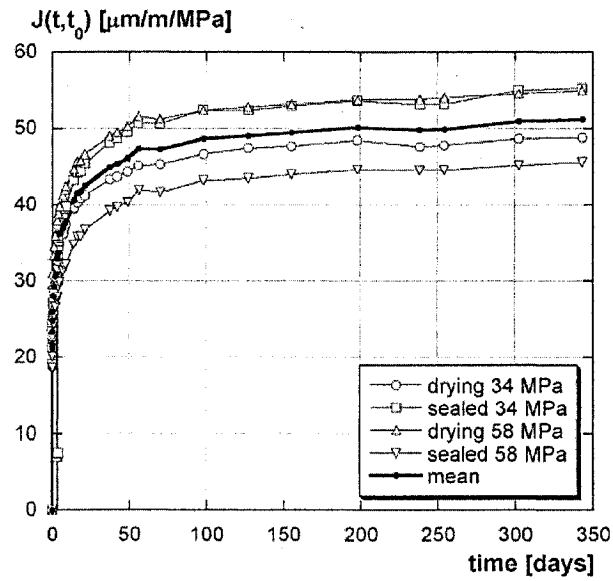


Figure 2.12 : Complaisance de fluage en compression du BFUP (Habel, 2004)

2.4.6 Perméabilité

Roux et al. (1996) ont mesuré la perméabilité à l'air du BPR ayant subit une cure thermique. Le coefficient de perméabilité était k = $2.5.10^{-18}$ m^2, ce qui est un coefficient 50 à 500 fois moindre que celui du béton conventionnel (Habel, 2004).

Des essais de perméabilité à l'eau ont été réalisés sur des spécimens endommagés et non-endommagés de BFUP ($CEMTEC_{multiscale}$®) par Charron et al (2006). Les spécimens ont été soumis à des niveaux de déformation en traction uniaxiale variant de $\varepsilon_{résiduel}$ = 0.05 à 0.88 % (figure 2.13) avant l'essai de perméabilité. La figure 2.13 montre que la perméabilité à l'eau augmente en fonction du niveau d'endommagement. Avec $\varepsilon_{résiduel}$ < 0.33 %, la perméabilité du BFUP ($Kw \leq 4.8x10^{-11} m/s$) est inférieure à celle d'un béton intact avec un rapport E/L de 0.45. Donc, le BFUP possède une excellente durabilité malgré un état de déformation considérable en traction (Charron et al, 2006).

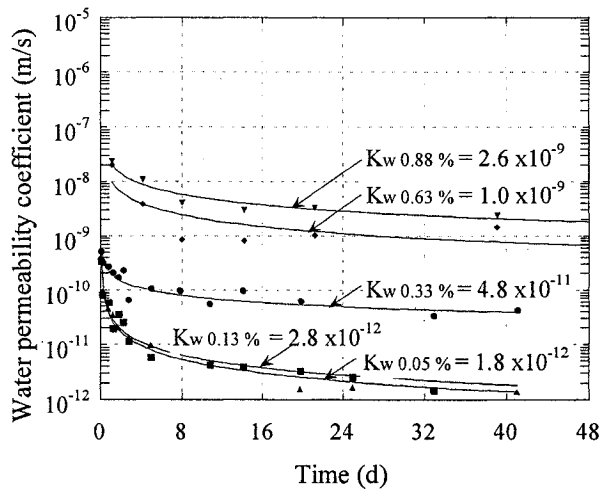


Figure 2.13 : Coefficients de perméabilité à l'eau du BFUP endommagé (Charron et al, 2006)

En se basant sur les résultats obtenus, Charron et al (2004) ont suggéré des critères d'utilisation du BFUP en fonction des conditions d'exposition ou du degré de fissuration admissible (figure 2.14). Par exemple, dans des conditions d'environnement humide avec carbonatation et chlorures où l'imperméabilité est requise, ils ont suggéré une déformation limite de 0.15% dans le BFUP. Une limite de 0.25% correspondant à la localisation d'une macro fissure est proposé lorsque l'imperméabilité est non requise dans les mêmes conditions.

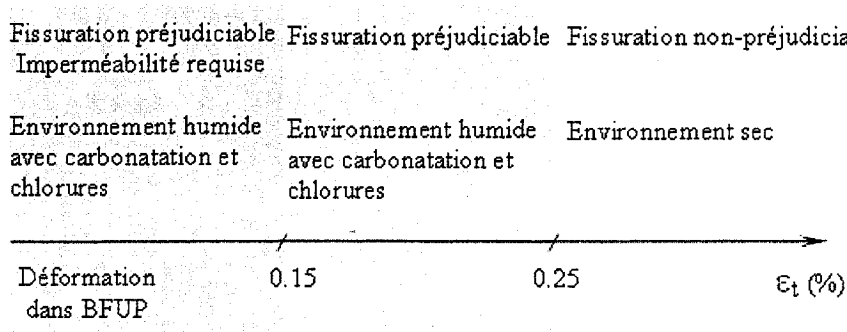


Figure 2.14 : Limites d'utilisation du BFUP (CEMTEC$_{multiscale}$®) en fonction de la déformation en traction (Charron et al, 2004)

CHAPITRE 3

MISE AU POINT D'UN BÉTON FIBRÉ À ULTRA HAUTE PERFORMANCE

3.1 INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de développer un béton fibré à ultra haute performance (BFUP) avec des matériaux disponibles localement. Ce BFUP doit satisfaire les critères suivants :

- Un comportement autoplaçant à l'état frais pour assurer une distribution homogène des fibres et un processus facile pour couler des éléments structuraux.
- Une résistance exceptionnelle à la compression et un comportement écrouissant et adoucissant remarquables en traction.
- Une matrice très compacte qui améliore l'imperméabilité et la durabilité des éléments fabriqués de ce béton.
- Un développement rapide de résistance sans avoir recours à une cure thermique pour inciter son utilisation dans la construction au chantier ou pour l'industrie des éléments préfabriqués en béton.

Pour atteindre cet objectif, un programme expérimental a été développé pour l'optimisation d'un composite cimentaire fibré autoplaçant à ultra haute performance en utilisant des matériaux disponibles au Québec. De plus, on a testé le matériau optimisé dans ce programme avec différents essais de caractérisation pour pouvoir comparer ces matériaux avec d'autres types de BFUP fabriqué ailleurs et pour pouvoir utiliser ces matériaux dans différentes applications structurales (poutres précontraintes préfabriquées et parapets préfabriqués).

La première partie de ce chapitre présente la démarche expérimentale adoptée pour l'optimisation d'un composite cimentaire fibré à ultra haute performance qui contient la sélection des matériaux et leurs dosages pour atteindre les objectifs décrits précédemment. La deuxième partie présente la méthode de fabrication de ce composite. La troisième partie décrit la mise en œuvre et la cure. Enfin, la quatrième partie présente quelques propriétés importantes de ce composite à l'état frais et durci.

3.2 Optimisation d'un béton fibré à ultra haute performance (BFUP)

Au sein du programme expérimental, on a testé cinq types de ciment gris Portland, sept types de superplastifiant, un type de fumée de silice, deux types de sable fin et deux types de fibres. On constate que le nombre des combinaisons possibles uniquement pour la sélection des matériaux est de 140 combinaisons. De plus, si on veut changer le dosage des matériaux, la procédure de fabrication, la mise en œuvre et la cure, la tâche devient très lourde, ce qui exige de compter sur des expériences dans ce domaine pour accélérer l'étude et minimiser les efforts.

D'un côté, l'expérience disponible dans ce domaine est européenne, avec des matériaux différents de ceux disponibles au Québec utilisés dans le programme expérimental. D'un autre côté, l'incompatibilité chimique ciment-fumée de silice

d'une part et ciment-adjuvant d'autre part ne peut pas être prédite par l'expérience seulement, elle requiert aussi des essais rhéologiques.

Il existe des modèles théoriques qui permettent l'optimisation du squelette granulaire à partir des courbes granulométriques des différents constituants. Mais l'utilisation de ces modèles est limitée à cause de la difficulté d'accéder à la courbe granulométrique des ultrafines (Parant, 2003).

Les étapes réalisées pour l'optimisation du béton fibré à ultra haute performance sont les suivantes.

3.2.1 Sélection des constituants

On a fait des gâchées d'essais avec différentes combinaisons de matériaux (ciment, fumée de silice, sable et superplastifiant) et on a sélectionné les matériaux qui donnaient la meilleure résistance à la compression sur des spécimens cubiques de 50x50x50 mm [ASTM C 109/C 109 M - 02], à la flexion sur des spécimens 75x75x410 mm (adapté de ASTM C 78 - 94) et le meilleur étalement avec l'essai de mini cône [ASTM C 230/C 230 M - 03] et l'essai d'affaissement de cône d'Abrams [ASTM C 143/C 143M - 98]. De plus, on s'est assuré qu'il n'y avait pas d'incompatibilités chimiques entre les constituants sélectionnés.

3.2.1.1 Combinaison ciment – superplastifiant

C'est l'étape la plus critique pour obtenir un béton avec les maniabilité et résistance mécanique voulues. Généralement, on peut dire que le type de ciment affecte l'étalement et la résistance mécanique du béton. Par contre, pour le même rapport E/L, le type de superplastifiant affecte seulement l'étalement. Par conséquent, la sélection du type de ciment est plus importante que la sélection du type de superplastifiant.

Donc on choisit d'abord le type de ciment et on trouve après le superplastifiant le plus efficace avec ce type de ciment.

3.2.1.1.1 Choix de ciment

Les ciments utilisés sont des ciments portlands gris des types GU, LH, LHQ et HS qui sont produits au Québec par différents producteurs et un type HTS français (ciment référence) pour faire la comparaison.

Le tableau 3.1 présente la résistance à la compression à 28 jours des mortiers de ciment spécifiée par les fabricants de ces types de ciment. On remarque que le ciment HTS possède la meilleure résistance.

Tableau 3.1 : La résistance à la compression à 28 jours des mortiers de ciment spécifiée par les fabricants

Type de ciment	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
LH (20) Lafarge	41.6
LHQ (20M) Lafarge	35.4
GU (10) Lafarge	42.1
HS (50) St-Laurent	36.1
HTS Lafarge français	63

On a d'abord cherché le rapport E/L le plus faible qui donne un bon étalement pour les différents types de ciment. Pour ce faire, on a fixé le superplastifiant Plastol 5000 (le meilleur superplastifiant initialement) à 1.5% extrait sec/liant (dosage prévu de saturation), on a fixé aussi le type du sable (Unimin), le type de fumée (Bécancour) et le dosage de la matrice C-FS-S (ciment - fumée de silice - sable) à 1-0.3-0.9. Les résultats des essais au mini cône avec ces mélanges sont présentés au tableau 3.2.

Le tableau 3.2 montre que le rapport E/L=0.22 donne un étalement acceptable avec tous les types de ciment. Pour un rapport E/L inférieur à 0.22, il était difficile d'obtenir de bons étalements avec ce superplastifiant parce que les mélanges produits durcissent rapidement avec les ciments GU, LH et HS. Donc, on a choisi E/L=0.22 avec la matrice 1-0.3-0.9 pour comparer les différents types de ciments du point de vue de la résistance à la compression. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.3.

Tableau 3.2 : L'étalement au mini-cône pour différents rapports E/L et différents types de ciments

Type de ciment	Rapport Eau/Liant		
	0.18	0.2	0.22
GU (10) Lafarge	Prise rapide	Prise rapide	205
LH (20) Lafarge	Prise rapide	Prise rapide	165
LHQ (20M) Lafarge	178	233	312
HS (50) St-Laurent	Prise rapide	Prise rapide	230

Tableau 3.3 : L'étalement au mini-cône et la résistance à la compression pour différents types de ciments (E/L=0.22, C-FS-S : 1-0.3-0.9, Plastol 5000, Unimin)

Type de ciment	Résistance à 7j (MPa)	Étalement (mm)
GU (10) Lafarge	50	205
LH (20) Lafarge	57	165
LHQ (20M) Lafarge	4	312
HS (50) St-Laurent	53	230

Pour avoir une bonne maniabilité on cherche un ciment avec une basse teneur de C_3A parce que la formation d'ettringite, produit par l'hydratation du C_3A, consomme une grande quantité d'eau et par conséquent diminue la maniabilité. D'un autre côté, plus la surface spécifique du ciment est faible, plus l'étalement est grand car la demande d'eau diminue avec la diminution de la surface spécifique. Le type LHQ a une basse

teneur en C_3A de 1% et une faible surface spécifique à 310 m^2/kg. Par conséquent, il a une très bonne maniabilité avec tous les superplastifiants (312 mm du tableau 3.3). Par contre, le ciment LHQ a une teneur élevée en C_2S (C_2S = 39%, C_3S = 38%) qui ralentit le développement de la résistance (4 MPa du tableau 3.3). Donc, le ciment type LHQ a été abandonné.

Le type LH est aussi abandonné mais cette fois à cause du son faible étalement, ce type de ciment contient une teneur élevée en C_3A de 7% et sa surface spécifique est la plus grande (380 m^2/kg). Par conséquent, il donne le pire étalement (165 mm du tableau 3.3) et la meilleure résistance (57 MPa).

Le type HS et GU ont une résistance à la compression comparable (53 et 50 MPa respectivement du tableau 3.3) parce qu'ils ont des teneurs semblable de C_2S et C_3S (C_2S = 16%, C_3S = 60%, et C_2S = 10%, C_3S = 60% respectivement). Par contre, le type HS donne le meilleur étalement (230 mm en comparaison avec 205 mm) parce que sa teneur en C_3A est moindre que celle du type GU (2% à la place de 9%) et sa surface spécifique est plus faible que celle du ciment GU (340 à la place de 372 m^2/kg). Par conséquent, on a choisi le type HS comme le ciment local le plus efficace.

Pour comparer l'efficacité du ciment HS local avec le ciment HTS français (ciment référence), on a fait des essais de compression et de mini cône des mélanges fabriqués avec ces ciments. Les résultats sont montrés au tableau 3.4.

Le type HTS français a une basse teneur en C_3A =4% et une teneur élevée de C_3S (74%). La surface spécifique de ce ciment est égale à celle du type HS local (340 m^2/kg). On constate au tableau 3.4 que la maniabilité avec le ciment HTS est très élevée en comparaison avec celle du type HS local et qu'il a aussi une meilleure résistance mécanique. De plus, le type HTS n'a pas d'incompatibilité chimique avec

le superplastifiant Plastol 5000 avec un faible rapport E/L contrairement au type HS local.

Tableau 3.4 : L'étalement au mini-cône et la résistance à la compression pour différents types de ciments et E/L=0.18 C-FS-S : 1-0.3-0.75, Plastol 5000

Type de ciment	Résistance à 7j (MPa)	Étalement (mm)
HS (50) St-Laurent	70	105
HTS Lafarge français	90	285

3.2.1.1.2 Choix de superplastifiant

On a utilisé sept superplastifiants de la famille polycarboxylates avec un dosage varié d'extrait sec de 20 à 45 %. Pour comparer l'efficacité de ces superplastifiants, on les a tous testé à 1.5% extrait sec/liant. Les résultats sont présentés au tableau 3.5.

Tableau 3.5 : L'étalement au mini-cône pour différents ciments et superplastifiants (E/L=0.22, C-FS-S : 1-0.3-0.9, Superplastifiant à 1.5% extrait sec/liant)

Type de ciment	Grace Adva Cast 540	Master Builders PS1437	Master Builders PS1466	Euclid Plastol 5000	Euclid Plastol 5500	Euclid Plastol SPC	Euclid Plastol 5700
GU (10) Lafarge	175	190	100	205*	180	155	200
LH (20) Lafarge	155	162	123	165*	157	153	225
LHQ (20M) Lafarge	218	215	175	312	202	215	250
HS (50) St-Laurent		195	128	230*			220

* prise rapide

Les superplastifiants Plastol 5000, Plastol 5500 et Plastol SPC d'Euclid et le Master Builders PS1466 donnent une pâte qui durcit rapidement avec les ciments type GU,

type LH, type HS. Ceci peut être causé par une incompatibilité chimique entre le ciment et le superplastifiant utilisé à un dosage élevé avec un faible rapport E/L. Par conséquence, on a supprimé l'utilisation de ces superplastifiants.
Le tableau 3.5 montre que le superplastifiant Plastol 5700 d'Euclid donne le meilleur étalement et une pâte qui conserve sa maniabilité pour une longue durée contrairement aux autres produit Euclid.

Suite aux résultats de résistance à la compression et d'étalement on a choisi la combinaison du superplastifiant Plastol 5700 et du ciment type HS pour la matrice optimisée du BFUP. Il importe de mentionner que les résultats d'optimisation montrent que la présence de la fumée de silice et du sable ne modifie pas le choix de superplastifiant.

3.2.1.1.3 Développement de la prise

Un phénomène a été observé avec l'utilisation du ciment type HS à dosage élevé, il s'agit du retard de la prise du mélange (15 heures en comparaison avec 11 heures pour le type GU). La figure 3.1 montre le temps de prise mesuré en utilisant l'aiguille Vicat modifiée [ASTM C 807-99].

Dans cet essai, on mesure la pénétration de l'aiguille de l'appareil Vicat modifiée dans le mélange à certains intervalles dans le temps. Le temps écoulé entre l'ajout de l'eau dans le mélange et une pénétration de 10 mm correspond au temps de prise.

Pour résoudre ce problème on peut soit ajouter un accélérateur de prise ou faire une cure thermique.

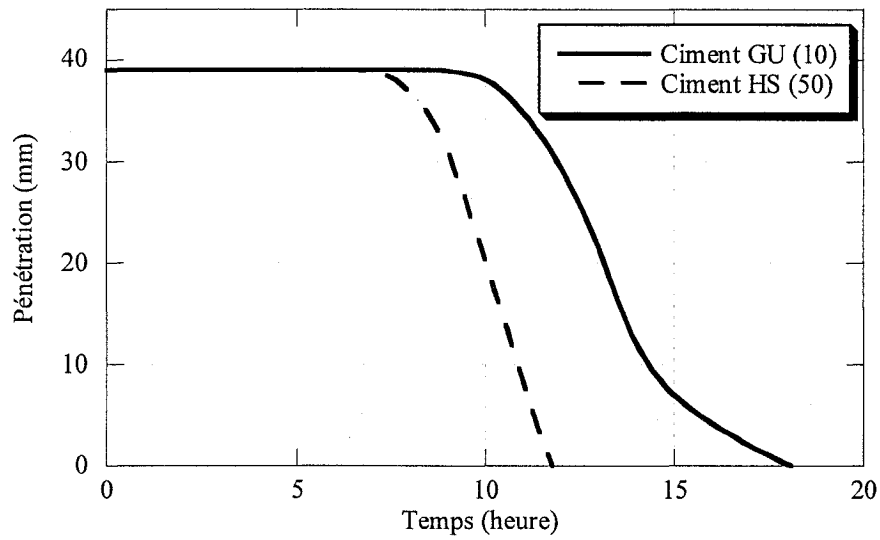


Figure 3.1 : Des essais de l'aiguille Vicat modifiée sur des mélanges avec ciments type GU et HS (MasterBuilder à 1,5% extrait sec/liant, C-FS-S = 1-0,3-0,75 et E/L = 0,18)

3.2.1.2 Sélection du sable

Le sable utilisé dans la fabrication du BFUP doit être dur et de classe granulaire serrée n'interférant pas avec la classe inférieure du ciment (Parant, 2003). Les sables concassés améliorent la résistance mécanique par des propriétés d'interface supérieures (bonne adhérence) qui limitent la micro-fissuration, tandis que les sables roulés augmentent la maniabilité du mélange granulaire (Parant, 2003).

Les deux sables utilisés sont des sables de silice produits localement. Ils sont séchés, concassés et mis dans des sacs pour l'utilisation dans des activités de décapage au jet de sable. Un sable est du groupe Bellemare et l'autre sable est de la marque Unimin. La classe granulaire des deux sables se situe entre 106 µm – 600 µm avec un diamètre moyen des grains de 250 µm.

On a choisi le sable qui donne les meilleures maniabilités et résistances mécaniques. Donc, on a fait des essais d'étalement au mini cône et de compression sur des cubes 50x50x50 mm en changeant le type de superplastifiant (à 1.5 % extrait sec/liant). Les résultats sont présentés au tableau 3.6.

Tableau 3.6 : L'étalement au mini-cône et la résistance à la compression pour différents types de sable (E/L=0.18, C-FS-S : 1-0.30-0.75, Ciment type GU)

	Unimin		Bellemare	
Superplastifiant	Étalement (mm)	Résistance à la compression (MPa)	Étalement (mm)	Résistance à la compression (MPa)
Master Builders PS1437	165	67	160	58
Euclid Plastol 5000	140	63	138	86
Grace Adva Cast 540	135	89	130	82

On remarque au tableau 3.6 que l'influence du type du sable est négligeable sur l'étalement et la résistance à la compression et qu'il y a une faible supériorité pour le sable Unimin. Donc, on a choisi le sable Unimin.

3.2.1.3 Fumée de silice

On a utilisé seulement un type de fumée de silice grise de marque Becancour avec des propriétés qui ressemblent à celles des types utilisés dans la fabrication de BFUP en Europe. Elle est extraite de l'industrie du silicium avec une teneur en silice de 93 %, une surface spécifique 20 m^2/g, un diamètre moyen des grains compris entre 0.1 et 0.2 μm.

Selon les essais d'étalement réalisés, il n'y avait pas d'incompatibilités chimiques ciment-fumée de silice ou fumée de silice-superplastifiant. Ce type de fumée de silice a donc été adopté.

3.2.2 Détermination de la matrice optimisée

La matrice optimisée doit être la plus compacte possible pour augmenter la résistance mécanique du béton et pour améliorer l'ancrage des fibres dans la pâte ou la matrice. De plus, la matrice optimisée doit avoir une bonne rhéologie pour pouvoir enrober les fibres et pour pousser les fibres avec les autres constituants durant l'écoulement.

Trois étapes ont été réalisées pour obtenir la matrice optimisée. Au début, on a cherché le seuil de saturation du superplastifiant pour avoir un effet maximal. Ensuite, on a trouvé le rapport E/L minimum donnant un mélange autoplaçant. Enfin, on a déterminé le dosage final des constituants (ciment, sable, fumée de silice).

3.2.2.1 Seuil de la saturation du superplastifiant

Pour déterminer le dosage qui donne l'effet maximal du superplastifant Plastol 5700 avec le ciment type HS, on a fait des essais d'étalement au mini cône en changeant le dosage du superplastifiant. On a trouvé que l'étalement se stabilise après le dosage de 1.25 % extrait sec/liant tel qu'illustré à la figure 3.2. Donc, on a fixé le dosage à 1.5 % extrait sec/liant de manière conservatrice.

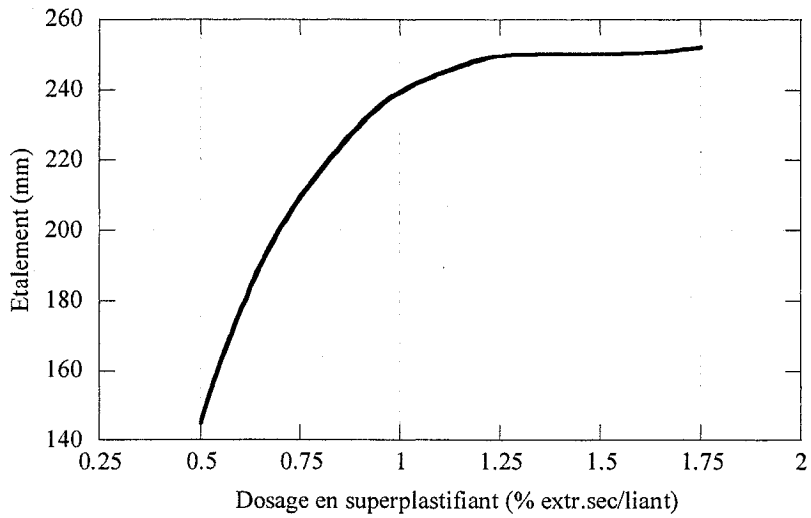


Figure 3.2 : Détermination du seuil de saturation du superplastifiant Plastol 5700 (Sable Unimin, E/L = 0.2, C-FS-S : 1-0.25-0.6)

3.2.2.2 Rapport minimum E/L

On cherche le rapport E/L minimum pour augmenter la résistance mécanique et l'imperméabilité du béton. Pour déterminer le rapport E/L minimum qui résulte en un mélange autoplaçant (étalement de mini cône autour de 250 mm pour un mélange sans fibres), on a fait des essais d'étalement au mini cône pour la matrice C-FS-S : 1-0.15-0.45 avec le superplastifiant Plastol 5700 à saturation et les matériaux sélectionnés en changeant le rapport E/L. On a trouvé qu'avec le rapport E/L=0.2 on obtient un étalement au mini cône de 300 mm. Donc, on a choisi un rapport E/L=0.2 pour faire la matrice optimisée.

3.2.2.3 Dosage du ciment, sable et de la fumée de silice

Pour choisir le dosage optimal du sable et de la fumée de silice, on a fait des essais d'étalement au mini-cône et des essais de compression avec plusieurs dosages du sable et de la fumée de silice. L'objectif est de maximiser l'étalement et la résistance à la compression. Les résultats sont résumés au tableau 3.7.

Tableau 3.7 : Influence de la teneur en sable et fumée de silice sur la résistance à la compression (MPa) à sept jours et sur l'étalement

		Teneur en sable (S/C)					
		0		0.45		0.6	
		Étalement (mm)	Résistance à 7j (MPa)	Étalement (mm)	Résistance à 7 j (MPa)	Étalement (mm)	Résistance à 7j (MPa)
Teneur en fumée de silice (FS/C)	0	320	61				
	0.1			300	90		
	0.25					255	81

On constate au tableau 3.7 que la matrice avec FS/C entre 0.1 et 0.25 et S/C entre 0.45 et 0.6 donne des bons étalements et des résistances mécaniques satisfaisantes. Par conséquent, on a choisi ces valeurs pour l'optimisation du béton fibré.

3.2.3 Optimisation d'un béton fibré à ultra haute performance

Après avoir optimisé la matrice sans fibres, les fibres métalliques sont maintenant ajoutées. On a utilisé deux types de fibres droites avec une résistance à la traction de 2000 MPa, une longueur de $l_f = 10$ ou 5 mm, et un diamètre de $\phi_f = 0.2$ mm.

3.2.3.1 Détermination du type, dosage, et le seuil de saturation des fibres

Lors de cette phase de travail, les composantes les plus performantes jusqu'alors ont été utilisées avec un rapport E/L=0.18 : ciment St-Laurent HS, superplastifiant Master Builder PS1437 à saturation de 1.5 % (extrait sec/liant), le sable Bellemare et la fumée de silice Bécancour. On a introduit différents dosages de fibres métalliques (0 à 8 %) avec deux types de fibres (10 mm et 5 mm) en substituant un volume de sable avec le volume de fibres équivalent introduit. Puisque le diamètre des fibres est de 200 μm, ces fibres se situent dans le fuseau granulaire du sable 106 μm – 600 μm. Donc, on a considéré qu'un volume donné de fibres interviendra de la même manière qu'un

volume de sable équivalent en termes de compacité du squelette granulaire. Par contre, son influence sur le comportement rhéologique est différente parce que les inclusions sphériques sont bien plus performantes que les inclusions longilignes (Parant, 2003).

On a réalisé sur les mélanges produits des essais d'étalement au mini cône [ASTM C 230/C 230 M - 03], de flexion à quatre points sur des spécimens 75x75x410 mm à 7 jours (adapté de [ASTM C 78 - 94]), et de compression sur des spécimens cubiques de 50x50x50 mm à 7 jours [ASTM C 109/C 109 M - 02].

On n'a pas pu augmenter le dosage des fibres de 10 mm à plus que 8% parce que le malaxeur surchauffait, le mélange devenait aussi impossible à manipuler et à mettre en place dans les moules. Pour les fibres de 5 mm on s'est arrêté à un dosage 6% pour les mêmes raisons. Les résultats des ces essais sont montrés au tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Résultats des essais de compression, flexion et étalement pour différents type et dosages des fibres métalliques E/L=0.18

Type des fibres	Dosage volumique de fibres	fc (MPa) 7j	MOR (MPa) 7j	Mini cône (mm)
	0%	70	7.7	185
Fibres 10 mm	2 %	98.3	19.9	178
	4 %	108.2	26.8	172
	6 %	120.4*	28.2	167
	8%	146	19	105
Fibres 5 mm	2 %	98.8	17	182
	4 %	110.7	18.2	172
	6 %	122.3	16.6	160

*Essai de compression à huit jours

On remarque d'après les résultats montrés au tableau 3.8 que l'introduction des fibres dans la matrice diminue la maniabilité. L'influence des fibres de 10 mm et de 5 mm sur la maniabilité est presque semblable avec un faible avantage pour les fibres de 5 mm. On remarque aussi la diminution de l'étalement avec l'augmentation du dosage de fibres. Tous les mélanges étaient homogènes et il n'y avait pas de ségrégation parce que tous les mélanges étaient un peu raides.

On constate que l'ajout des fibres (10 mm et 5mm) dans la matrice augmente considérablement la résistance à la compression selon le dosage des fibres ajoutées. De plus, l'effet de la restriction (confinement) à l'extrémité du spécimen cubique causé par la friction avec le plateau de la presse hausse indûment la résistance mesurée. On doit aussi considérer que la direction d'écoulement du béton et la direction d'application de la charge ne sont pas identiques pour les spécimens cubiques, contrairement aux spécimens cylindriques. Par contre, on n'a pas rencontré ce phénomène dans les spécimens cylindriques (50mm ou 100mm de diamètre) testés dans les programmes expérimentaux suivants.

Pour le même dosage volumique de fibres, on a obtenu les meilleures résistances à la compression avec les fibres 10 mm. De plus, on voit que la meilleure résistance obtenue est avec un dosage volumique de 8 % de fibres 10 mm. La dispersion des résultats était généralement faible (<5%). Enfin, les figures 3.3 et 3.4 illustrent le montage de l'essai de compression et le mode de rupture en compression pour des cubes 50x50x50 mm.

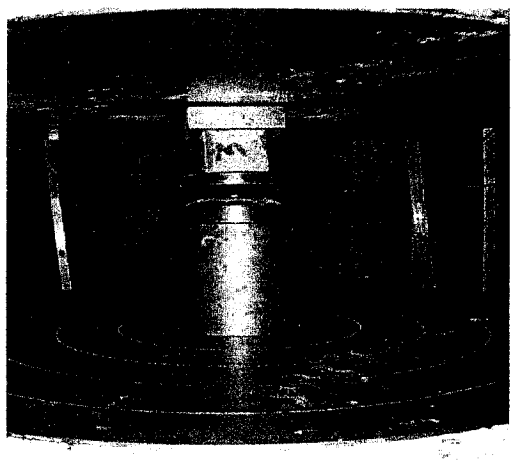
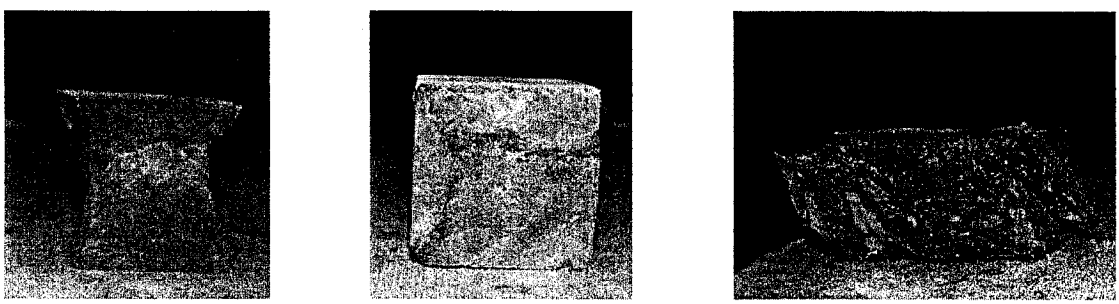


Figure 3.3 : Le montage de l'essai de compression des cubes 50x50x50 mm



(a) (b) (c)

Figure 3.4 : Le mode de la rupture en compression pour des cubes 50x50x50 mm.

(a) matrice optimisée sans fibres juste après le pic. (b) composite fibré (fibre 10mm) juste après le pic. (c) composite fibré (fibre 10mm) compacté à la fin du chargement

Le montage de l'essai de flexion est illustré à la figure 3.5. Généralement la dispersion dans les résultats des essais de flexion est supérieure à celle des essais de compression. De plus, contrairement aux essais de compression, l'augmentation du dosage en fibres ne produit pas nécessairement une augmentation dans la résistance à la flexion comme illustré au tableau 3.8 et aux figures 3.6 et 3.7 (le nombre de spécimens par mélange est deux). Pour les fibres 10 mm, le meilleur module de

rupture (MOR) a été obtenu avec un dosage volumique de 6 %. Pour les fibres 5 mm, le meilleur module de rupture a été obtenu avec un dosage volumique de 4 %.

La distribution (alignement) des fibres dans les spécimens affecte beaucoup la résistance à la flexion. La distribution dépend à la fois du dosage en fibre et de la technique de mise en place du matériau. L'effet du dosage, pour une même technique de mise en place, est montré à la figure 3.8. On remarque que le meilleur alignement des fibres qui traversent la section de rupture en flexion sont pour les dosages inférieurs à 6 %. Ceci explique pourquoi on a obtenu le meilleur MOR avec le dosage à 6% car la distribution des fibres n'était pas adéquate à un dosage de 8%.

Quand le dosage des fibres est élevé (8% de fibre 10mm), cela perturbe l'orientation des fibres dans le corps des spécimens et provoque des accumulations de fibres qui empêchent celles-ci de s'aligner dans la direction des contraintes principales dans l'essai de flexion.

Sur la base de ces premiers résultats, la fibre de 10 mm a été sélectionnée en considérant un seuil de saturation d'environ 6 % avec la matrice testée. Ce résultat expérimental concernant le seuil de saturation est également conforme au calcul simplifié suivant. Un seuil de saturation en fibres théorique peut être évalué en supposant que les fibres s'accumulent dans le mélange comme si elles étaient dans leur boîte d'expédition (le rôle de la matrice étant de remplir les vides). La densité aérée non compactée des fibres mesurée dans leur boîte d'expédition (0.52 t/m^3) donne le seuil de saturation de 520 kg/m^3 qui représente un dosage volumique de 6.7 % en fibre. Théoriquement, si on a plus que ce dosage, la matrice ne peut pas remplir les vides si les fibres ne sont pas compactées ou alignées parallèlement.

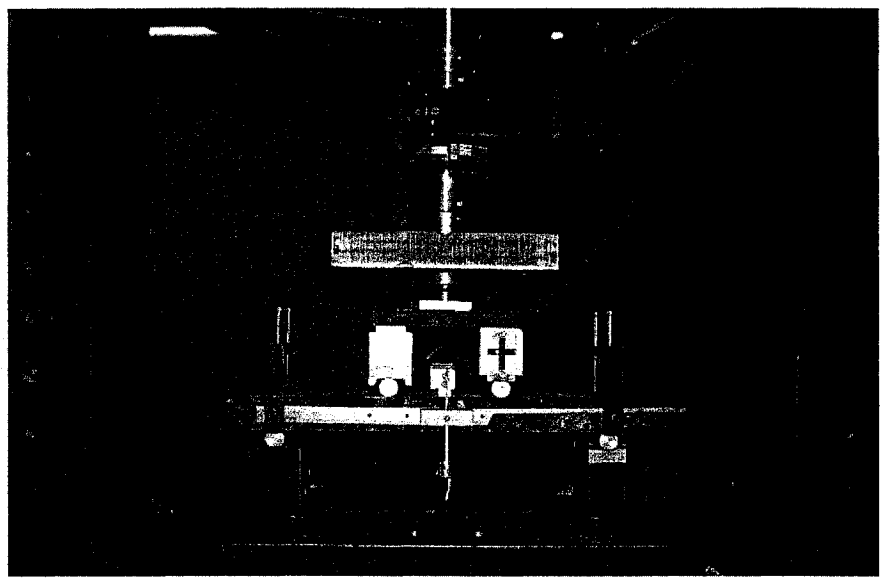


Figure 3.5 : Le montage de l'essai de flexion à quatre points

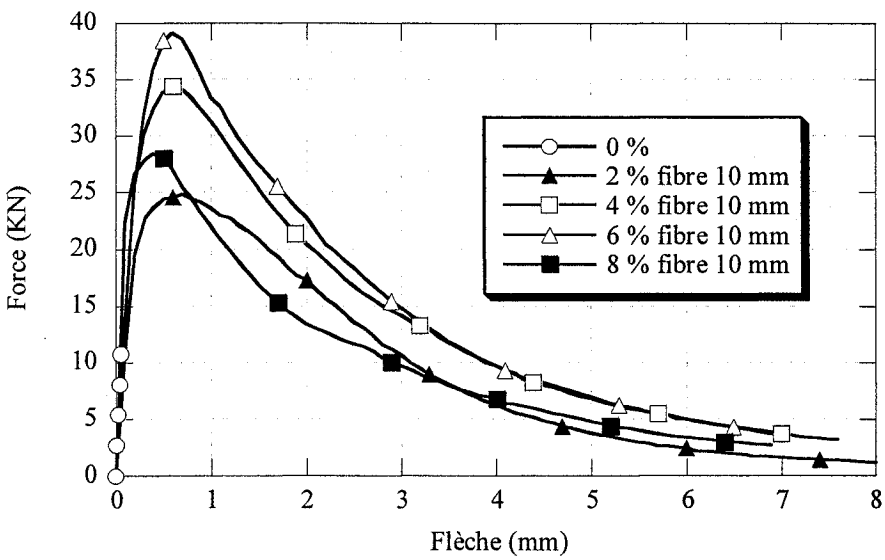


Figure 3.6 : Les courbes moyennes de la réponse flexionnelle des différents dosages de fibres 10 mm

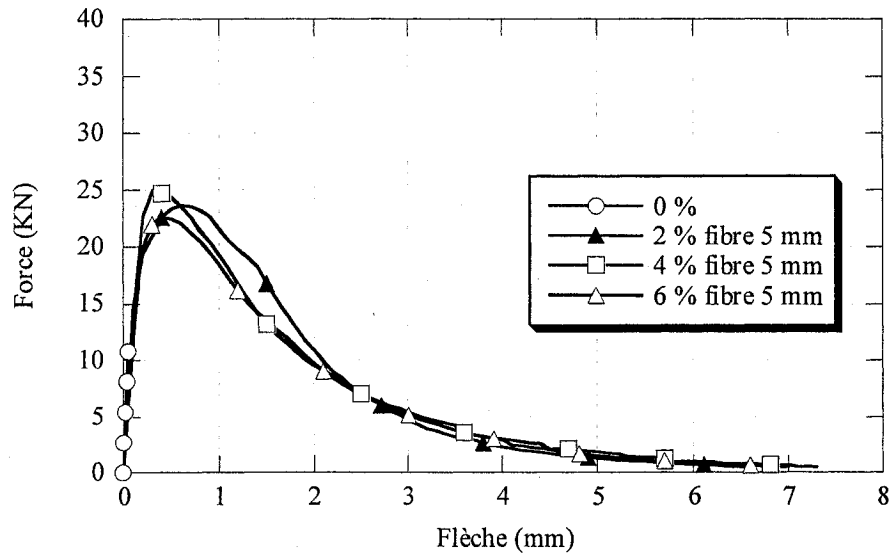
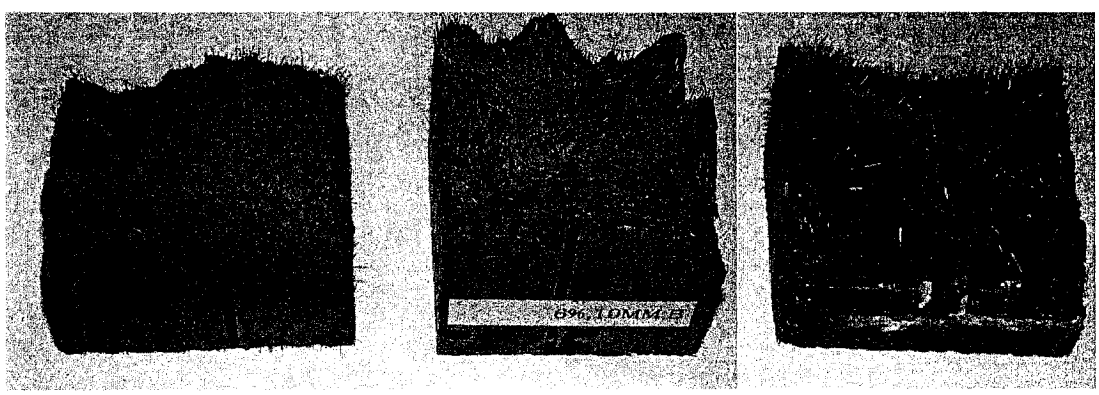


Figure 3.7 : Les courbes moyennes de la réponse flexionnelle des différents dosages de fibres 5 mm



(a) (b) (c)

Figure 3.8 : La distribution des fibres dans la section de la rupture en flexion.

(a) bonne orientation avec 4% de fibre, (b) bonne orientation avec 6 % de fibre, (c) mauvaise orientation avec 8 % de fibre

3.2.3.2 Influence du rapport E/L

D'après les résultats présentés à la section précédente (Sec. 3.2.3.1), on constate que la maniabilité était très faible, alors que l'objectif est d'avoir un étalement de 200 mm au mini cône et 600 mm au cône d'Abrams pour pouvoir considérer le béton comme autoplaçant. Pour améliorer l'étalement, on a étudié l'effet de l'augmentation du rapport E/L jusqu'à 0.22 sur la résistance et la maniabilité (tableau 3.9) pour une matrice avec 6 % de fibres de 10 mm et le superplastifiant Master Builders à 1.25 % extrait sec/liant.

Tableau 3.9 : Influence du rapport E/L sur la résistance à la compression et sur la maniabilité pour une matrice C-FS-S : 1-0.3-0.75, 6 % des fibres 10 mm

	E/L				
	0.14	0.16	0.18	0.2	0.22
Résistance à la compression à 28j (MPa)	175	180	182	183	173
Étalement au mini-cône (mm)	130	150	167	180	187
Étalement au cône d'Abrams (mm)	235	285	330	370	380
Affaissement au cône d'Abrams (mm)	120	185	200	205	210

On remarque au tableau 3.9 que l'augmentation du rapport E/L a eu peu d'influence sur la résistance à la compression et la maniabilité a été améliorée modérément. Généralement, l'augmentation du rapport E/L réduit non seulement les résistances mécaniques, mais aussi à l'imperméabilité et donc la durabilité du matériau.

Puisque l'objectif était de fabriquer un BFUP, il a été choisit de ne pas dépasser un rapport E/L de 0.2 qui correspond à la limite supérieure acceptable pour ce matériau.

Quelques temps après la fin de cette phase de travail, un nouveau superplastifiant (Plastol 5700) a permis d'augmenter significativement la maniabilité des BFUP. L'obtention d'un BFUP autoplaçant avec un rapport E/L = 0.2 est donc devenue réalisable. La section suivante présente les résultats obtenus.

3.2.3.3 Optimisation rhéologique final du BFUP

Jusqu'à cette étape, on a introduit les fibres par la substitution d'un volume de sable dans la matrice optimisée par un volume égal de fibres. Dans cette section, on va utiliser une autre méthode pour choisir la matrice propre (dosage du ciment, de la fumée et du sable) pour chaque dosage de fibres. C'est une méthode qui demande plus de travail mais elle est plus fiable pour obtenir un composite fibré avec des meilleures propriétés du point de vue de l'étalement, de la résistance à la compression et de l'homogénéité.

On a utilisé les matériaux choisis aux sections précédentes (ciment type HS, superplastifiant Plastol 5700, sable Unimin et fumée de silice Bécancour, fibre 10mm), un rapport E/L=0.20, un dosage de superplastifiant de 1.5 % (extrait sec/liant) et la matrice optimisée avec un rapport de C-FS-S égal à 1-0.15-0.6.

L'objectif est d'avoir un mélange autoplaçant (plus de 600mm pour le cône d'Abrams), homogène et résistant. Pour chaque dosage de fibres étudié, la matrice optimisée sans fibre a été légèrement modifiée pour optimiser les propriétés.

Le tableau 3.8 montre que le composite fabriqué avec le dosage volumique de 4% de fibres de 10 mm donne de très bons résultats pour l'étalement, la flexion et la compression. Donc on peut commencer l'optimisation rhéologique avec ce dosage de fibres et dans les prochaines étapes on va augmenter le dosage de fibres afin d'étudier le comportement rhéologique des produits obtenus.

3.2.3.3.1 Optimisation de la matrice avec un dosage de 4% de fibres

Les résultats de la campagne d'essais du mini cône et de l'essai de compression à 7 jours sur des spécimens cubiques de dimensions 50x50x50 mm sont résumés dans le tableau 3.10 pour différents dosages de fumée de silice et du sable.

Tableau 3.10 : Les résultats des essais du mini cône et de l'essai de compression pour des différents dosages de la fumée de silice et du sable

		Essai	Teneur en sable (S/C)				
			0,15	0,3	0,45	0,6	0.75
Teneur en fumée de silice (FS/C)	0	Mini cône (mm)				240	235
		Rés-compression (MPa)				98	102
	0,15	Mini cône (mm)			250	240	205
		Rés-compression (MPa)			106	109	110
	0.25	Mini cône (mm)	260	230	230	210	205
		Rés-compression (MPa)	111	109	107	108	107

Visuellement, on peut dire que tous les mélanges testés sont presque homogènes et il n'y a pas d'accumulation de fibres. D'autre part, on remarque au tableau 3.10 que l'augmentation de la teneur en sable (S/C) ou en fumée de silice (FS/C) diminue l'étalement. Par contre, l'augmentation de la teneur en sable (S/C) ou en fumée de silice (FS/C) augmente l'homogénéité du mélange parce que la matrice devient plus visqueuse pour entraîner les fibres. On constate au tableau 3.10 que le facteur le plus influant sur l'étalement est le pourcentage du ciment dans le mélange ($\%Ciment = \frac{C}{C + FS + S}$). Donc plus le pourcentage de ciment est élevé, plus l'étalement est élevé.

D'après le tableau 3.10, on constate que les résistances à la compression sont du même ordre de grandeur pour tous les mélanges testés, mais on peut remarquer que

l'augmentation du dosage de la fumée de silice tend à augmenter modestement la résistance à la compression.

Pour économiser les matériaux utilisés, on a seulement testé au cône d'Abrams les mélanges présentant les meilleurs homogénéité et étalement. Pour les matrices C-FS-S : 1-0.25-0.6 et 1-0.25-0.75, on a obtenu un étalement de 700 et 615 mm respectivement au cône d'Abrams après 10 minutes de la fin du malaxage. Ces deux mélanges sont autoplaçant parce que leur étalement est supérieur à 600 mm.

On a choisi la matrice C-FS-S : 1-0.25-0.6 comme la matrice optimisée avec le dosage de 4% de fibres de 10 mm. En effet, cette matrice donne la meilleure homogénéité (figure 3.9 et 3.10) et de bons étalement et résistance à la compression. Le tableau 3.11 montre la composition du composite retenu.

Tableau 3.11 : Composition du BFUP C-FS-S : 1-0.25-0.6 avec 4% de fibres 10 mm

Constituent	Type	Quantité [kg/m^3]
Ciment	type HS Bath, Québec	1008
Fumée de silice	Grise, surface spécifique: 20 m^2/g	252
sable	sable de silice, taille de grain < 0.5 mm	604
Fibres métalliques	droite (l_f = 10 mm, ϕ_f = 0.2 mm)	312
Superplastifiant (total)	polycarboxylate, extrait sec: 41 Mass-%	46
Eau totale		250
Fumée de silice/Ciment (massique)		0.25
Sable/Ciment (massique)		0.6
Eau totale/ciment (massique)		0.25
Eau totale/Liant (massique)		0.2
extrait sec de superplastifiant /liant (massique)		1.5 %
Pourcentage volumique des fibres		4%
Bulle d'aire volumique		3%
Masse volumique théorique du mélange [kg/m^3]		2448

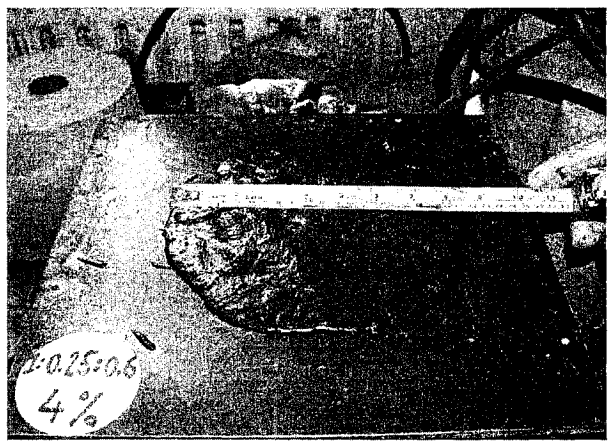
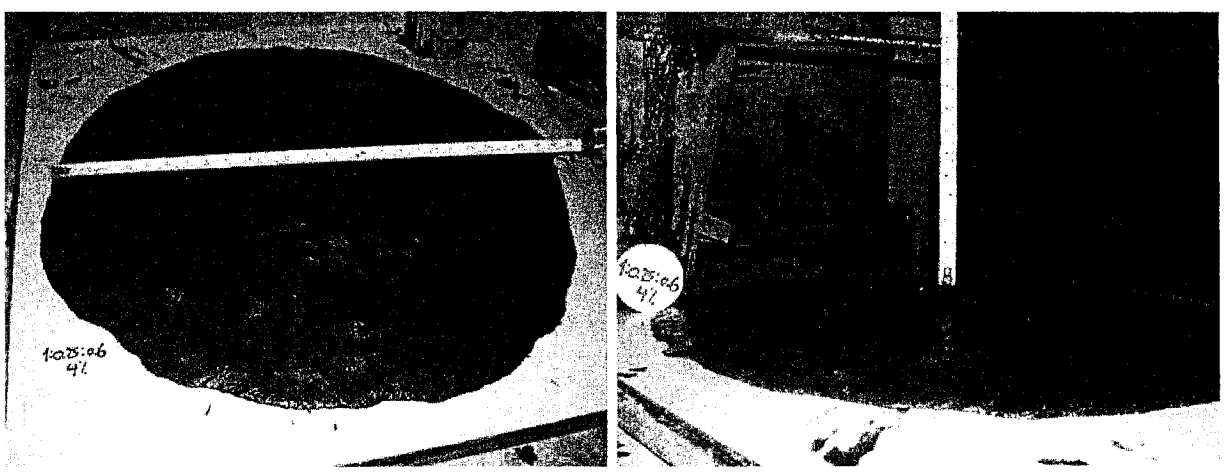


Figure 3.9 : L'essai d'étalement au mini cône pour le composite C-FS-S: 1-0.25-0.6 avec 4% de fibres 10 mm



(a) (b)

Figure 3.10 : L'essai du cône d'Abrams pour le composite C-FS-S: 1-0.25-0.6 avec 4% de fibres 10 mm (a) étalement, (b) affaissement

3.2.3.3.2 Optimisation de la matrice avec un dosage de 5% de fibres

On a utilisé la même procédure décrite auparavant pour l'optimisation de la matrice avec le dosage 4 % de fibres. On a trouvé que l'étalement des mélanges avec un dosage de fibres de 5% est moins bon que celui avec 4% de fibres. De plus, les

mélanges avec 5% de fibres sont moins homogènes que les mélanges avec 4% de fibres et ils ont davantage d'accumulations en fibres au centre de galette.

On a constaté aussi qu'il n'y a pas une grande différence dans la résistance à la compression entre les différentes matrices à 5% de fibres. Par contre, il y a une grande différence dans l'homogénéité entre les différentes matrices. Donc le facteur rhéologique est le facteur le plus décisif pour choisir la matrice optimisée.

On a choisi la matrice C-FS-S : 1-0.15-0.6 comme la matrice optimisée avec le dosage de 5% des fibres de 10 mm. Cette matrice donne la meilleure homogénéité (figures 3.11 et 3.12) et un bon étalement et résistance à la compression (étalement de 665 mm au cône d'Abrams et 200 mm au mini cône). Le tableau 3.12 montre la composition du composite retenu.

On constate en comparaison avec la matrice de 4% de fibres (C-FS-S : 1-0.25-0.6), qu'on a diminué le dosage de la fumée de silice et on l'a remplacée par le ciment et le sable. Cette modification est logique car le ciment augmente la maniabilité et le sable augmente la viscosité pour entraîner davantage les fibres.

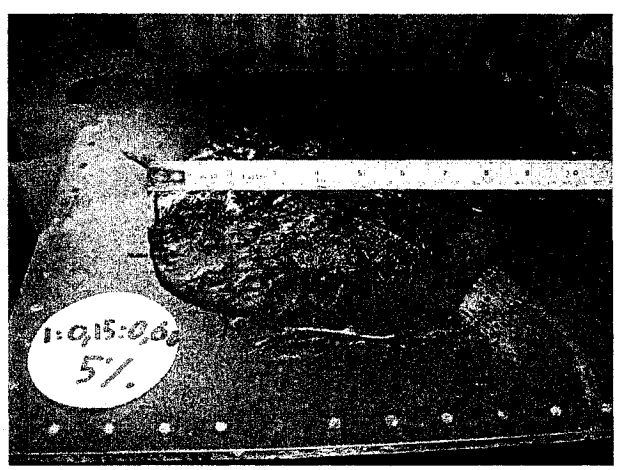
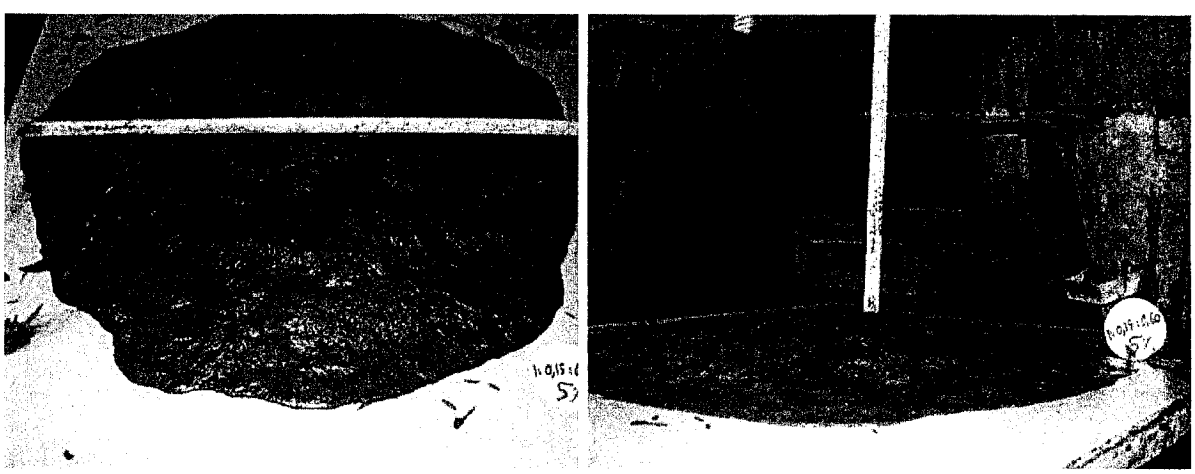


Figure 3.11 : L'essai d'étalement au mini cône pour le composite C-FS-S: 1-0.15-0.6 avec 5% de fibres 10 mm

Tableau 3.12 : Composition du BFUP Ciment-FS-Sable : 1-0.15-0.6 avec 5% de fibres 10 mm

Constituent	Type	Quantité [kg/m^3]
Ciment	type HS Bath, Québec	1075
Fumée de silice	grise, surface spécifique: 20 m^2/g	161
sable	sable de silice, taille de grain < 0.5 mm	645
Fibres métalliques	droite (l_f = 10 mm, ϕ_f = 0.2 mm)	390
Superplastifiant (total)	polycarboxylate, extrait sec: 41 Mass-%	45
Eau totale		247

Fumée de silice/Ciment (massique)	0.15
Sable/Ciment (massique)	0.6
Eau totale/ciment (massique)	0.23
Eau totale/Liant (massique)	0.2
extrait sec de superplastifiant /liant (massique)	1.5 %
Pourcentage volumique des fibres	5%
Bulle d'aire volumique	3%
Masse volumique théorique du mélange [kg/m^3]	2537



(a) (b)

Figure 3.12 : L'essai du cône d'Abrams pour le composite C-FS-S: 1-0.15-0.6 avec 5% de fibres 10 mm (a) étalement, (b) affaissement

3.2.3.3.3 Optimisation de matrice avec un dosage de 6% de fibres

On a utilisé la même procédure pour l'optimisation des matrices avec dosages de 4 % et 5 % de fibres, on a trouvé que tous les mélanges présentent des faibles étalements et ils ne sont pas autoplaçant car leur étalement au cône d'Abrams sont très inférieurs à 600 mm et leur étalement au mini cône sont plus petits que 200 mm. De plus, pour quelques mélanges, on voit une ségrégation où les fibres se concentrent au centre de la galette et la pâte s'écoule autour (surtout quand le dosage de sable est faible comme le case de la matrice C-FS-S : 1-0.25-0.15).

Donc, on ne peut choisir aucune matrice pour faire un composite autoplaçant avec un dosage de 6 % de fibres de 10 mm. Par contre, pour la matrice C-FS-S : 1-0.25-0.45 son mélange n'est pas autoplaçant (étalement de 360 mm pour le cône d'Abrams et 160 mm pour le mini cône) mais les fibres sont bien distribuées dans le mélange. Donc, on peut utiliser ce mélange mais pas comme un béton autoplaçant et avec un orientation aléatoire des fibres.

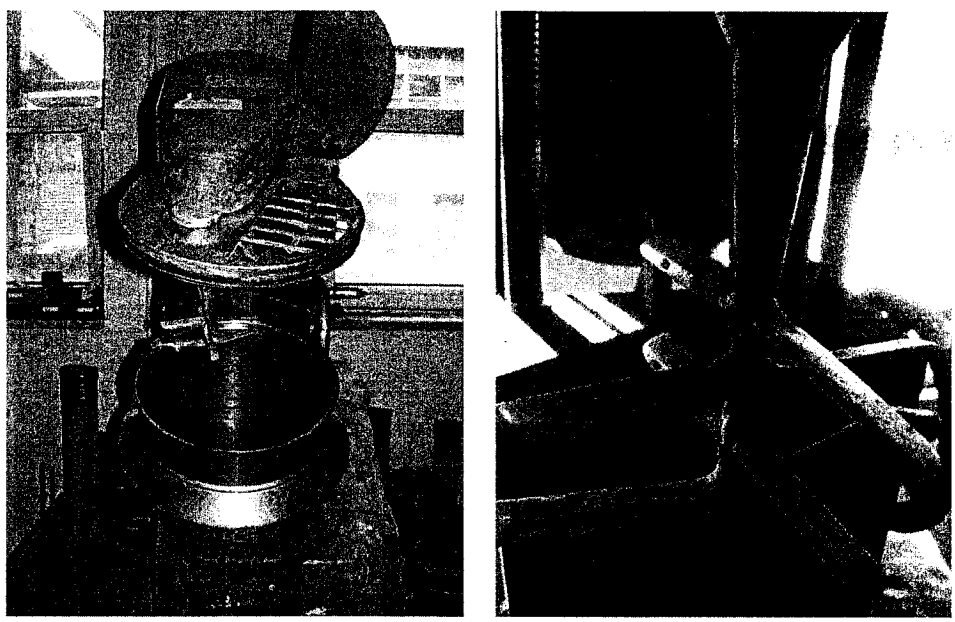
On constate également qu'il y a une faible différence entre les petites valeurs d'étalement entre les mélanges de diverses compositions. Donc, on peut conclure que la saturation de la fibre 10 mm correspond au dosage de 6%. Ceci tend à démontrer la validité du calcul théorique de dosage de saturation (6.7 %) mentionné auparavant.

3.3 FABRICATION DU BFUP

La fabrication du BFUP est basée sur des expériences européennes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

La fabrication du BFUP est réalisée avec un malaxeur tourbillonnaire de marque Eirich (figure 3.13), dont la capacité maximale est de 10 litres et la capacité minimale est de 4 litres pour que tous les couteaux de la pale participent au malaxage. La cuve

est inclinée et elle peut tourner à deux vitesses. La pale (figure 3.13 b) peut tourner aussi à deux vitesses avec un axe rotatif excentré par rapport à celui de la cuve. La vitesse de la cuve et de la pale n'est pas affectée par le volume du mélange. En effet, avec un volume élevé de mélange ou un grand dosage de fibre et à cause du frottement plus intense, le malaxeur s'échauffe significativement car il a besoin d'une intensité élevée de courant pour conserver la même vitesse de rotation de la pale et de la cuve. Par ailleurs, la forme des couteaux de la pale est efficace et ne provoque pas un effet de compactage de fibres entre les couteaux et le fond de la cuve.



(a) (b)

Figure 3.13 : Malaxeur Eirich, (a) Vue générale, (b) Vue de la pale

Pour la fabrication de notre BFUP, on a laissé la cuve et la pale tourner en sens opposés. Ceci maximise l'efficacité du malaxage. Par contre, cela peut causer un problème d'homogénéisation des fibres (Parant, 2003).

Une multitude de paramètres affectent la performance du malaxage: la dimension de la cuve, la forme de la pale et les vitesses de rotation, le volume de la gâchée, le temps

de malaxage, l'élancement et le dosage des fibres, le sens de rotation de pale contre la cuve. Une fois ces paramètres contrôlés, le produit final du malaxage doit avoir une bonne rhéologie, être homogène et présenter une température adéquate (faible augmentation s'il y a lieu).

Les six différents constituants du BFUP (eau, superplastifiant, ciment, fumée de silice, sable et fibres) sont introduits à la main. La manipulation des fibres était difficile à cause de l'enchevêtrement lors de leur introduction dans la cuve et de la forme très effilée des fibres. La séparation de fibres avant de les ajouter dans le mélange est très importante pour éviter l'accumulation des fibres en oursins dans le mélange et pour avoir une bonne orientation des fibres.

On a trouvé que l'étalement était supérieur quand on mélange la moitié de l'eau avec le superplastifiant au lieu d'ajouter toute l'eau avant le superplastifiant. Par contre, l'étalement était inférieur quand on mélangeait entièrement le superplastifiant avec l'eau. Mais les différences sont faibles généralement.

Le malaxage avec les fibres doit être bref, sinon des problèmes de ségrégation surviennent. Si on malaxe trop le matériau avant l'ajout des fibres, sa température s'élève rapidement. La température de mélange était généralement autour de 32 °C quand la température ambiante était de 23 °C. Cette valeur est relativement élevée à cause de la durée prolongée de malaxage et la grande concentration de fibres.

La procédure adoptée du malaxage est démontrée au tableau 3.13. On fabrique d'abord la matrice à ultra haute performance et ensuite on incorpore les fibres métalliques.

Tableau 3.13 : Séquence de malaxage du béton fibré à ultra haute performance

Opération	Durée (secondes)
Incorporer la fumée de silice et le ciment dans le malaxeur (cuve et pale à vitesse lente)	60
Ajouter le sable (cuve et pale à vitesse lente)	60
Ajouter l'eau et superplastifiant dans la cuve (cuve et pale à vitesse lente)	30
Malaxage (cuve à vitesse rapide et pale à vitesse lente)	180
Ajouter les fibres dans la cuve (cuve et pale à vitesse lente)	30
Malaxage (cuve à vitesse rapide et pale à vitesse lente)	90

Lorsqu'on augmente la durée du malaxage on constate que l'étalement augmente faiblement et que le mélange devient plus chaud. En pratique, une minute de malaxage pour les fibres est suffisante. Cependant, pour avoir une meilleure homogénéité, on a prolongé un peu le temps du malaxage quand le volume de gâchée était élevé.

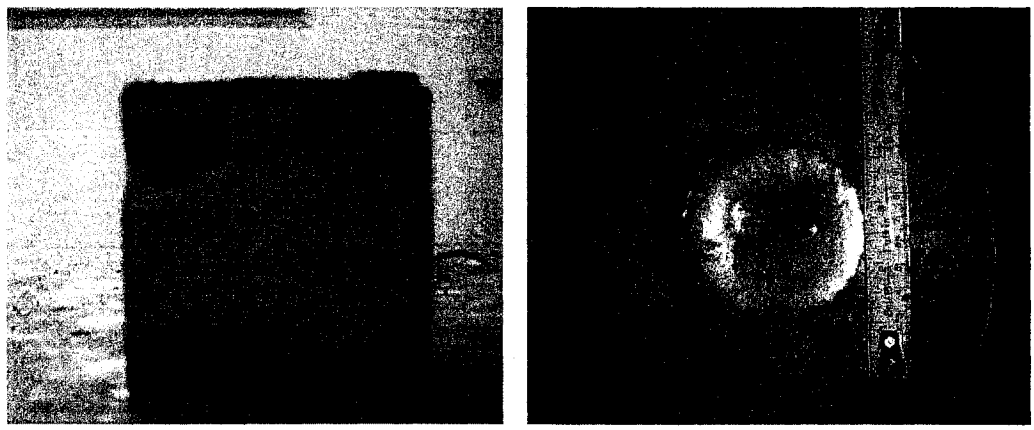
3.4 MISE EN ŒUVRE ET CURE

La mise en œuvre des BFUP a été principalement basée sur des expériences européennes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Une bonne mise en œuvre est essentielle pour le béton fibré car les caractéristiques mécaniques sont dépendantes de la distribution et de l'orientation des fibres. L'objectif est donc d'orienter les fibres dans la direction des contraintes principales de l'élément en béton à fabriquer.

Divers types de moules ont été utilisés (plastique, cuivre et bois). Les moules en cuivre étaient plus performant car ils donnent des surfaces très lisses. Tous les moules sont préalablement huilés pour faciliter le décoffrage. Puisque la matrice est très collante, l'huile est très importante pour le décoffrage et pour avoir des surfaces lisses. Par contre, si on met trop d'huile, elle peut se mélanger avec la matrice fluide et nuire à la résistance mécanique des spécimens.

Quatre points méritent d'être soulignés. Le premier point est l'importante accumulation de bulles d'air au-dessous de la surface libre des spécimens sans fibres (figure 3.14). En effet, ces bulles sont dues au mode de séchage des spécimens lorsque la surface de l'échantillon est laissée en contact avec l'air. Quand la surface est en contact avec l'air, elle durcit très rapidement (avant le reste du spécimen) et empêche les bulles d'air de sortir du mélange. La fluidité élevée du mélange et le surdosage en superplastifiant amplifient le phénomène. Par contre, pour le béton fibré, l'ampleur de ce phénomène diminue parce que les bulles d'air restent davantage emprisonnées dans la matrice. Pour éviter l'accumulation de bulles d'air sous la surface libre, on a mis une bâche en plastique au-dessus des spécimens après le coulage. Les bulles d'air sortent ainsi des spécimens par la surface libre et créent une déformation à la surface (figure 3.15). La concentration des bulles d'air à la surface du spécimen a un effet défavorable pour les propriétés mécaniques, la perméabilité, la résistance au gel-dégel et affecte la forme de du spécimen.



(a) (b)

Figure 3.14 : L'accumulation des bulles d'aire au-dessous de la surface du spécimen en béton sans fibre et non couverte par une bâche en plastique

(a) spécimen cubique 50x50x50mm, (b) spécimen cylindrique de 50 mm de diamètre et 100 mm d'hauteur

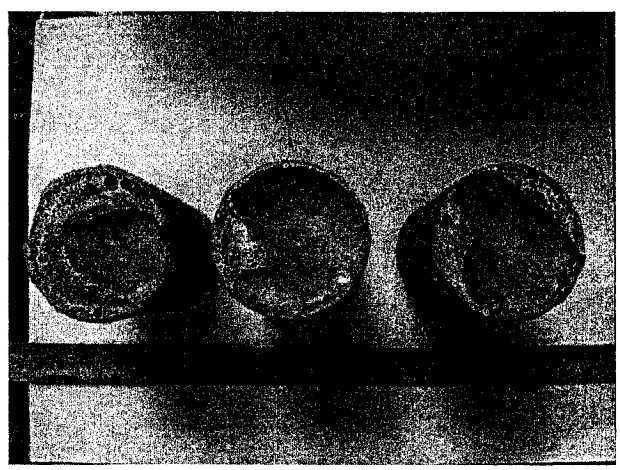
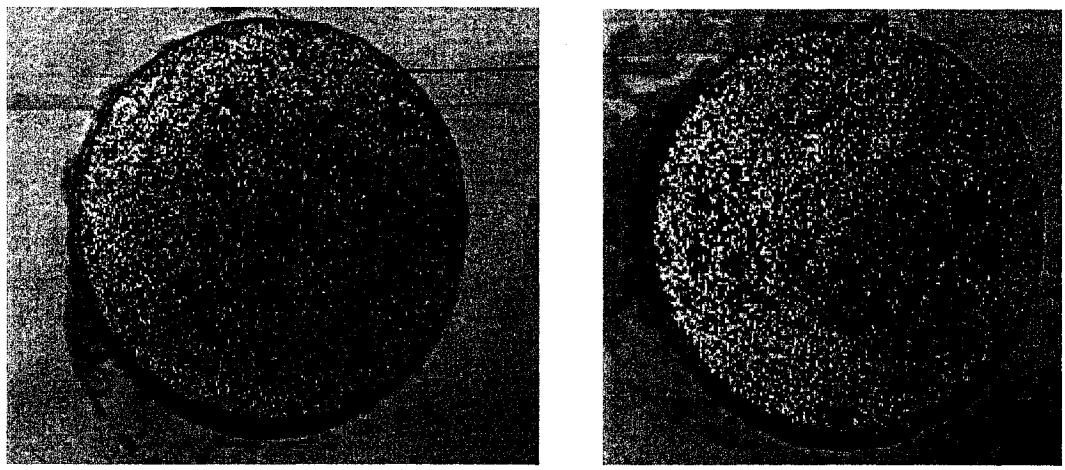


Figure 3.15 : La surface déformée à cause d'accumulation des bulles d'air à la surface du spécimen couvert par une bâche en plastique après le coulage

Le deuxième point important est la plus faible concentration des fibres à la surface supérieure des spécimens cylindriques. À cause de la fluidité du mélange, les fibres plongent dans le mélange. La distribution est acceptable à différents niveaux de

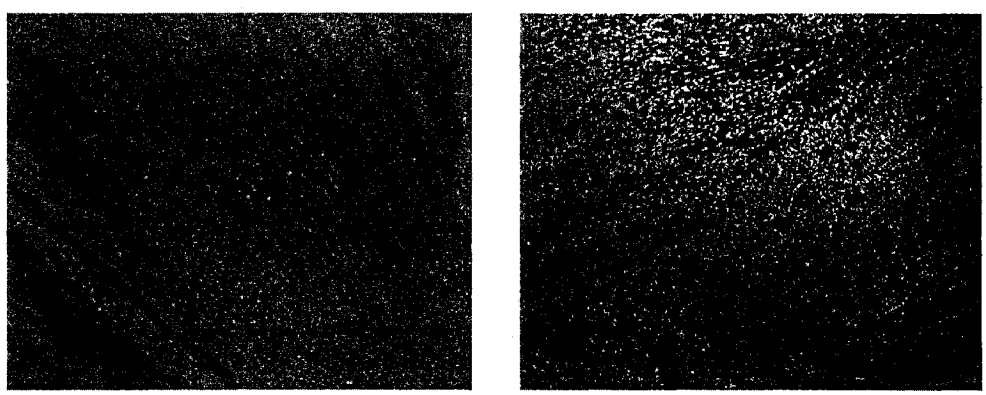
spécimen, bien qu'il y ait une concentration plus élevée pour les couches inférieures de spécimen (figure 3.16).



(a) (b)

Figure 3.16 : Une tranche de 50mm prise du spécimen cylindrique avec des fibres (a) le côté en haut, (b) le côté en bas

Le troisième point à mentionner est que le volume des bulles d'air est plus grand dans les spécimens avec fibres que les spécimens sans fibres (figure 3.17). Donc, les fibres entraînent davantage les bulles d'air et les empêchent partiellement de sortir du spécimen avant la prise.

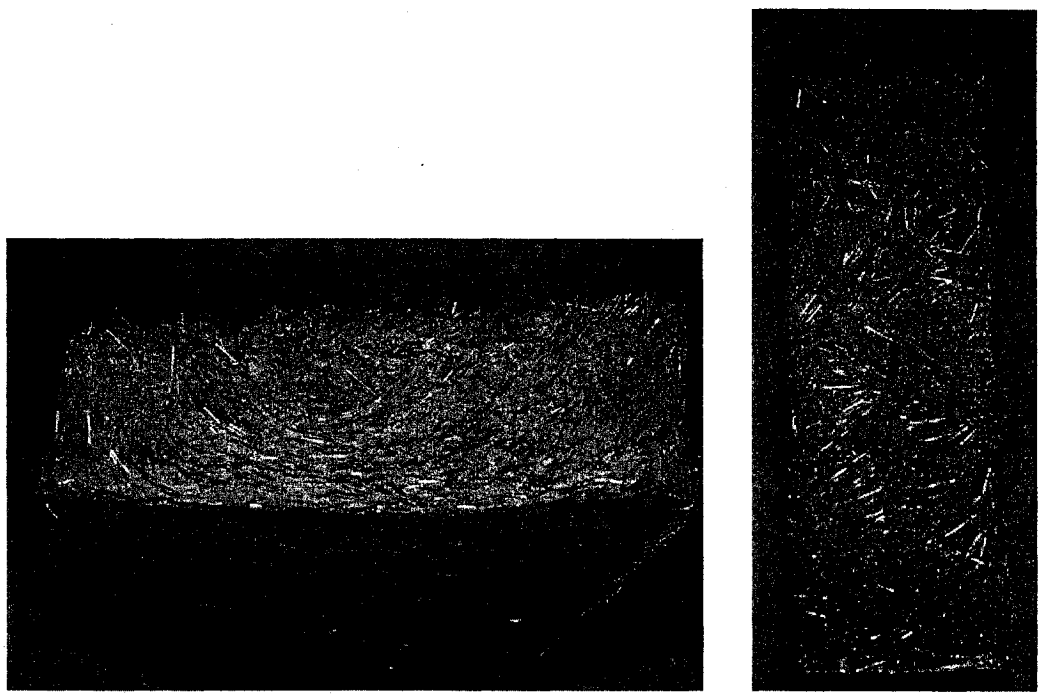


(a) (b)

Figure 3.17 : Deux sections dans des spécimens cylindriques

(a) matrice optimisée sans fibres, (b) matrice optimisée avec 5% des fibres

Le quatrième point qu'il importe de mentionner est que la distribution des fibres est généralement plus parallèle à la surface libre qu'ailleurs dans le spécimen à cause de la vibration ou de la finition de la surface (figure 3.18). La direction de remplissage affecte directement le comportement des éléments fibrés, il est donc important de le considérer lors de la fabrication des spécimens.



(a) (b)

Figure 3.18 : La distribution des fibres dans la section de la rupture en flexion
(a) spécimen coulé horizontalement, (b) spécimen coulé verticalement

Le remplissage doit conserver l'homogénéité du mélange, éviter les jonctions et aligner les fibres selon les contraintes principales prévues. De plus, il doit être fait rapidement pour éviter la ségrégation.

Pour le remplissage des moules pour l'essai de flexion, on utilise idéalement une pelle dont la largeur est similaire à celle du moule à couler (figure 3.19 a). On remplit la pelle et on la fait glisser le long du moule pour remplir une couche complète du

moule. La figure 3.19 b montre un mauvais écoulement du mélange dans le spécimen car l'orientation des fibres est moins adéquate.

(a) (b)

Figure 3.19 : Méthode de coulage des prismes, (a) bonne, (b) mauvaise

On fait le remplissage en deux temps avec une vibration externe du moule de 30 secondes après chaque couche. Le moule non bridé est mis sur une table vibrante. Les caractéristiques de la table vibrante, la durée de vibration, le bridage du moule, la viscosité de mélange et le dosage en fibres affectent l'efficacité de la vibration et la tendance des fibres à s'orienter ou descendre vers le bas. Cependant, pour une technique similaire, Parant (2003) a constaté que la vibration a peu d'influence sur l'enchevêtrement du réseau de fibres.

Pour des géométries plus complexes que les spécimens de l'essai de flexion à quatre points, il devient très difficile de prédire l'orientation des fibres durant l'écoulement de BFUP.

Plus le pourcentage de fibre est élevé, plus la mise en œuvre est difficile et plus le contrôle de l'orientation est difficile. Également, plus le béton est autoplaçant, plus on peut orienter les fibres et plus la mise en œuvre est critique. Par contre, si le béton

n'est pas autoplaçant, le mélange va être homogène mais l'orientation des fibres sera aléatoire.

Après la fabrication, on installe sur les spécimens un film de polyéthylène pour 24 heures (jusqu'à la fin de la prise), après on démoule les spécimens et on les met dans une chambre humide jusqu'aux échéances des essais.

3.5 PROPRIÉTÉS À L'ÉTAT FRAIS

Les propriétés à l'état frais du BFUP de 5 % de fibres sont présentées dans cette section. La composition de ce matériau est décrite en détail à la section 3.2.3.3.2.

3.5.1 Étalement et affaissement

L'étalement et l'affaissement de cône d'Abrams [ASTM C 143/C 143M - 98] du BFUP sont respectivement de 665 mm et 250 mm. Ces caractéristiques en font un matériau autoplaçant.

3.5.2 Essai de calorimétrie

Le dégagement de chaleur lié à la réaction d'hydratation du béton induit une élévation de température qui dépend du type de liant (ciment, ajout minéraux), de l'épaisseur et de la géométrie de l'élément en béton considéré.

Les buts de cet essai sont d'évaluer le dégagement de chaleur d'hydratation d'un béton dans le calorimètre semi-adiabatique, et en utilisant des modèles mathématiques (le modèle Danois pour l'évolution de la chaleur d'hydratation et le modèle d'Arrhenius pour présenter la maturité du béton), on trace le dégagement de chaleur en conditions adiabatiques (sans perte thermique). Ce dégagement de chaleur en conditions adiabatiques est utilisé pour comparer les différents matériaux et il est utilisé aussi

dans des simulations numériques permettant l'évaluation de l'échauffement d'un élément en béton à construire (Charron, 2005).

La figure 3.20 présente le montage expérimental. Un moule en plastique de 150 mm de diamètre et de 300 mm de hauteur est entouré d'une isolation thermique (Styrofoam), le tout placé dans un tuyau plastique ou en bois de 450 mm de diamètre. Un thermocouple est placé au milieu du cylindre, dans le béton frais, un autre est placé à proximité du moule, en contact avec l'air ambiant. On relève les températures du béton frais et de l'air ambiant jusqu'à ce que la température du béton à l'intérieur du moule soit égale à celle du milieu ambiant.

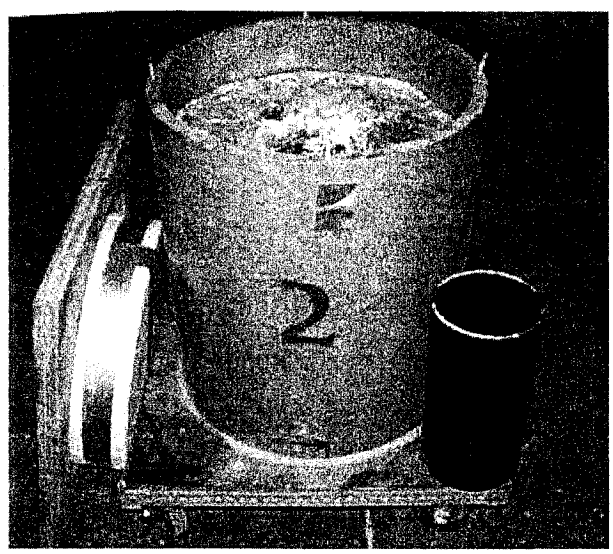


Figure 3.20 : Calorimètre semi-adiabatique

L'analyse des résultats est basée sur les recommandations du comité RILEM TC 119-TCE (1997). Pour calculer le dégagement de chaleur d'hydratation d'un béton dans le calorimètre semi-adiabatique, on doit calculer les coefficients suivants :

3.5.2.1 Coefficient de pertes thermiques du calorimètre - π_t

Ce coefficient est déterminé par une calibration du calorimètre avec de l'eau chaude, sa valeur est obtenue par simulation numérique en ajustant au mieux la courbe des températures calculées avec la courbe des températures mesurées lors de l'essai de calibration. Pour le premier calorimètre, le coefficient de pertes thermiques était π_t = 0.64 [W/m2.°K].

3.5.2.2 Calcul de la capacité calorifique du BFUP - C_v

On calcule la capacité calorifique du béton selon l'équation 3.1 (De Larrard, 1999). Le tableau 3.14 démontre que la capacité calorifique du béton est égale à 2590 (kJ/m^3.K).

$$Cv = \sum_i C_{vi} \cdot m_i \tag{3.1}$$

Où : Cv : La capacité thermique du béton (kJ/m^3.K)

M_i : Masse des composants du béton (kg/ m^3)

C_{vi} : La capacité thermique de chaque composante (kJ/kg.K)

Tableau 3.14 : Calcul de la capacité calorifique du BFUP avec 5% de fibres

Composantes	Masse (kg/m^3)	Capacité thermique (kJ/kg.K)	C_{vi}.mi
Ciment	1075	0.76	817.0
Fumée de silice	161	0.73	118
Agrégats	645	0.84	542
Eau	221	4.19	924
Adjuvant	45	4.19	190
fibre	390	0.452	176
Cv ((kJ/m^3.K) =			2590

Les valeurs de la capacité thermique des composantes sont extraites des travaux de De Larrard (1999).

3.5.2.3 Degré d'hydratation maximal

On peut calculer le degré d'hydratation maximal du béton selon l'équation 3.2 (Schindler, 2005).

$$\alpha_m = \frac{1.031.w/c}{0.194 + w/c} \tag{3.2}$$

On trouve selon l'équation 3.2 que le degré d'hydratation maximal est 0.52 (on a ajouté la quantité de la fumée de silice avec celle du ciment pour le calcul de w/c).

Selon la procédure proposée par Jensen (2001), on a trouvé que le degré d'hydratation maximal est 0.58. Donc, on a pris la valeur moyenne de 0.55 pour notre analyse.

3.5.2.4 Calcul de la chaleur totale dégagée par le béton - H_T

On calcule la chaleur totale dégagée par le béton selon l'équation 3.3.

$$H_T = H_{ciment} \cdot m_{ciment} + H_{fumée} \cdot m_{fumée} \tag{3.3}$$

Où : H_T : Chaleur totale d'hydratation dégagée par le béton (kJ/m^3)

$H_{fumée}$: Chaleur totale d'hydratation dégagée par la fumée de silice (kJ/kg).

H_{ciment} : Chaleur totale d'hydratation dégagée par le ciment (kJ/kg)

m_{ciment} : Masse du ciment (kg/m^3)

$m_{fumée}$: Masse de la cendre volante (kg/m^3)

Le tableau 3.15 démontre que la chaleur totale dégagée par le BFUP est de 254 541 (kJ/m^3). Dans le calcul la valeur de la capacité thermique du ciment a été obtenue du fabricant, et celle de la fumée de silice a été tirée des travaux de Waller (2000). Les résultats de l'essai de calorimétrie et la modélisation sont montrés aux figures 3-21 et 3-22.

Tableau 3.15 : Calcul de la chaleur totale dégagée par le béton avec fibres

Composantes	Masse (kg/m3)	Chaleur d'hydratation (kJ/kg)	HTi.mi
Ciment	1075	300	322511
Fumée de silice	161	870	140292
HT (kJ/m^3)			462803
α_m.HT (kJ/m^3)			254541

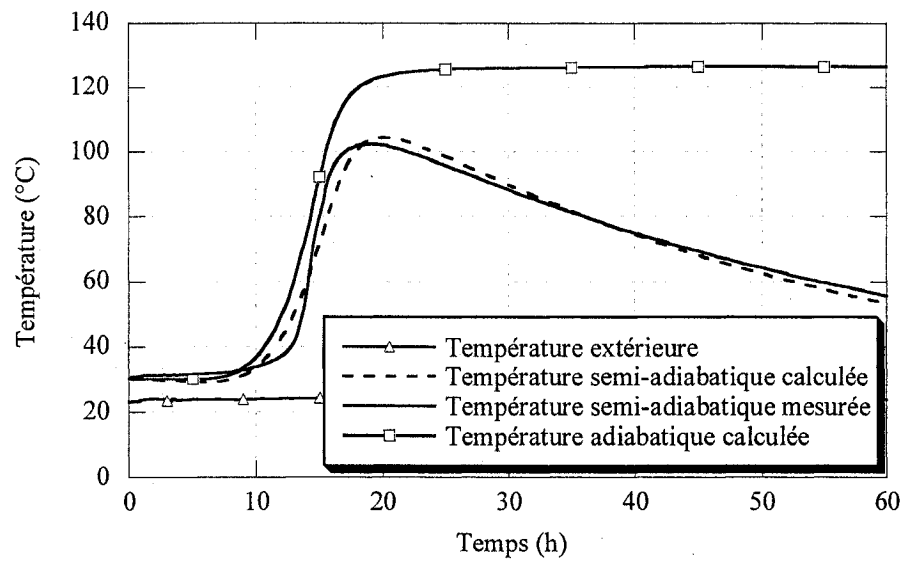


Figure 3.21 : Évolution de la température adiabatique et semi-adiabatique

La figure 3.21 montre que la période dormante de notre BFUP est d'environ dix heures et que la température semi-adiabatique atteint le 100 °C dans le calorimètre. Selon notre modélisation, la température adiabatique atteindrait 126 °C si les pertes thermiques du calorimètre étaient nulles.

La figure 3.22 montre l'évolution de la chaleur cumulative d'hydratation du BFUP, celle-ci atteint 250,000 kJ/m^3 après 60 heures d'hydratation. En comparaison avec la chaleur cumulative d'hydratation d'un béton conventionnel (80,000 à 120,000 kJ/m^3), on constate une grande différence entre le BFUP et le béton conventionnel. Ceci s'explique d'une part parce que la pâte contient plus de ciment en proportion, et

d'autre part parce que le volume de pâte est plus élevée dans le BFUP (71 % pour le BFUP et environ 30 % pour le béton conventionnel). Enfin, l'eau, présente en grande quantité dans le BFUP étant donné le volume de pâte important, est le constituant le plus significatif dans le calcul de la capacité calorifique du béton (capacité thermique la plus élevée).

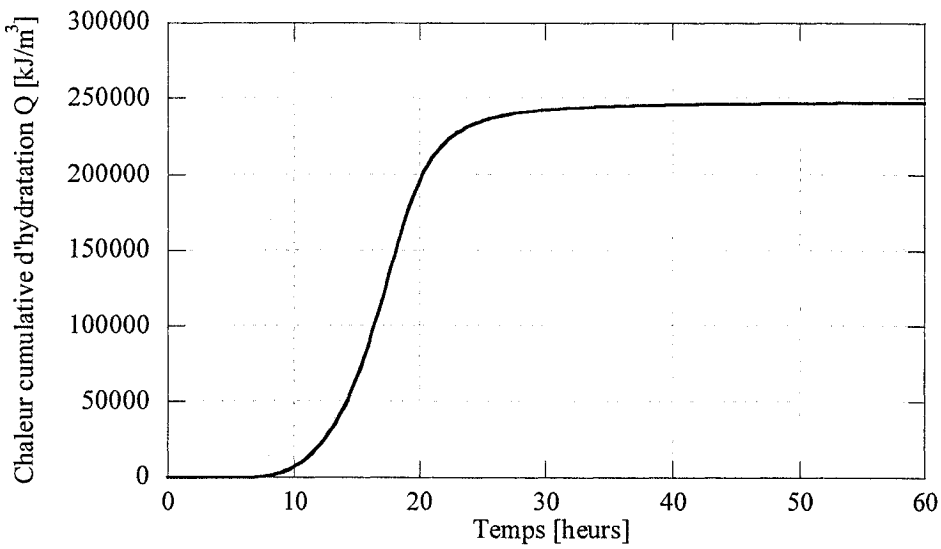


Figure 3.22 : Évolution de la chaleur cumulative d'hydratation

3.6 PROPRIÉTÉS À L'ÉTAT DURCI

Les propriétés à l'état durci du BFUP de 5% de fibre ont été résumées dans un article commun avec l'Université de Toronto. En effet, des chercheurs de cette institution ont effectués des travaux de mise au point d'un BFUP avec des matériaux disponibles à Toronto en parallèle à l'étude réalisée à l'École Polytechnique de Montréal. L'article présente les caractéristiques des BFUP développés dans chaque institution ainsi qu'une analyse des résultats. Cet article a été soumis pour publication dans la *Revue Canadienne de Génie Civil* en février 2007. Le texte intégral de l'article est reproduit à l'annexe A.

3.6.1 Masse volumique

La masse volumique du BFUP a été calculée en divisant la masse d'un spécimen par son volume. Pour le BFUP de 5% de fibres, la masse volumique était 2600 kg/m^3, tandis que, pour le BFUP de 0% de fibres, la masse volumique était 2300 kg/m^3.

3.6.2 Essai de compression

Le tableau 3.16 présente la résistance à la compression de spécimens cylindriques de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur du BFUP de 5% de fibres aux différents âges de 7, 15, 28, et 90 jours (ASTM C 39/C 39 M - 99). On constate que la résistance à la compression du BFUP se stabilise à l'âge de 28 jours. De plus, la résistance à 7 jours du BFUP est 74% de la résistance à 28 jours.

Tableau 3.16 : Résistance à la compression du BFUP de 5% de fibres 10 mm aux différents âges

Âge [jours]	Nombre de spécimens [-]	Résistance à la compression [MPa]
7	3	90
15	3	104
28	3	121
90	3	125

La résistance à la compression à 28 jours (121 MPa) est plus faible que celle du BFUP typique européen qui a une résistance à la compression autour de 160 MPa (Richard et al, 1995 et Wuest, 2004). La faible résistance à la compression de notre BFUP est attribuée à la composition du ciment qui est moins adaptée pour la production du BFUP avec un faible rapport eau/liant que le ciment utilisé en Europe.

3.6.3 Essai de flexion à quatre points

Pour déterminer les propriétés du BFUP en traction, on a utilisé l'essai de flexion à quatre points (adopté de ASTM C 78 - 94). Le montage de l'essai de flexion à quatre points est montré à la figure 3.5, où le système d'appui permet un déplacement libre du spécimen parallèlement à sa longueur. L'essai a été réalisé avec une vitesse de flèche moyenne au centre du spécimen de 0.3mm/min. La mesure de la flèche a été faite par deux capteurs LVDT au centre du spécimen fixés sur un cadre qui permet de supprimer les déplacements parasites aux appuis (Wuest, 2003).

Le module de rupture (MOR) est calculé selon l'équation (3.4) en supposant que le comportement du béton est linéaire élastique. Pour des matériaux avec un comportement hautement non-linéaire comme le BFUP, les valeurs de MOR ne reflètent pas une réalité physique, mais le module de rupture permet de comparer les différents types de BFUP.

$$MOR = \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2} \tag{3.4}$$

où :

MOR [MPa]: module de rupture;

F [N]: force appliqué totale;

L [mm]: travée;

b [mm]: largeur du spécimen;

h [mm]: épaisseur du spécimens.

Les essais de flexion à quatre points ont été réalisés sur des plaques du BFUP de 5% de fibres aux âges de 7, 15 et 28 jours (coulé verticalement par le côté long). Les dimensions de ces plaques sont 600 mm de longueur, 50 mm d'épaisseur et 150 mm de largeur. La distance entre les appuis du spécimen est 450 mm et la distance entre les appuis supérieurs qui appliquent la charge est 150 mm (le tiers de la portée). Les

courbes de module de rupture - flèche sont présentées à la figure 3.23. Les valeurs moyennes de MOR et les coefficients de variation sont présentées au tableau 3.17.

Tableau 3.17 : Modules de rupture des spécimens prismatiques de 600x150x50 mm du BFUP de 5% de fibres soumis à l'essai de flexion à quatre points

Âge (jours)	Nombre de spécimens [-]	Module de rupture (MOR) (MPa)	Coefficient de variation %
7	3	12.5	2.87
15	3	15.9	5.60
28	3	22.5	3.63

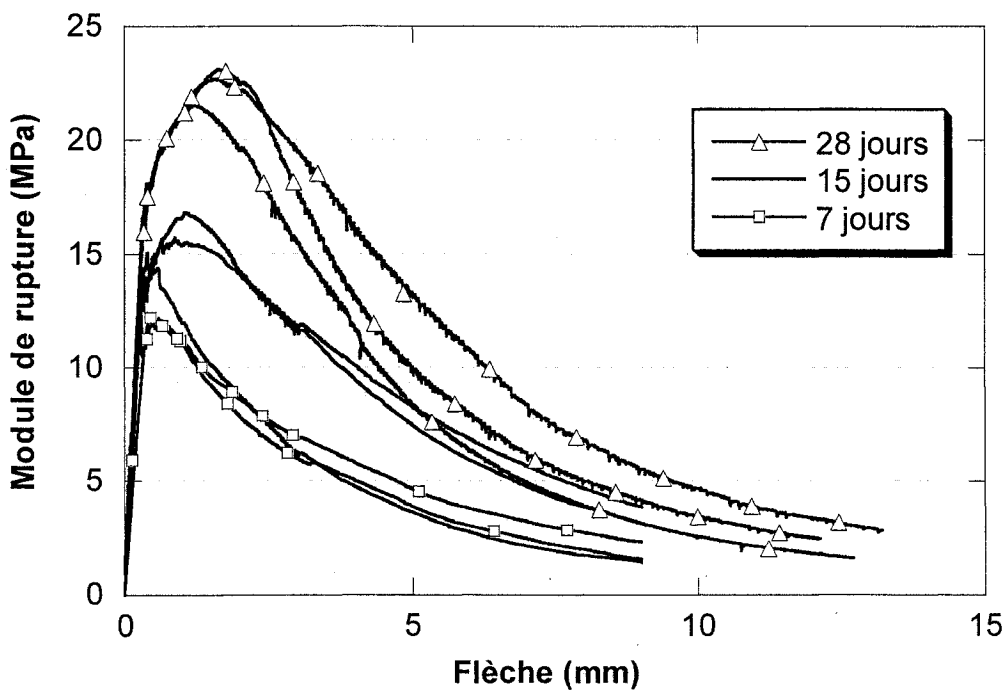


Figure 3.23 : Courbes de module de rupture-flèche des spécimens prismatiques (600x150x50mm) du BFUP de 5% de fibres aux différents âges

On constate au tableau 3.17 que la valeur de MOR à 28 jours du BFUP étudié est comparable à la valeur MOR=26.5 MPa qui a été obtenue par Wuest (2004) pour un spécimen avec le même taille, le même montage d'essai et le même type de fibre.

3.6.4 Essai de la perméabilité d'ion de chlorure

La matrice dense du BFUP évite la pénétration des agents agressifs, donc elle travaille comme une couche d'étanchéisation qui augmente la durabilité des structures en BFUP.

La perméabilité des ions de chlorure est estimée par l'essai de la pénétration rapide de chlorure (ASTM C 1202 - 97). Cet essai consiste à mesurer le courant électrique qui passe dans des spécimens cylindriques (rondelle) de 51 mm d'épaisseur et de 102 mm de diamètre pendant six heures. La différence potentielle de 60 V dc (courant continu) est maintenue à travers les extrémités du spécimen. Une de ces extrémités est plongée dans une solution de chlorure de sodium, et l'autre dans une solution d'hydroxyde de sodium. On détermine la charge totale qui passe en Coulombs (ampère-seconde) qui représente la résistance du spécimen à la pénétration des ions de chlorure.

Cet essai a été fait sur des spécimens de la matrice optimisée C-FS-S: 1-0.15-0.6 sans fibres parce que le courrant électrique mesuré pendant l'essai est influencé par la conductivité des fibres métalliques. La valeur obtenue pour le BFUP sans fibres est 88 et 33 Coulombs à l'âge de 28 et de 90 jours respectivement. Ces valeurs sont très faibles et près de l'erreur initiale de l'appareil de l'essai. Le BFUP présente donc une excellente résistance à la pénétration des ions de chlorure.

3.6.5 Essai de gel-dégel

L'objectif de cet essai est de déterminer la résistance des spécimens du béton aux cycles rapides de gel et dégel. L'essai de gel-dégel (ASTM C 666/C 666 M - 03

procedure A) consiste à faire une cure des spécimens prismatiques 410 x 100 x 75mm pendant 14 jours dans l'eau saturée en chaux à une température de 23 ± 2°C. Ensuite, les spécimens subissent des cycles de gel et dégel dans l'eau (figure 3.24). On prend des mesures à chaque 36 cycles jusqu'au 300 cycles ou jusqu'à ce que le module d'élasticité dynamique relatif atteigne 60% de la valeur initiale. On a mesuré le module d'élasticité dynamique en utilisant la vitesse du son dans le béton (ASTM C 597-83).

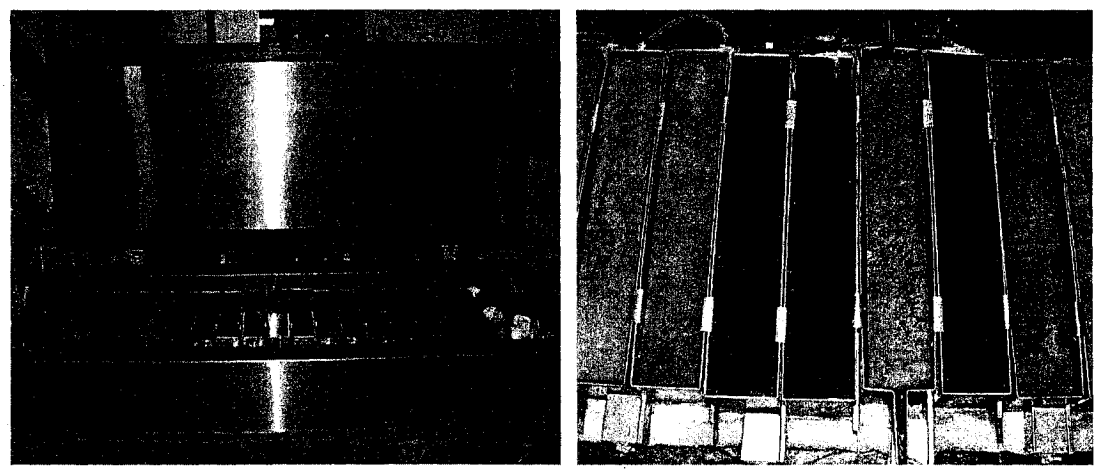


Figure 3.24 : Appareil de gel-dégel avec les récipients qui contiennent les spécimens du béton

L'évolution de la durabilité du spécimen est estimée par le calcul du module d'élasticité relatif (%) par rapport à la valeur initiale chaque 36 cycles jusqu'aux 300 cycles de gel-dégel. Pour le BFUP, le changement du module d'élasticité était négligeable après 300 cycles de gel-dégel, donc le facteur de durabilité du BFUP étudié était 100%. Ceci démontre que le BFUP présente une résistance exceptionnelle aux cycles de gel/dégel.

3.7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Suite à notre programme expérimental, on a réussi à développer un béton fibré à ultra haute performance (BFUP) avec des matériaux disponibles localement. Les caractéristiques de la composition de la matrice sont : C-FS-S : 1-0.15-0.6, E/L de 0.2 et 5 % de fibres métalliques. Ce BFUP a une excellente résistance à la compression de 121 MPa à 28 jours et un module de rupture élevé de 22.5 MPa à 28 jours. Également, ce matériau possède une durabilité très élevée aux conditions de gel-dégel et à la pénétration des ions chlorure. Par contre, ce matériau est cher à cause du prix des fibres et le grand dosage du ciment. De plus, la chaleur dégagée par son hydratation est presque le double de celle d'un béton conventionnel. Enfin, sa fabrication et sa mise en œuvre particulières limitent son utilisation à des applications adaptées.

Le ciment est le matériau le plus critique dans la fabrication du BFUP parce que le ciment assure la résistance et la maniabilité élevées du produit final. Le superplastifiant a également un rôle essentiel dans la fabrication du BFUP parce qu'il permet de diminuer le rapport E/L au minimum pour obtenir des propriétés exceptionnelles et conserver un comportement autoplaçant. Présentement les adjuvantiers sont très actifs à améliorer leurs produits, donc il y a beaucoup de nouveaux produits susceptibles d'être utilisés. Cependant, on doit être prudent avec l'utilisation des nouveaux superplastifiants parce qu'on ne connaît pas tous leurs effets sur le béton et l'acier d'armature à court et long terme. D'autre part, le sable et la fumée de silice sont moins critiques dans la fabrication du BFUP.

Les fibres droites ayant 10 mm de longueur n'ont pas des crochets et elles ont une surface lisse qui réduit l'ancrage de ces fibres dans la matrice cimentaire. Par conséquent, le mode de rupture d'un élément fabriqué avec notre BFUP est le déchaussement des fibres. La résistance élevée en traction de ces fibres n'est donc pas utilisée au maximum, ce qui diminue l'efficacité de ces fibres contrairement à

l'armature dans le béton armé ou les macros fibres avec des crochets où le mode de rupture prévu est la plastification de l'armature ou la rupture des macros fibres.

La perte de maniabilité du BFUP au cours de la première heure de la fabrication est un facteur très important pour pouvoir utiliser nos matériaux dans l'industrie. Ce sujet n'a pas été traité en détail au sein de ce projet et pourrait faire l'objet de travaux approfondis.

Les essais rhéologiques sont indispensables pour l'optimisation du BFUP, le choix des matériaux, la détermination de leurs dosages et pour éviter l'incompatibilité chimique ciment-fumée de silice d'une part et ciment-adjuvant d'autre part. Par contre, l'utilisation des modèles théoriques pour l'optimisation est limitée à cause de la difficulté à obtenir les courbes granulométriques des ultrafines (Parant, 2003).

Pendant la mise au point du BFUP, il aurait été bien de caractériser les matériaux individuellement dans des mélanges d'essai en diminuant les constituants entrants dans le mélange : par exemple le ciment avec l'eau seulement pour choisir le ciment, le ciment avec l'eau et la fumée de silice seulement pour choisir la fumée de silice, le ciment avec l'eau et le sable seulement pour choisir le sable. En effet, ceci pourrait faciliter le choix des matériaux et à caractériser leur effet individuel. Ceci peut être utile en cas de changement de propriétés avec le temps ou en cas de changement de la composition. Ensuite, la réalisation de mélanges normaux avec les matériaux choisis (le ciment, le superplastifiant, le sable et la fumée) permet de savoir s'il y une incompatibilité chimique entre eux et ensuite de faire l'optimisation.

L'essai d'étalement au mini cône est représentatif pour une matrice sans fibres. Mais il devient moins représentatif quand on ajoute des fibres (préférable d'utiliser le cône d'Abrams), surtout avec un fort dosage en fibres. Pour parfaire l'étude du

comportement rhéologique du béton frais, il serait bien d'utiliser d'autres appareils tels que le rhéomètre, la boîte en L (L - box) et le maniabilimètre.

L'essai de compression pour la matrice sans fibres sur des cubes de 50x50x50 mm est représentatif, mais il devient moins représentatif lorsqu'on ajoute des fibres car généralement la dispersion des résultats avec les cubes est élevée. Pour l'étude de béton avec fibres, il est préférable d'utiliser des cylindres de 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur.

Plusieurs propriétés dans le BFUP comme l'imperméabilité élevée de la pâte, la résistance élevée à la compression, la résistance élevée au gel-dégel, etc. ne sont pas dues à la présence des fibres métalliques. Par contre, le BFUP sans fibres est très fragile du fait que les fibres augmentent la ductilité, la résistance en flexion et en cisaillement et donnent une comportement écrouissant et adoucissant remarquables en traction. Cependant, on peut utiliser du BFUP sans fibres dans plusieurs applications structurales en profitant de sa résistance élevée en compression, en le combinant avec une armature ou une précontrainte conventionnelle ou avec un petit pourcentage de fibres métalliques pour augmenter la ductilité. Également, on peut l'utiliser avec d'autres types de fibres comme des fibres organiques ou minérales pour augmenter la ductilité de ce matériau. D'un autre côté, on peut diminuer le rapport E/L du BFUP à moins de 0.2 si le dosage de fibres est inférieur à 5 % et par conséquent obtenir des propriétés plus avantageuses.

Les règles utilisées pour la fabrication et la mise en œuvre du BFUP sont basées sur des observations plutôt que sur des études quantitatives. Ainsi, ce sujet mériterait une étude approfondie, notamment pour identifier l'influence de la vibration et du malaxage sur l'orientation des fibres. De fait, l'orientation des fibres modifie significativement la plupart des propriétés mécaniques du BFUP. Une mauvaise orientation ou homogénéité des fibres par rapport à l'effet des sollicitations

provoquera une rupture en deçà des résistances attendues, conduisant ainsi à une perte effective des fibres et un surcoût de production moins avantageux. Par contre, la distribution aléatoire (sans orientation spécifique) des fibres a aussi des avantages et des applications structurales. Par exemple, si l'élément structural montre une distribution complexe des efforts sous un chargement, présente plusieurs plans de rupture ou est exposé à des sollicitations imprévues, il est très avantageux d'avoir une distribution aléatoire et homogène de fibres dans les trois directions.

CHAPITRE 4

OPTIMISATION DE POUTRES PRÉCONTRAINTES DE PONT

4.1 INTRODUCTION

Bien que l'usage de béton renforcé de fibres (BRF) soit de plus en plus répandu dans différentes applications, sa combinaison avec des torons de précontrainte demeure limitée. Pour un BRF conventionnel, l'apport des fibres est relativement faible mis à part un meilleur comportement post-fissuration en traction (Naaman et al., 1996). Cependant, de nouvelles classes de bétons fibrés (BFHP et BFUP) présentent à la fois une résistance à la compression améliorée ainsi qu'un comportement écrouissant et adoucissant remarquables en traction. Ces propriétés les rendent particulièrement intéressants pour la conception d'applications en béton précontraint. En effet, les éléments structuraux peuvent être optimisés pour prendre avantage des propriétés supérieures de ces nouveaux bétons.

Ce chapitre traite de l'initiation d'un processus d'optimisation pour les poutres précontraintes préfabriquées utilisées dans la conception des ponts afin d'obtenir des dimensionnements économiques et durables. Le BFUP sélectionné dans l'étude

présente une faible perméabilité à l'eau à l'état fissuré, ceci a donc permis d'envisager l'usage de précontrainte partielle avec fissuration sous les charges vives sans conséquence néfaste pour la durabilité des poutres.

Ce chapitre compare la performance d'un pont dimensionné avec 4 classes de béton différentes : un BHP-50MPa, un BFHP-50MPa, un BFHP-90MPa et un BFUP-150MPa contenant respectivement 0, 1, 1.25 et 6 % de fibres métalliques (proportion volumique). La comparaison est réalisée pour un pont de référence de 2 travées continues comprenant une dalle de béton mise en place sur 6 poutres précontraintes de type NEBT. Les paramètres considérés dans cette étude concernent uniquement l'optimisation des poutres NEBT, soit le nombre de torons ainsi que la taille et le nombre de poutres. Le comportement à la flexion de chaque dimensionnement est utilisé comme base de comparaison et a été déterminé avec le logiciel AIS (Bédard et Massicotte, 2001).

4.2 GÉOMÉTRIE DU PONT

Le pont de référence utilisé pour la comparaison des dimensionnements est un pont existant conçu avec des poutres NEBT selon les recommandations du Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6 (CSA, 2000). Le dimensionnement de référence du pont, illustré aux figures 4.1 et 4.2, comprend une dalle de 200 mm et 6 poutres NEBT1600 fabriquées avec un BHP-50. De plus, les caractéristiques des poutres préfabriquées disponibles de type NEBT considérées dans l'étude comparative sont présentées à la figure 4.3.

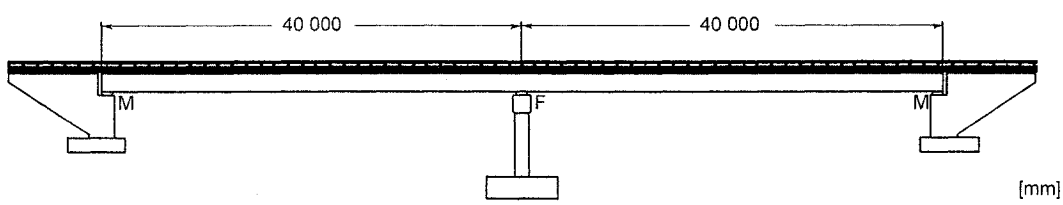


Figure 4.1 : Vue en élévation du pont

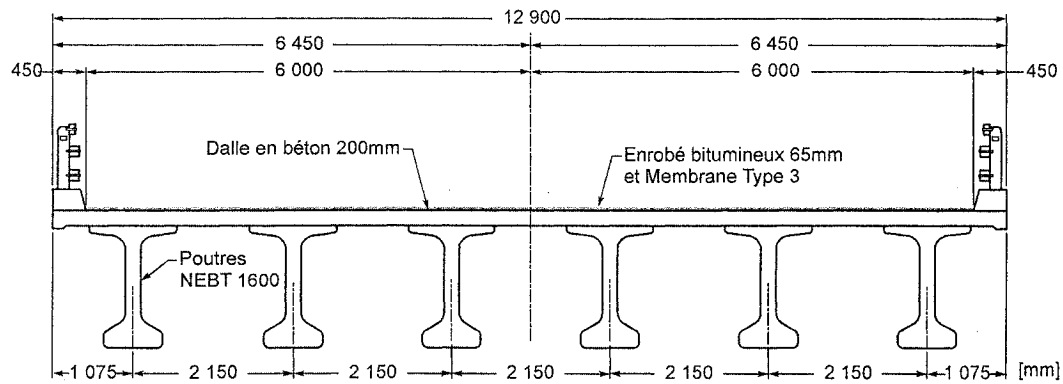


Figure 4.2 : Section transversale du pont

Type	Aire	Yb	Moment d'inertie	Poids linéique
NEBT	$mm^2 \times 10^3$	mm	$mm^4 \times 10^9$	kN/m
NEBT 1000	481	483.2	62.1	11.78
NEBT 1200	517	574.8	99.1	12.67
NEBT 1400	553	667.3	146.5	13.55
NEBT 1600	589	760.9	204.8	14.43
NEBT 1800	625	855.1	274.9	15.31

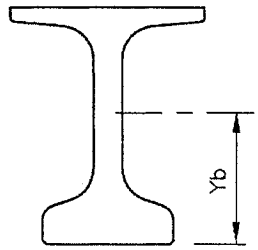


Figure 4.3 : Caractéristiques des poutres préfabriquées disponibles de type NEBT (MTQ, 2003)

4.3 Propriétés des matériaux

Le tableau 4.1 présente les caractéristiques des 4 classes de béton considérées dans l'étude comparative. La composition de ces 4 classes de béton est présentée au tableau 4.2. Les deux bétons de 50 MPa (BHP-50 et BFHP-50) possèdent une composition similaire mise à part un contenu en sable légèrement plus élevé pour le béton fibré (Bastien, 2004). Le BFHP-90 est produit avec des granulats de 10 mm et une teneur en ciment supérieure en comparaison au BHP-50 (Casanova, 1995). Le BFUP-150 est obtenu avec de fortes teneurs en ciment et fumée de silice de même que des granulats de diamètre inférieur à 0,5 mm (Habel, 2004). Ces bétons contiennent des fibres métalliques car leur module élastique élevé limite efficacement l'ouverture des fissures dans le béton durci. La figure 4.4 illustre les courbes contrainte-déformation

en compression des 4 classes de bétons, tandis que la figure 4.5 montre les courbes contrainte-déformation et contrainte-ouverture de fissures en traction.

Tableau 4.1 : Identification et propriétés des classes de béton

Classes de béton	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E_c (GPa)	Fibres (kg/m^3 – longueur et diamètre)	Réf.
BHP 50	50	3.0	31.2	NA	(Bastien, 2004)
BFHP 50	50	3.0	31.2	80 – 60×0.75 mm avec crochet	(Bastien, 2004)
BFHP 90	90	4.0	42.0	100 – 30×0.5 mm avec crochet	(Casanova, 1995)
BFUP 150	150	10.9	48.0	470 – 10×0.1 mm droite	(Habel, 2004)

Tableau 4.2 : Composition des classes de béton

Constituants	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Ciment (kg/m^3)	420	420	430	1105
Eau (kg/m^3)	159	159	170	189
Sable (kg/m^3)	915	890	994	732
Pierre (kg/m^3)	812	812	765	0
Fumée de silice (kg/m^3)	0	0	43	273
Superplastifiant (kg/m^3)	0	0	10.6	35.1
Fibres (% vol.)	0	1.0	1.25	6.0
Rapport E/L (-)	0.38	0.38	0.36	0.14

4.4 CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT SELON LES NORMES

Pour le béton conventionnel, les codes canadiens déterminent les critères de dimensionnement selon 4 états limites :

- État limite d'utilisation : au transfert de la précontrainte et pendant la construction.
- État limite d'utilisation : en service.
- État limite de fatigue.

- État limite ultime.

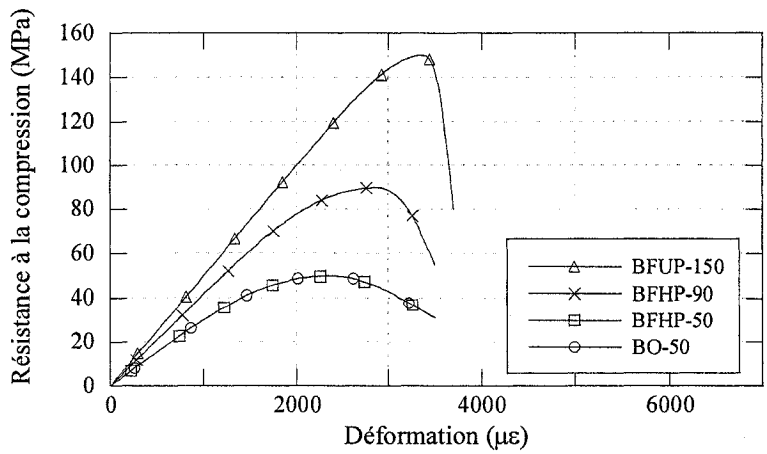
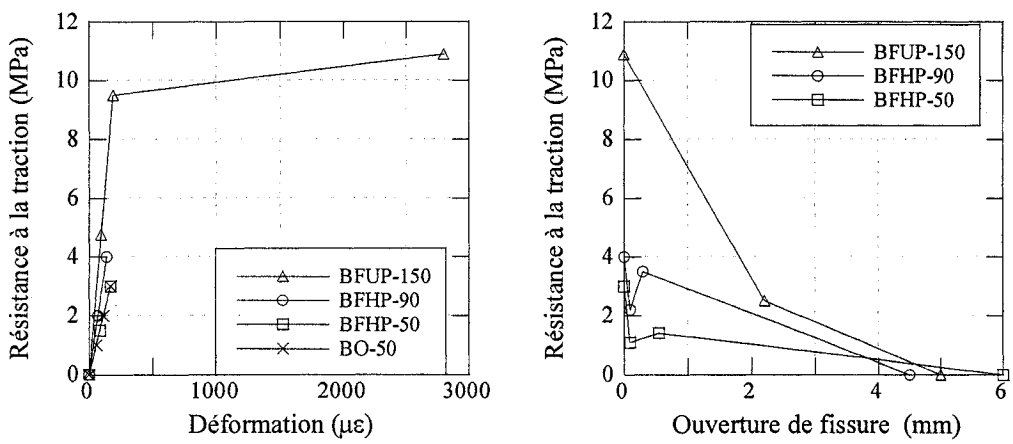


Figure 4.4 : Courbe contrainte-déformation des classes de bétons à l'étude



a) b)

Figure 4.5 : Comportement en traction des classes de bétons à l'étude

a) avant la localisation de la fissuration, b) après la localisation de la fissuration

4.4.1 Au transfert de la précontrainte et pendant la construction

Le MTQ (2003) recommande que la contrainte initiale permise dans le béton, due à la flexion, immédiatement après la relâche des torons respecte les limites suivantes :

Traction : 0.2 $\sqrt{f'_{ci}}$

Compression : 0.6 f'_{ci}

où f'_{ci} est la résistance du béton au transfert de la précontrainte (MPa).

Le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) utilise les mêmes critères mais il utilise le terme de la résistance à la fissuration pour la limite de la traction ($0.5 f'_{cri}$) où f'_{cri} est la résistance à la fissuration au transfert et il est égal à $0.4\sqrt{f'_{ci}}$.

4.4.2 En service

Le MTQ (2003) recommande que la contrainte finale permise dans le béton, due à la flexion, après toutes les pertes de précontrainte, respecte les limites suivantes :

Traction : 0.4 $\sqrt{f'_c}$

Compression : 0.4 f'_c

où f'_c est la résistance du béton à la compression à 28 jours (MPa).

Le Code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) n'impose toutefois pas de limite de traction et de compression en service et réfère à l'article 8.12 (Contrôle de la fissuration) si la traction dépasse f_{cr} (la résistance à la fissuration). Le Commentaire du code (article C8.5.2.2) recommande cependant que les fissures engendrées sous l'action des charges vives se referment sous l'action des charges permanentes.

4.4.3 État limite de fatigue

Le Code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) recommande que la plage de contraintes pour les torons de précontrainte ne dépasse pas 125 MPa dans le cas de rayons de courbure d'au moins 10 m.

4.4.4 États limites ultimes

On doit vérifier que les résistances pondérées soient égales ou supérieures aux sollicitations des charges pondérées.

4.5 CRITÈRES DE CONCEPTION ET HYPOTHÈSES D'ANALYSE

Le critère de conception prépondérant de cette étude est relié au niveau de déformation ou de fissuration admissible en conditions de service (ELUT) pour chaque classe de béton à la fibre inférieure des poutres NEBT. Le tableau 4.3 présente les critères sélectionnés. Les limites choisies pour le BHP-50 sont celles exigées par le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) et le Manuel de conception des structures du Ministère des Transports du Québec (MTQ, 2003) : aucune contrainte de traction n'est permise sous les charges permanentes tandis qu'aucune fissuration n'est tolérée sous les charges vives en conditions de service. Pour les BFHP-50 et BFHP-90, aucune contrainte de traction n'est tolérée sous les charges mortes et la fissuration est acceptée sous les charges vives en conditions de service (précontrainte partielle). Cette dernière hypothèse suppose que les fissures de flexion demeurent fermées sous les charges mortes lorsque les charges de trafic sont nulles. Par ailleurs, le BFUP-150 ne présente aucune fissure localisée avant l'atteinte d'une déformation en traction de 0.25 % (figure 4.5). Avant d'atteindre ce niveau de déformation, la perméabilité à l'eau du matériau est très faible puisque que seules des microfissures avec une ouverture inférieure à 10 microns sont présentes (Charron et al., 2006). En conséquence, les contraintes de traction sont permises dans le domaine élastique sous les charges permanentes et 75 % de la déformation pré-pic est acceptée sous les charges vives en conditions de service. Tous les autres critères de conception spécifiés dans le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) ont également été vérifiés : contrainte de traction et de compression aux fibres inférieures et supérieures des poutres (au transfert de la précontrainte), contrainte de compression admissible (états limites d'utilisation – ELUT), flèche et variation de contrainte dans les torons dans les

sections de béton fissuré sous les charges cycliques induites par les véhicules (états limites de fatigue – ELF), et la capacité portante (états limites ultimes).

Tableau 4.3 : Critères de dimensionnement

Cas de chargement	Critères	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
D	Contrainte de traction	≤ 0	≤ 0	≤ 0	≤ 9.5 MPa domaine élast.
D+L	Contrainte de traction	$\leq 0.4\sqrt{f_c'}$	Fissuration adoucissement	Fissuration adoucissement	Déformation écrouissage
	Ouverture fissure ou déformation	Non permise	$w \leq 0.15$ mm	$w \leq 0.15$ mm	$\varepsilon_t \leq 1875$ με
Fatigue	Contrainte dans Les câbles	N.A.	$\Delta\sigma \leq 125$ MPa		

Note : Contraintes de traction positives.

Pour les conditions impliquant la fissuration du béton (ELUT et ELF), des hypothèses sont requises pour relier une ouverture de fissure à un niveau de déformation. Les relations suivantes ont été utilisées :

$$w = L_r\, \varepsilon \tag{4.1}$$

où ε est la déformation dans la couche à une position donnée et L_r est la longueur de référence évaluée avec :

$$L_r = \min\begin{cases} \text{espacement des étriers} = 200\text{ mm} \\ s_m \\ h/2 \end{cases} \tag{4.2}$$

Dans cette équation s_m représente l'espacement moyen des fissures et h la hauteur de la section. L'espacement des fissures a été déterminé selon la méthode proposée par

Moffatt (Moffatt, 2001) dans laquelle la valeur prescrite par le CEB-FIB (CEB-FIB, 1993) est modifiée pour considérer la présence des fibres :

$$s_m = s_{CEB} \cdot \left(1 - \gamma_f\right) = \left[50 + \kappa_1 \kappa_2 \frac{d_b}{4\rho_r}\right] \cdot \left(1 - \frac{f_{tf}}{f_t^{'}}\right) \tag{4.3}$$

où les paramètres dans la première partie de l'équation sont associés à la section en béton (CEB-FIB, 1993), tandis que la seconde partie prend en considération la contribution des fibres en réduisant l'ouverture de fissure. Le paramètre f_{tf} est la résistance en traction post-pic du béton fibré, des valeurs de 1.1 et 2,2 MPa ont été utilisées pour les BFHP-50 et BFHP-90 respectivement.

Les moments de flexion positifs dans les poutres du pont ont été calculés selon la méthode simplifiée du code *CSA-S6-00* (CSA, 2000). Toutes les étapes de la séquence de construction pour ce type de structures composites préfabriquées et précontraintes ont été considérées dans l'analyse. Les effets du retrait et du fluage ont été évalués selon les recommandations de la PCA (PCA, 1969) et supposés équivalents pour toutes les classes de béton.

4.6 Présentation du logiciel AIS

Le logiciel AIS (Analyse Inélastique des Sections) est développé en Visual Basic et utilise le logiciel Microsoft Excel comme support d'exécution. Ce logiciel a été développé à l'École Polytechnique de Montréal (Bédard et Massicotte, 2001) et modifié dans le cadre de la présente étude. Le logiciel est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections planes demeurent planes sous le chargement;

- Les contraintes locales dépendent de la courbe contrainte-déformation de chaque matériau;
- La compatibilité des déformations est supposée entre les matériaux.

Ce logiciel permet d'analyser le comportement d'une section soumise à un historique de chargements définis. Le logiciel AIS permet d'analyser tout type de section. Il a toutefois été développé pour reproduire les étapes de la vie réelle d'une poutre précontrainte composite soit :

- Mise en tension initiale des torons;
- Coulée du béton;
- Coupure des torons, pertes élastiques de précontrainte;
- Coulée de la dalle;
- Durcissement de la dalle;
- Charge morte supplémentaire;
- Pertes de précontrainte dues au retrait, au fluage et à la relaxation à long terme;
- Application d'un moment causé par les charges routières;
- Application des moments causés par le retrait et le fluage;
- Application d'un moment ultime jusqu'à la rupture.

Le logiciel requiert que l'usager entre les valeurs (pertes différées, charges appliquées, etc.). Il fait le calcul de la réponse moment-courbure à une section donnée. Il permet de réaliser un calcul moyen (avec raidissement en traction) ou au droit de la fissure (sans raidissement en traction). Les analyses réalisées dans le cadre de la présente recherche ont été réalisées avec la seconde option, afin d'obtenir la valeur juste des déformations des torons au niveau des fissures. Donc, on a utilisé le modèle du béton sans le raidissement en traction.

Les modifications faites au programme consistent principalement par l'intégration d'un module spécial pour décrire le comportement en traction particulier des bétons fibrés (BRF) de toute gamme. Le comportement de traction des BRF dans ce logiciel est considéré en deux parties. Avant le pic de résistance en traction, le modèle adopte une relation contrainte-déformation. Après le pic de résistance en traction, le modèle suit une relation contrainte-ouverture de fissure. La distinction entre le comportement pré-pic et post-pic est illustré à la figure 4.6 qui présente le module ajouté au logiciel AIS.

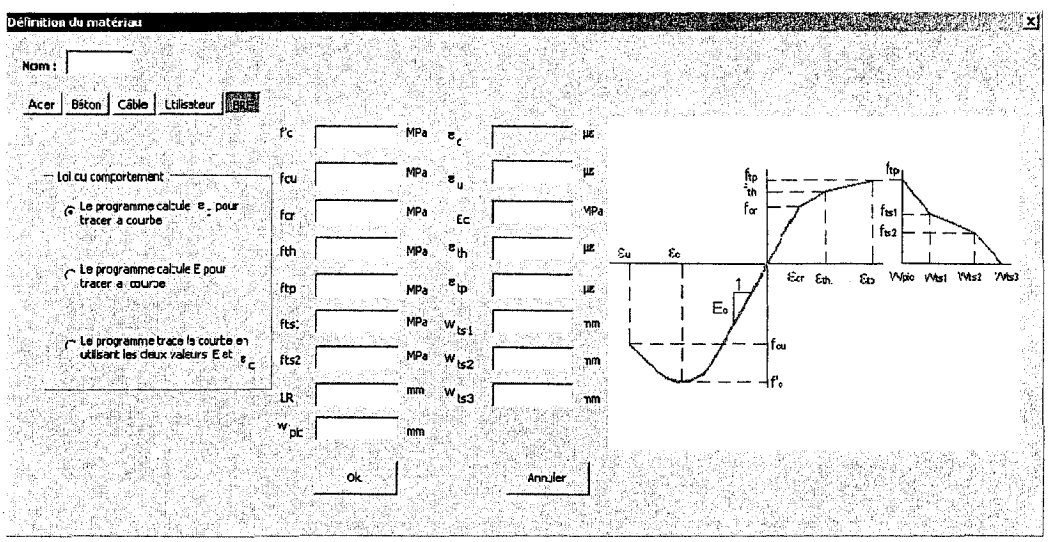


Figure 4.6 : Interface introduite dans le logiciel AIS pour la modélisation de béton fibré

Par conséquent, le logiciel AIS permet d'évaluer la réponse moment-courbure d'un élément structural conçu avec tous les types de béton (béton conventionnel, béton fibré, béton fibré à ultra haute performance).

Dans la version actuelle de AIS, les calculs effectués ne tiennent pas compte des phénomènes de retrait et de fluage. Cependant, on peut inclure ces effets en réduisant la contrainte dans les torons et en introduisant les efforts correspondants à ces effets

dans des poutres composites. De plus, les effets de la relaxation, des gradients thermiques, du changement des caractéristiques des matériaux avec le temps et du retrait différentiel entre les parties de la section étudiée ne sont pas inclus dans la version actuelle du logiciel.

AIS considère toujours qu'il y a une compatibilité parfaite entre les parties de la poutre composite donc il ne considère pas l'effet de détachement ou de glissement entre les différentes parties de la section pendant le chargement.

AIS considère le comportement de la section subit un moment flexionnel et une force longitudinale seulement (par exemple au centre d'une poutre simple soumise une charge répartie uniforme) qui produit des fissurations verticales dans la poutre. Par contre, il ne considère pas la combinaison du cisaillement et de la flexion qui produisent des fissurations diagonales et horizontales dans les poutres (par exemple à proximité d'un appui d'une poutre simple ou encore la séparation entre une nouvelle couche et une ancien couche de béton) qui est plus critique dans certains cas de conception.

Toutefois, on peut modéliser par AIS des effets particuliers comme les phénomènes d'endommagement (perte partielle de la section), de la réparation et du renforcement des poutres.

Pour modéliser le comportement post pic défini en fonction d'une ouverture de fissure. Il est requis d'utiliser une longueur caractéristique. Le choix de cette longueur caractéristique affecte considérablement le calcul de fissuration.

La longueur caractéristique n'est pas unique et elle dépend des matériaux, de la section, de la position considérée dans la poutre, de l'armature, de la profondeur de fissuration et de l'étape de chargement où on peut constater qu'il y a une longueur

caractéristique avant la localisation de la fissuration (longueur locale) et il y a une autre après la localisation de la fissuration (longueur globale). Donc la longueur caractéristique n'est pas un paramètre du matériau seulement mais aussi un paramètre de la structure.

AIS a été validé par plusieurs travaux de recherche (Folcher, 2003, Charron, 2001), où il est prouvé que les analyses avec ce logiciel reproduisent fidèlement les comportements observés et les mesures expérimentales réalisées. Cependant, pour le béton fibré, l'utilisation de la longueur de référence dans le modèle n'est pas encore validée. Des travaux réalisés par Dzeletovic (1998), Bélanger (2000) et Bastien (2004), complétés par ceux de De Montaignac (2007) permettront de statuer sur la valeur à considérer.

4.7 OPTIMISATION DES POUTRES DE PONT

Les détails du calcul des efforts de flexion, les pertes de précontrainte, la largeur effective des semelles et les combinaisons de charges considérées pour la conception du pont de référence se retrouvent à l'annexe B.

On retrouve dans cette section les résultats des phases d'optimisation des poutres de ponts précontraintes fabriquées avec les différents matériaux à l'étude. Ces résultats ont été résumés et publiés dans les comptes-rendus du *7th International Conference on Short and Medium Span Bridges* à Montréal au mois d'août 2006. Le texte original de l'article a été complété avec quelques figures et tableaux afin d'illustrer tous les résultats obtenus dans cette étude (annexe C).

4.7.1 Dimensionnement original

Comme analyse préliminaire, le tableau 4.4 montre les charges considérées dans la conception du dimensionnement d'origine. Le comportement des poutres NEBT conçues avec les 4 familles de béton est comparé au tableau 4.5 sans optimisation (i.e. en considérant 6 poutres NEBT de 1600 mm de hauteur avec 48 torons). Les premières lignes du tableau décrivent les caractéristiques des poutres, tandis que les lignes suivantes fournissent la résistance flexionnelle ainsi que les résultats pour chacun des critères de conception.

Tableau 4.4 : Charges considérées dans la conception du dimensionnement d'origine

Type du béton	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Nombre de poutres	6	6	6	6
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
Nombre de torons T15	48	48	48	48
Contrainte initiale après pertes (MPa)	1287	1287	1310	1321
Contrainte finale après pertes (MPa)	1008	1008	1031	1042
Poids de la poutre (kN-m)	2823	2823	2823	2823
Poids de la dalle et du diaphragme (kN-m)	2185	2185	2185	2185
Enrobé, chasse-roues et garde-fous (kN-m)	442	442	442	442
Charge vive (utilisation) (kN-m)	2205	2205	2205	2205
Charge du retrait (utilisation) (kN-m)	248	248	279	292
Charge du fluage (utilisation) (kN-m)	780	780	712	681
Charge vive (fatigue) (kN-m)	2811	2811	2811	2811
Charge ultime (kN-m)	11788	11788	11734	11709

L'analyse des résultats montre que les contraintes sont similaires en conditions de service (ELUT) dans tous les cas, car tous les matériaux demeurent élastiques sans atteindre la fissuration. Toutefois, la résistance flexionnelle ultime augmente de 2, 5 et 15 % avec l'utilisation respective du BFHP-50, BFHP-90 et du BFUP-150. La figure

4.7 illustre également l'augmentation significative de la rigidité de la poutre conçue en BFUP-150. De fait, le module élastique de 48 GPa du BFUP réduit la flèche de la poutre pour un même niveau de chargement.

Tableau 4.5 : Poutres NEBT-1600 avec 48 torons

	Caractéristiques	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Poutre	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600
	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Nombre de torons T15	48	48	48	48
Critères conception	Résistance en flexion (kN-m)	17 941	18 282	18 746	20 712
	D: Déform. fibre inf. (με)	-280	-280	-210	-179
	D+L: Ouverture fissure – déformation	w = 0 mm	w = 0 mm	w = 0 mm	ε = -12 με
	$\Delta\sigma$ câbles (MPa)	32	32	27	23
	Paramètre dominant	Contrainte de traction D+L	NA	NA	NA
	Cause de la rupture	Compression dans la dalle	Compression dans la dalle	Compression dans la dalle	Compression dans la dalle

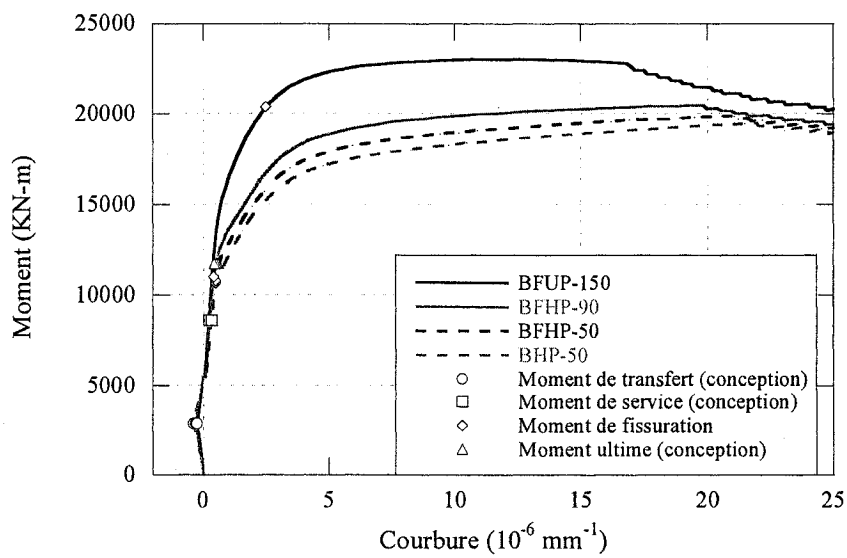


Figure 4.7 : Comportement en flexion pour le dimensionnement original

4.7.2 Optimisation du nombre de torons

La réduction du nombre de torons dans les poutres est le premier paramètre étudié pour l'optimisation du dimensionnement. Les critères de conception proposés permettent la fissuration dans les BFHP-50 et BFHP-90 et une déformation dans le domaine écrouissant du BFUP. Le tableau 4.6 montre les charges considérées dans l'optimisation du nombre de torons et le tableau 4.7 résume les résultats de l'optimisation.

Tableau 4.6 : Charges considérées dans l'optimisation du nombre de torons

Type du béton	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Nombre de poutres	6	6	6	6
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
Nombre de torons T15	44	36	34	20
Contrainte initiale après pertes (MPa)	1295	1318	1339	1370
Contrainte finale après pertes (MPa)	1016	1039	1060	1091
Poids de la poutre (kN-m)	2823	2823	2823	2823
Poids de la dalle et du diaphragme (kN-m)	2185	2185	2185	2185
Enrobé, chasse-roues et garde-fous (kN-m)	442	442	442	442
Charge vive (utilisation) (kN-m)	2205	2205	2205	2205
Charge du retrait (utilisation) (kN-m)	248	248	279	292
Charge du fluage (utilisation) (kN-m)	659	407	278	-201
Charge vive (fatigue) (kN-m)	2811	2811	2811	2811
Charge ultime (kN-m)	11614	11252	11111	10440

On observe qu'il est possible de réduire de 20 % le nombre de torons dans les poutres conçues en BFHP-50 et BFUP-90, ce résultat est principalement dû au comportement post-pic adoucissant des matériaux en traction. La différence du nombre de torons entre les deux BFHP est négligeable car le critère de conception dominant est la contrainte de traction causée par les charges permanentes, or les matériaux présentent presque la même résistance à la traction. Étant donné le comportement écrouissant du

BFUP-150, le dimensionnement associé à ce matériau permet d'éliminer 55 % des torons. Ceci induit une réduction de la résistance flexionnelle de la poutre (figure 4.8), mais celle-ci respecte quand même tous les critères de conception. Enfin toutes les poutres présentent une ductilité comparable à l'ultime.

Tableau 4.7 : Optimisation du nombre de tendons avec des poutres NEBT 1600

	Caractéristiques	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Poutre	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600
	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Nombre de torons (140mm^2)	44	36	34	20
Critères conception	Résistance en flexion (kN-m)	16 633	14 327	14 035	11 047
	D: Déform. fibre inf. ($\mu\varepsilon$)	-132	-17	-1	166
	D+L: Ouverture fissure – déformation	w = 0 mm	w = 0,019 mm	w = 0,011 mm	ε = 426 $\mu\varepsilon$
	$\Delta\sigma$ câbles (MPa)	34	35	27	30
	Paramètre dominant	Contrainte de traction D+L	Contrainte de traction D	Contrainte de traction D	Résistance en flexion
	Cause de la rupture	Compression dans la dalle	Rupture dans les câbles	Rupture dans les câbles	Rupture dans les câbles

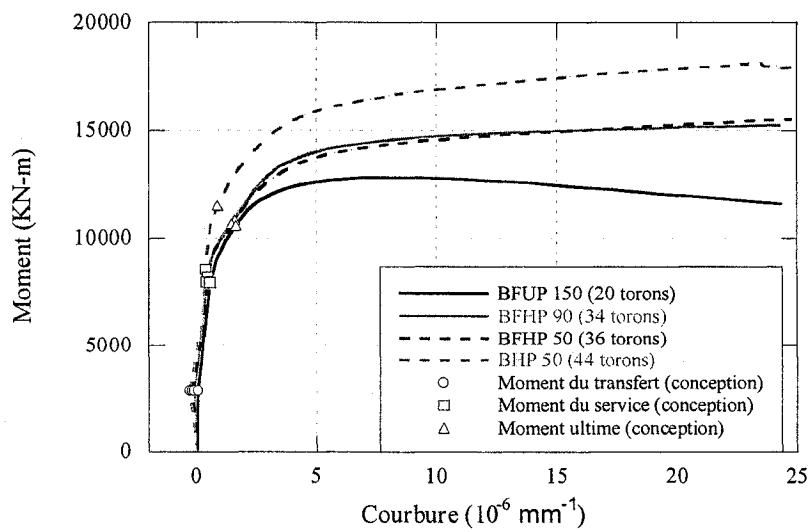


Figure 4.8 : Comportement en flexion pour l'optimisation du nombre de torons

4.7.3 Optimisation de la section des poutres NEBT

Le second paramètre d'optimisation est la réduction de la taille des poutres NEBT tout en conservant le nombre original de poutres pour le pont (6). Le tableau 4.8 présente les charges considérées dans l'optimisation de la section des poutres et le tableau 4.9 présente les résultats.

Tableau 4.8 : Charges considérées dans l'optimisation de la section des poutres

Type du béton	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Nombre de poutres	6	6	6	6
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
Nombre de torons T15	44	36	46	40
Contrainte initiale après pertes (MPa)	1295	1318	1315	1339
Contrainte finale après pertes (MPa)	1016	1039	1036	1060
Poids de la poutre (kN-m)	2823	2823	2509	2332
Poids de la dalle et du diaphragme (kN-m)	2185	2185	2185	2185
Enrobé, chasse-roues et garde-fous (kN-m)	442	442	442	442
Charge vive (utilisation) (kN-m)	2205	2205	2205	2205
Charge du retrait (utilisation) (kN-m)	248	248	205	179
Charge du fluage (utilisation) (kN-m)	659	407	320	17
Charge vive (fatigue) (kN-m)	2811	2811	2811	2811
Charge ultime (kN-m)	11614	11252	10634	9966

L'utilisation de poutres de section plus petite réduit leur résistance flexionnelle mais diminue aussi l'intensité des moments flexionnels à supporter (allègement de poids) (figure 4.9). La diminution de profondeur de la section NEBT avec le BHP-50 et le BFHP-50 s'est avérée impossible. Cependant la profondeur de la poutre NEBT a été réduite de 25 et 38 % avec le BFHP-90 et le BFUP-150 respectivement. Il importe de mentionner qu'une section de plus faible profondeur est plus flexible et présente une

plus grande flèche (section 4.8). Enfin toutes les poutres NEBT possèdent une excellente ductilité à la rupture.

Tableau 4.9 : Optimisation de la section des poutres NEBT

	Caractéristiques	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Poutre	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1200	NEBT 1000
	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Nombre de torons (140mm^2)	44	36	46	40
Critères conception	Résistance en flexion (kN-m)	16 633	14 327	13 229	10 812
	D: Déform. fibre inf. (με)	-132	-17	-10	191
	D+L: Ouverture fissure – déformation	w = 0 mm	w = 0,019 mm	w = 0,02 mm	ε = 762 με
	$\Delta\sigma$ câbles (MPa)	34	35	39	65
	Paramètre dominant	Contrainte de traction D+L	Contrainte de traction D	Contrainte de traction D	Résistance en flexion
	Cause de la rupture	Compression dans la dalle	Rupture dans les câbles	Compression dans la dalle	Compression dans la dalle

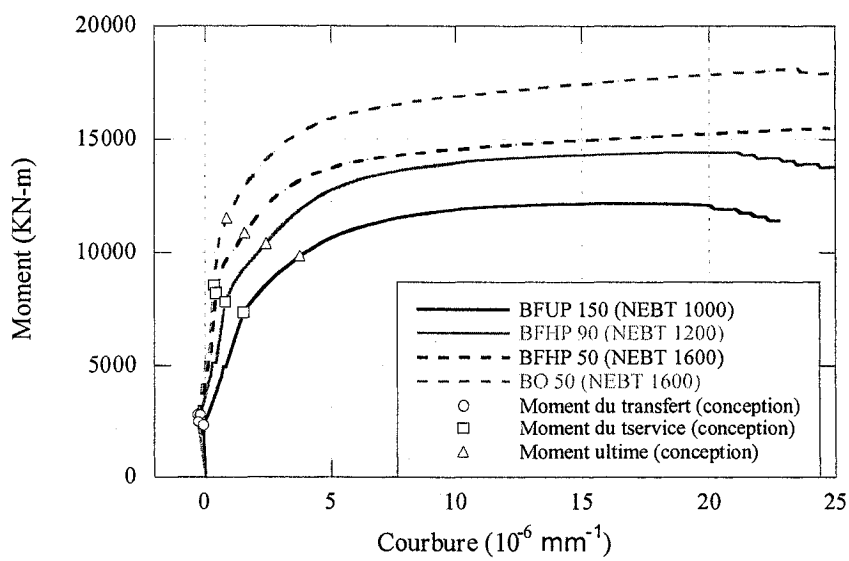


Figure 4.9 : Comportement en flexion pour l'optimisation de la section des poutres

4.7.4 Optimisation du nombre de poutres

Le dernier paramètre de l'optimisation est la réduction du nombre de poutres NEBT requises pour le pont. Il importe de souligner qu'une augmentation de l'espacement des poutres en béton fibré a pour effet de hausser les moments flexionnels de conception (D et D+L) en comparaison aux poutres de référence fabriquées en BHP (tableau 4.10). La profondeur minimale des poutres déterminée à la section précédente (tableau 4.9) a été utilisée comme point de départ pour cette analyse. Les dimensionnements finaux obtenus pour les 4 classes de béton avec le nombre minimal de poutres et la section optimale sont résumés au tableau 4.11 et à la figure 4.10.

Tableau 4.10 : Charges considérées dans l'optimisation du nombre de poutres

Type du béton	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Nombre de poutres	6	5	4	4
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
Nombre de torons T15	44	42	60	58
Contrainte initiale après pertes (MPa)	1295	1306	1286	1307
Contrainte finale après pertes (MPa)	1016	1027	1007	1028
Poids de la poutre (kN-m)	2823	2823	2509	2332
Poids de la dalle et du diaphragme (kN-m)	2185	2618	3266	3266
Enrobé, chasse-roues et garde-fous (kN-m)	442	530	663	663
Charge vive (utilisation) (kN-m)	2205	2646	3307	3307
Charge du retrait (utilisation) (kN-m)	248	275	258	226
Charge du fluage (utilisation) (kN-m)	659	583	564	261
Charge vive (fatigue) (kN-m)	2811	3374	4217	4217
Charge ultime (kN-m)	11614	12926	14629	13952

Pour résister aux moments flexionnels de conception plus élevés, le nombre de torons dans les poutres en béton fibré a été augmenté. Les dimensionnements proposés pour le BFHP-90 et le BFUP-150 comprennent 4 poutres, soit 2 de moins que le pont de référence. Ces dimensionnements sont optimisés au maximum puisque le nombre de torons admissibles dans les sections NEBT a été atteint (~60). Les résultats de cette

dernière phase d'optimisation présentent un grand intérêt, car un nombre réduit de poutres permet de diminuer considérablement les coûts de construction en termes de matériaux, d'appareils d'appui et de temps d'installation.

Tableau 4.11 : Optimisation du nombre de poutres avec la section NEBT optimisée

	Caractéristiques	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Poutre	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1200	NEBT 1000
	Nombre de poutres	6	5	4	4
	Nombre de torons (140mm^2)	44	42	60	58
Critères conception	Résistance en flexion (kN-m)	16 633	16 717	17 153	14 788
	D: Déform. fibre inf. (με)	-132	-53	-8	177
	D+L: Ouverture fissure – déformation	$w = 0$ mm	$w = 0{,}017$ mm	$w = 0{,}042$ mm	$\varepsilon = 962$ με
	$\Delta\sigma$ câbles (MPa)	34	39	49	67
	Paramètre dominant	Contrainte de traction D+L	Compression D+L	Contrainte de traction D	Résistance en flexion
	Cause de la rupture	Compression dans la dalle	Rupture dans les câbles	Compression dans la dalle	Compression dans la dalle

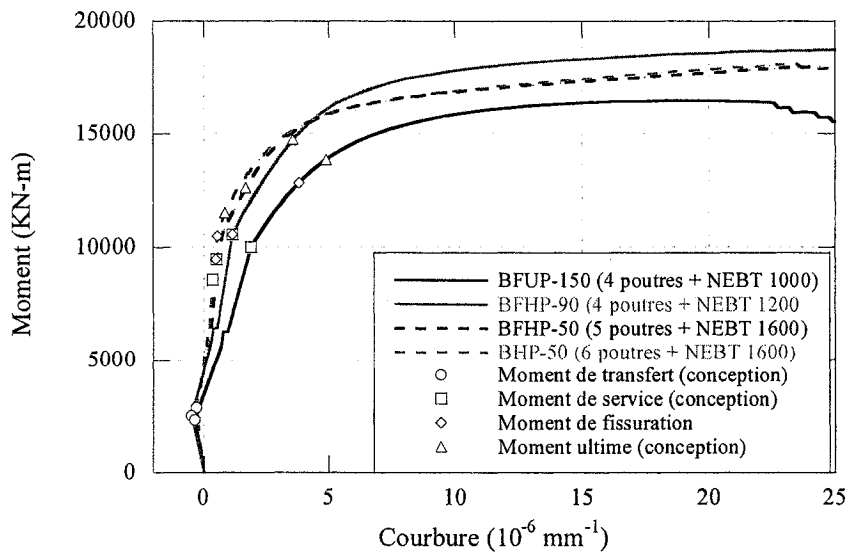
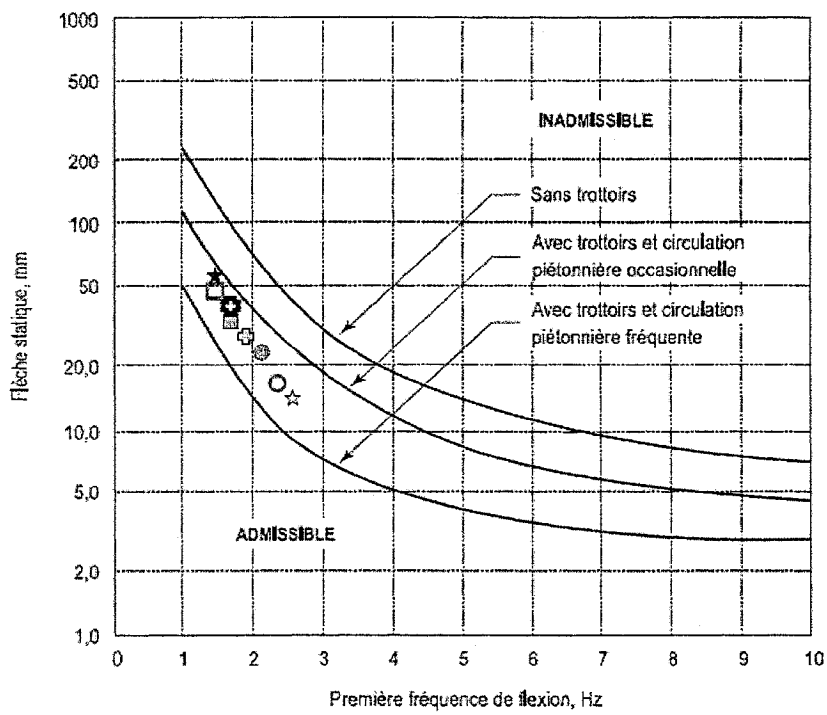


Figure 4.10 : Comportement en flexion pour l'optimisation du nombre de poutre

4.8 VÉRIFICATION DE LA VIBRATION DU PONT EN BÉTONS FIBRÉS À HAUTE ET À ULTRA HAUTE PERFORMANCE SELON LE CODE CSA-S6

Pour tous les cas d'optimisation, on a vérifié la vibration du pont selon la section A.4.1.2 de l'annexe A et les résultats sont présentés au tableau 4.13 et à la figure 4.13. On peut constater que la condition de vibration pour un pont sans trottoirs est satisfaite pour tous les cas d'optimisation.



- NEBT 1600 BHP-50 six poutres et NEBT 1600 BFHP-50 six poutres
- NEBT 1600 BFHP-90 six poutres
- NEBT 1600 BFUP-150 six poutres
- NEBT 1200 BFHP-90 six poutres
- NEBT 1000 BFUP-150 six poutres
- NEBT 1600 BFHP-50 cinq poutres
- NEBT 1200 BFHP-90 quatre poutres
- NEBT 1000 BFUP-150 quatre poutres

Figure 4.11 : Vérification des limites de flèche pour les vibrations de plusieurs cas d'optimisation du pont étudié

Tableau 4.12 : Vérification des limites de flèche pour les vibrations de plusieurs cas d'optimisation du pont étudié

	Type du béton	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Dimensionnement original	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Nombre de torons T15	48	48	48	48
	Première fréquence de flexion (Hz)	2.06	2.06	2.29	2.4
	Flèche statique maximale (mm)	21.7	21.7	17.6	16.1
	Condition de vibration	OK	OK	OK	OK
Optimisation du nombre de torons	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Nombre de torons T15	44	36	34	20
	Première fréquence de flexion (Hz)	2.06	2.06	2.29	2.4
	Flèche statique maximale (mm)	21.7	21.7	17.6	16.1
	Condition de vibration	OK	OK	OK	OK
Optimisation de la section des poutres NEBT	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Nombre de torons T15	44	36	46	40
	Première fréquence de flexion (Hz)	2.06	2.06	1.71	1.49
	Flèche statique maximale (mm)	21.7	21.7	33.5	45.9
	Condition de vibration	OK	OK	OK	OK
Optimisation du nombre de poutres	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
	Nombre de poutres	6	5	4	4
	Nombre de torons T15	44	42	60	58
	Première fréquence de flexion (Hz)	2.06	1.96	1.62	1.41
	Flèche statique maximale (mm)	21.7	29	44.3	60.3
	Condition de vibration	OK	OK	OK	OK

4.9 COMPARAISON ÉCONOMIQUE

4.9.1 Coûts des matériaux

Les prix utilisés dans cette section sont indicatifs et peuvent varier selon la date, le lieu, les types des matériaux et le volume fabriqué. Les prix des constituants de différents types de bétons considérés sont montrés au tableau 4.13.

Tableau 4.13 : prix des constituants utilisés

Matériau	Prix ($/kg)
Ciment	0.14
Sable	0.02
Pierre	0.02
Fumée de silice	0.27
Superplastifiant	2.89
Fibres 30 ou 60 mm	2.45
Fibres 10 mm	5.25
Câble	2.00
Armature	1.00

En utilisant les quantités des constituants présentés au tableau 4.2, et en ajoutant 150 $/m^3 pour le transport du béton, on trouve les prix des différents types de bétons considérés comme montré au tableau 4.14.

Tableau 4.14 : Prix de différents types de béton considérés

Type du béton	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Prix ($/m^3)	232	422	517	2949
Prix relatif	1.0	1.8	2.2	12.8

On constate que le BFUP-150 est considérablement plus cher que le BHP-50 principalement à cause du prix des fibres qui représente seul 83 % du prix du BFUP.

Le prix du ciment représente 5 % du prix du BFUP, alors que le prix du superplastifiant représente 3 % du prix du BFUP.

Le tableau 4.15 montre les coûts des matériaux pour tous les cas d'optimisation. Ces coûts excluent l'armature à l'effort tranchant et l'armature supplémentaire dans les zones d'ancrage pour les poutres en BHP-50

Tableau 4.15 : Les coûts des matériaux correspondants aux cas étudiés

Type du béton		BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Optimisation du nombre de torons	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
	Nombre de torons T15	44	36	34	20
	Poids de torons (tons)	23.1	18.9	17.85	10.5
	Volume du béton (m^3)	282.7	282.7	282.7	282.7
	Coût relatif des poutres du pont	1.0	1.4	1.6	7.8
Optimisation de la section des poutres NEBT	Nombre de poutres	6	6	6	6
	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
	Nombre de torons T15	44	36	46	40
	Poids de torons (tons)	23.1	18.9	24.15	21
	Volume du béton (m^3)	282.7	282.7	248.2	230.9
	Coût relatif des poutres du pont	1.0	1.4	1.6	6.6
Optimisation du nombre de poutres	Nombre de poutres	6	5	4	4
	Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
	Nombre de torons T15	44	42	60	58
	Poids de torons (tons)	23.1	18.3	20.97	20.3
	Volume du béton (m^3)	282.7	235.6	165.4	153.9
	Coût relatif des poutres du pont	1.0	1.2	1.1	4.5

* Coût de la main d'œuvre et du transport non inclus.

On constate que le cas d'optimisation selon le nombre de poutres influence le coût des matériaux plus que les autres cas d'optimisation.

D'après les valeurs de coût des matériaux pour tous les cas d'optimisation mentionnés au tableau 4.15, on constate que les poutres faites d'un béton BHP-50 possèdent le coût le moins élevé alors que les poutres en BFUP-150 conduisent au coût le plus élevé.

4.9.2 Coût total sur la durée de vie de l'ouvrage

Pour faire une comparaison économique et complète des cas d'optimisation, on doit faire une analyse comparative des coûts sur toute la durée de vie du pont. Parce que le coût du pont n'est pas seulement le coût des matériaux qui représente environ 12 % du coût total sur la durée de vie du pont avec des solutions conventionnelles (le chiffre est déduit d'une figure sur une brochure de Ductal (2001)), mais aussi il y a des coûts complémentaires qui influencent le coût total du pont durant sa vie comme :

- La perte d'usage
- Les réparations et maintenance
- Les frais d'exploitation
- Le taux d'intérêt
- La main d'œuvre et équipement pour la construction
- La main d'œuvre et équipement pour la fabrication
- Le coût d'installation d'une poutre
- Le coût de dégagement et des remblais
- Le coût des appareils d'appui
- Le coût des entretoises
- Le coût de transport

Pour le pont en BFUP 150, les coûts associés à la perte d'usage, aux réparations et à la maintenance, de la main d'œuvre et équipement pour la construction, ainsi que la main d'œuvre et les équipements pour la fabrication sont moins élevés que ceux du pont en BHP-50.

On constate qu'il est très difficile d'estimer le coût total sur la durée de vie du pont étudié et que cela nécessite le développement d'outils (modèles d'analyses économiques) qui permettent de prédire quel choix de matériau est le plus avantageux à long terme.

4.10 COMPARAISON GLOBALE DES QUATRE CHOIX DES MATÉRIAUX

Le tableau 4.16 présente les caractéristiques (avantages et désavantages) de chaque matériau considéré dans l'optimisation du pont étudié.

Tableau 4.16 : Caractérisations des quatre choix de matériaux

Point de comparaison	BFUP-150	BFHP-90	BFHP-50	BHP-50
Rapidité de construction	élevée	élevée	moyenne	faible
Coût de transport des poutres	faible	faible	moyen	élevé
Coût du matériau	élevé	moyen	moyen	faible
Nombre d'appareils d'appui	faible	faible	moyen	élevé
Armature de cisaillement	enlevée	diminuée	diminuée	requise
Poids du pont	faible	faible	moyen	élevé
Temps d'utilisation de la grue	faible	faible	moyen	élevé
Durabilité	élevée	moyenne	moyenne	faible
Épaisseur de la dalle	augmentée	augmentée	augmentée	fixe
Performance sismique	élevée	moyenne	moyenne	faible
Résistance aux impacts	élevée	moyenne	moyenne	faible
Facteur de sécurité	faible	moyen	moyen	élevé
Redondance	faible	faible	moyenne	élevé
Flèche	élevée	élevée	moyenne	faible
Exigence de fabrication	élevée	moyenne	moyenne	faible
Expérience	faible	moyenne	moyenne	élevé
Standardisation	faible	moyenne	moyenne	élevé
Couleur	grise foncée	gris à beige	beige	beige
Surface	très piquante	piquante	piquante	lisse
Esthétique	éléments minces	éléments normaux	éléments normaux	éléments normaux

4.11 OPTIMISATION DE LA FORME DE LA POUTRE

On peut économiser davantage en utilisant des nouvelles sections standard de BFUP. En effet, la section optimale doit satisfaire les conditions suivantes :

- Être légère;
- Augmenter l'aire du béton comprimé parce que le béton résiste principalement à la compression;
- Avoir l'aire suffisante (au minimum) pour placer les torons;
- Avoir la rapidité de construction avec une possibilité d'éliminer la dalle et le coffrage;
- Augmenter la hauteur de la section;
- Augmenter l'excentricité des torons.
- Diminuer l'épaisseur de l'âme.

Les figures 4.12 et 4.13 montrent le dimensionnement d'origine et le dimensionnement minimal après l'optimisation, respectivement.

La section tubulaire, la section en forme de T et la section en forme de U renversé sont des sections efficaces structuralement qui satisfont la plupart des conditions précédentes. La figure 4.14 montre une section du pont avec des poutres tubulaires d'une largeur d'un mètre, le grand avantage de cette forme est qu'il n'y a pas besoin d'une dalle au-dessus ou une très mince dalle peut être coulée sans avoir besoin d'un coffrage. La figure 4.15 montre une section du pont avec des poutres en forme de U renversé et avec de la précontrainte longitudinale et transversale (Massicotte, 2006).

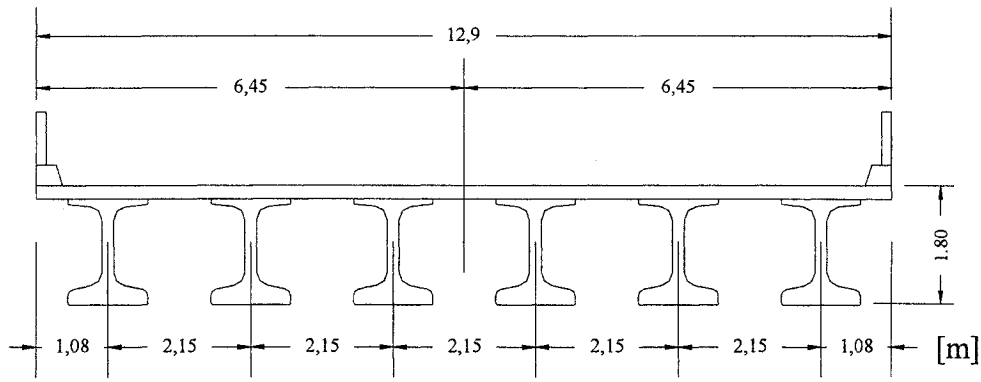


Figure 4.12 : Dimensionnement original avec du BHP-50MPa : 6 poutres NEBT 1600

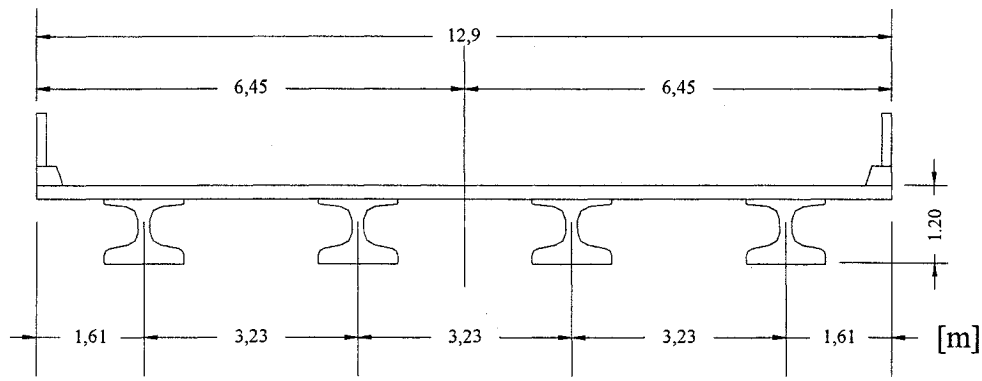


Figure 4.13 : Dimensionnement minimal avec du BFUP-150MPa : 4 poutres NEBT 1000

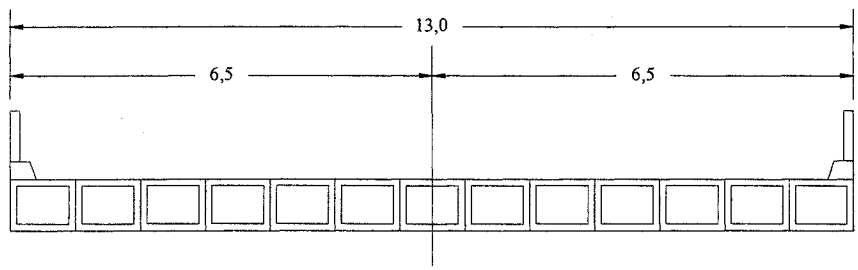


Figure 4.14 : Section de pont avec des sections préfabriquées tubulaires de BFUP-150MPa

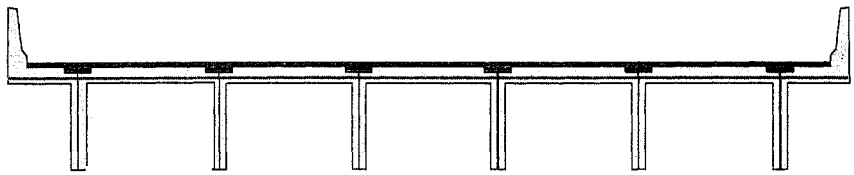


Figure 4.15 : Section de pont avec des sections préfabriquées en forme de U renversé de BFUP-150MPa (Massicotte, 2006)

4.12 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

4.12.1 Matériaux

L'utilisation du BFUP-150 amène beaucoup d'avantages et certains désavantages. En effet, son avantage le plus important est qu'il a des résistances mécaniques et une durabilité élevées. Par contre, son désavantage le plus important est son coût de production. Bien que le coût des matériaux du pont en BFUP-150 soit très élevé, il faut prévoir une réduction significative des coûts relatifs à la perte d'usage, à la réparation et à la maintenance dans la durée de vie du pont, à la main d'œuvre et aux équipements pour la construction et la fabrication comparativement au pont en BHP-50.

On constate que l'utilisation du BFUP donne la possibilité de développer des nouvelles sections légères par l'optimisation de l'efficacité structurale de la section. Par conséquent, on peut obtenir des sections économiques du point de vue du coût total durant la durée de vie du pont.

Le constituant le plus cher dans le BFUP est la fibre. Donc, on peut réduire les prix de ce matériau considérablement en réduisant le dosage en fibres en profitant principalement de la résistance élevée à la compression du BFUP. En effet, généralement dans les poutres précontraintes il y a des grandes zones soumises à des

contraintes de compression dues aux moments flexionnels et à la force de précontrainte. Dans ces zones, l'utilisation des fibres est moins efficace que dans les zones tendues.

De plus, on peut réduire les coûts en construisant des poutres composites transversalement et longitudinalement : transversalement en mettant des couches de BFUP dans la zone tendue et longitudinalement en mettant le BFUP dans les zones de moment et d'effort tranchant maximales. Pour le reste de l'élément, on peut utiliser des bétons conventionnels. En effet, on pourrait optimiser davantage la poutre précontrainte si on pouvait changer le dosage de fibres dans la section de la poutre.

L'obstacle pour faire des poutres composites qui contiennent du BFUP et du béton conventionnel ou qui contiennent du BFUP avec des différents dosages de fibres dans le même élément réside dans la difficulté de la fabrication et non pas la difficulté d'analyse, surtout avec les méthodes d'analyse répandues comme la méthode des éléments finis et la méthode sectionnelle. On peut prévoir que la méthode de fabrication de poutres précontraintes composites consisterait à faire la matrice de BFUP au début séparément des fibres et introduire les fibres avant le coulage selon le dosage désiré dans chaque région coulée de l'élément structural. Par conséquent, on garantirait une distribution uniforme de fibres dans le BFUP et on éviterait l'accumulation des fibres de même qu'on peut améliorer l'orientation des fibres.

Il serait important de refaire le même exercice d'optimisation avec cette fois l'utilisation du BFUP sans fibres et avec les mêmes critères conventionnels de conception du code. Ceci permettrait d'évaluer le rôle des fibres dans la sélection de la section, le nombre des poutres et le nombre des torons de précontrainte.

L'avenir de l'application du BFUP sera prometteur si on pouvait mettre ce matériau à la bonne place et avec un bon dosage de fibres dans les orientations voulues selon la

variation des sollicitations dans l'élément structural composite. Par conséquent, le BFUP deviendrait non seulement un matériau mais un concept de structure innovant.

4.12.2 Résultat de conception du pont de référence

Le résultat de l'optimisation avec le matériau BFUP-150 produit une diminution de la section de NEBT 1600 à NEBT 1000 et le nombre de poutres du pont de 6 à 4. En effet, il y a une possibilité de diminuer davantage la section, mais il n'existe aucune section NEBT standard inférieure à 1000 mm. De plus, il y a une possibilité de diminuer davantage le nombre de poutres (moins que 4), mais ce n'est pas recommandé pour notre pont pour des raisons de redondance et pour conserver l'épaisseur de la dalle (200 mm) pour tous les cas d'optimisation.

Le résultat de l'optimisation avec le matériau BFHP-90 produit une diminution de la section de NEBT 1600 à NEBT 1200 et le nombre de poutres du pont de 6 à 4. En effet, on peut considérer ce matériau comme le plus efficace car il permet une réduction significative de la profondeur et du nombre de poutres avec un impact limité sur les coûts des matériaux.

Le résultat d'optimisation avec le matériau BFHP-50 produit une diminution du nombre de poutres du pont de 6 à 5 poutres avec une section NEBT 1600. En effet, on peut considérer ce matériau comme un choix efficace car il a des caractéristiques supérieures au béton BHP-50 (amélioration de la capacité de déformation en traction) et la différence du coût du matériau est raisonnable.

Le coût des matériaux pour le cas le plus économique d'optimisation en BFUP-150, BFHP-90, BFHP-50 sont 450, 110, 120 % respectivement en comparaison avec le coût des matériaux du pont en béton BHP-50. On constate qu'il y a une nécessité de développer ou utiliser des outils tels que les modèles d'analyse économiques qui

permettent de prédire quel choix de matériau est le plus avantageux à long terme parce que les coûts des matériaux ne représentent qu'une partie modeste du coût total sur la durée de vie du pont étudié.

La conception en béton fibré requiert l'adoption de nouveaux critères de conception, nécessite l'utilisation de d'autres méthodes que la méthode élastique pour calculer les contraintes (comme la méthode sectionnelle ou la méthode des élément finis non linéaire) parce que quand on travaille avec le BFUP on accepte que les contraintes dépassent la phase élastique. De plus, l'utilisation de nouvelles sections et des méthodes d'analyse plus raffinées permet de maximiser l'utilisation des bétons fibrés afin de profiter au maximum de ses caractéristiques.

Dans le calcul, on a utilisé plusieurs hypothèses conservatrices pour simplifier le calcul et à cause d'un manque d'équations et de données spécifiques pour le BFUP. Par conséquent, on constate qu'il y a beaucoup de sujets qui ont besoin de plus de recherche comme le facteur de tenue du BFUP, les critères de conception et les équations pour le calcul des efforts causés par le fluage et le retrait différentiel de la poutre composite continue.

4.12.3 AIS

Il serait utile de valider le logiciel AIS avec des essais expérimentaux. La comparaison entre les résultats obtenus avec AIS et ceux des données expérimentales permettra de corriger certains paramètres dans le logiciel, surtout la loi de comportement en compression et en traction ainsi que la valeur de la longueur caractéristique pour rendre le logiciel plus efficace.

Le logiciel devrait être amélioré pour prendre en compte les effets du retrait, du fluage, de la relaxation, du retrait différentiel entre les parties de la section étudiée, du

changement des caractéristiques des matériaux avec le temps, des gradients thermiques, les pertes de précontrainte au transfert et finales et la combinaison de la flexion et du cisaillement.

La valeur de la longueur de référence est un élément très important dans la modélisation du béton en utilisant la méthode des éléments finis et la méthode sectionnelle et la détermination de cette valeur a besoin de plus de recherche et des essais expérimentaux.

AIS est un outil très efficace et très flexible pour prédire la réponse flexionnelle d'une section. De plus, on peut modéliser par AIS des effets particuliers comme les phénomènes d'endommagement, de réparation et de renforcement des poutres.

CHAPITRE 5

OPTIMISATION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS DE PONT

5.1 INTRODUCTION

Les parapets préfabriqués permettent de réduire les délais de construction et d'éliminer la fissuration précoce des éléments en place. De plus, l'utilisation d'éléments préfabriqués facilite grandement la réparation en permettant un simple remplacement du parapet endommagé.

L'objectif de ce chapitre est l'optimisation du dimensionnement d'un parapet préfabriqué avec un niveau de performance 2 (catégorie PL-2) en 4 classes différentes de béton: BHP-50MPa, BFHP-50MPa, BFHP-90MPa et BFUP-150MPa. Pour les parapets optimisés en bétons fibrés, ils devront atteindre au minimum la capacité du parapet standard en BHP. À terme on désire proposer des dimensionnements qui permettent d'exploiter le comportement mécanique particulier de ces matériaux tout en obtenant des solutions économiques et durables.

La première partie de ce chapitre présente le parapet de référence. La deuxième partie décrit les méthodes de conception des parapets selon les normes. La troisième partie présente le logiciel utilisé dans l'analyse des parapets considérés. La quatrième partie décrit la modélisation du parapet. La cinquième partie décrit la performance du parapet de référence. Les parties qui suivent contiennent l'optimisation du parapet en faisant varier le nombre d'ancrages, ainsi que l'épaisseur de la section.

5.2 PARAPET DE RÉFÉRENCE

Le cas à l'étude dans ce chapitre est un parapet préfabriqué avec un niveau de performance 2 (catégorie PL-2) conçu par la compagnie SOLICOR SPS (2004). Cette catégorie de parapet est utilisée couramment dans les ponts urbains où la circulation est de modérée à élevée. Les figures 5.1 et 5.2 montrent la géométrie et l'armature du parapet original.

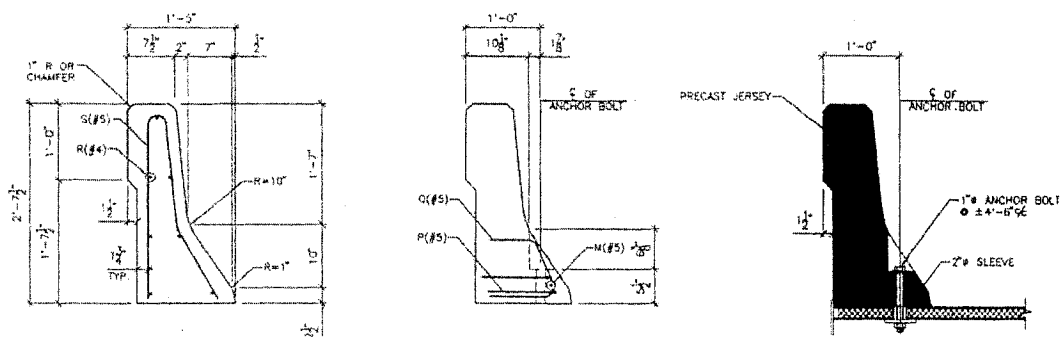


Figure 5.1 : Coupe transversale du parapet original (SOLICOR SPS, 2004)

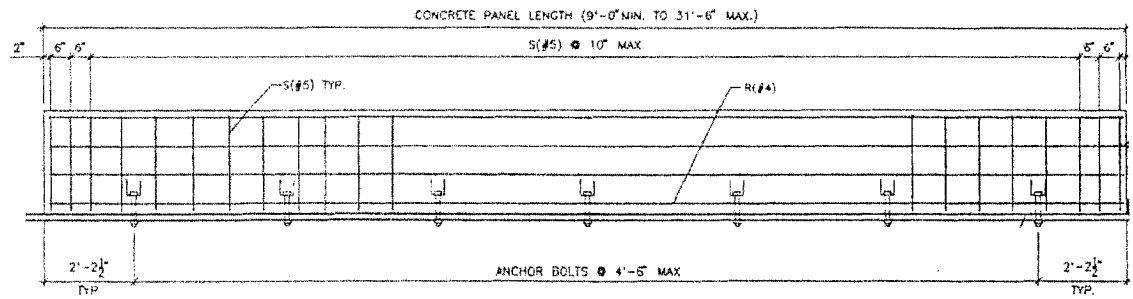


Figure 5.2 : Vue en élévation du parapet original (SOLICOR SPS, 2004)

Le parapet original étudié possède une longueur de 2.74 m, une distance entre les boulons de 1.372 m et une largeur de porte-à-faux de 0.684 m (figure 5.3). Les boulons utilisés ont une diamètre de 25.4 mm.

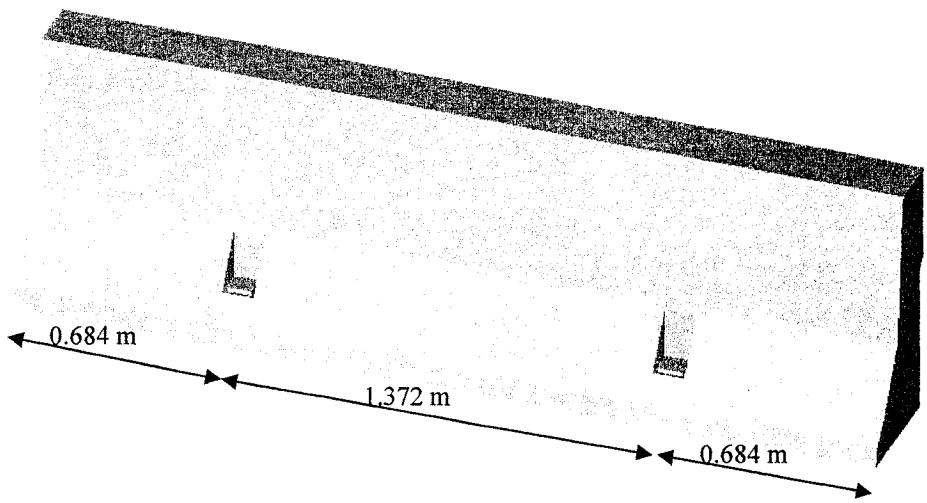


Figure 5.3 : Géométrie du modèle du parapet étudié

5.3 CONCEPTION DES PARAPETS SELON LES NORMES

5.3.1 Code canadien *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Le code canadien exige d'installer des dispositifs de retenue des deux côtés des ponts routiers pour délimiter le bord du tablier et atténuer les conséquences des sorties de route des véhicules. Le dispositif de retenu doit garder le véhicule sur le pont en le déviant doucement loin du dispositif de retenue et en limitant son rebond après l'impact. Le code exige aussi que l'aptitude des dispositifs de retenue à atténuer les effets de ces sorties de route doive être déterminée par des essais d'impact.

5.3.1.1 Niveau de performance

Le code distingue les trois niveaux suivants de performance du dispositif de retenue :

Niveau de performance 1 (PL-1) : Niveau de performance exigé pour les dispositifs de retenue sur les ponts où la fréquence et les conséquences prévues d'une sortie de route d'un véhicule sont semblables à celles prévisibles sur les routes à faible circulation. En vertu des exigences de l'essai d'impact, l'épreuve doit être réalisée avec une petite voiture et une camionnette, conformément au *Guide Specifications for Bridge Railings* de l'AASHTO (1989).

Niveau de performance 2 (PL-2) : Niveau de performance exigé pour les dispositifs de retenue sur les ponts où la fréquence et les conséquences prévues d'une sortie de route d'un véhicule sont semblables à celles prévisibles sur les routes où la circulation est de modérée à élevée. En vertu des exigences de l'essai d'impact, l'épreuve doit être réalisée avec une petite voiture, une camionnette, et un camion non articulé (AASHTO, 1989).

Niveau de performance 3 (PL-3) : Niveau de performance exigé pour les dispositifs de retenue sur les ponts où la fréquence et les conséquences prévues d'une sortie de route d'un véhicule sont semblables à celles prévisibles sur les routes à forte circulation avec un pourcentage élevé de camions. En vertu des exigences de l'essai d'impact, l'épreuve doit être réalisée avec une petite voiture, une camionnette et un véhicule articulé (AASHTO, 1989).

5.3.1.2 Détermination du niveau de performance

Le niveau de performance optimale utilisé pour un dispositif de retenue doit être déterminé à partir des tableaux [12.5.2.1.3 a, b et c] dans le code selon la vitesse de conception, le dégagement du dispositif de retenue, le pourcentage de véhicules lourds et l'indice d'exposition du dispositif de retenue.

5.3.1.3 Détermination de l'indice d'exposition du dispositif de retenue

L'indice d'exposition du dispositif de retenue utilisé pour déterminer le niveau de performance doit être basé sur le débit journalier moyen annuel pour la première année après la construction (*DJMA*1). Ce débit doit être limité à une valeur maximale de 10 000 véhicules par jour par voie de circulation, lorsque la vitesse des véhicules est d'au moins 80 km/h. Pour obtenir l'indice d'exposition du dispositif de retenue, le *DJMA*1 doit être multiplié par les coefficients relatifs au type, à la courbure et à la pente de la route, ainsi que par le coefficient de hauteur du tablier. On obtient l'indice d'exposition du dispositif de retenue selon l'équation (5.1).

$$B_e = \frac{(DJMA_1)k_h k_c k_g k_s}{1000} \tag{5.1}$$

où les coefficients relatifs au type de route k_h, à sa courbure k_c et à sa pente k_g, ainsi qu'à la hauteur du tablier k_s doivent être conformes aux valeurs données dans le code [Tableau 12.5.2.1.2].

5.3.1.4 Les hauteurs des parapets

Les hauteurs requises des dispositifs de retenue doivent être conformes aux valeurs données au tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Hauteur minimale des dispositifs de retenue [CSA-S6-12.5.2.2]

	Hauteur *H**, m			
	Dispositif de retenue pour véhicules			Autres types
Type de dispositif de retenue	PL-1	PL-2	PL-3	
Dispositif de retenue pour véhicules	0,68	0,80	1,05†	—
À fonction combinée (piétons)	—	—	—	1,05
À fonction combinée (cyclistes)	—	—	—	1,37
Piétions	—	—	—	1,05
Cyclistes	—	—	—	1,37

Note :

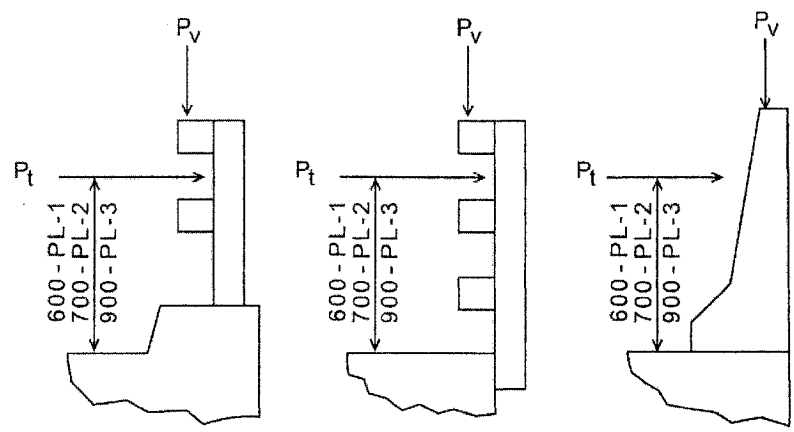
* La hauteur du dispositif de retenue est la distance verticale entre la limite inférieure et la limite supérieure de la face du dispositif, qui est du côté de la chaussée, du trottoir ou de la voie cyclable, selon le cas. Pour ce qui est des dispositifs de retenue à fonction combinée, leur hauteur est mesurée sur la face qui est du côté du trottoir ou de la voie cyclable.

† Dans le cas d'autoroutes et de routes rurales à grande circulation à vitesse élevée, on doit envisager d'élever la hauteur du dispositif de retenue jusqu'à 1,37 m.

5.3.1.5 Ancrages

La performance d'un ancrage d'un dispositif de retenue doit être basée sur la tenue du dispositif lorsqu'il est soumis à un essai d'impact. Pour qu'un ancrage soit acceptable, l'ancrage et le tablier ne doivent pas être endommagés de façon considérable au cours d'un essai d'impact. Si les résultats d'un essai d'impact pour l'ancrage ne peuvent être consultés, il faut concevoir l'ancrage et le tablier de manière qu'ils puissent résister aux charges maximales de flexion, de cisaillement et de poinçonnement qui peuvent leur être transmises par le dispositif de retenue. Cependant, il n'est pas nécessaire que ces charges soient supérieures à celles qui sont spécifiées à l'article [S6-3.8.8] du code et appliquées conformément à la figure 5.4.

On doit utiliser les charges transversales, longitudinales et verticales indiquées au tableau 5.2, et les appliquer simultanément. Ces charges doivent servir au calcul des ancrages des dispositifs de retenue pour les véhicules et pour les tabliers seulement.



Note :

a) Ces dispositifs de retenue ne sont présentés qu'à titre indicatif. D'autres types peuvent être utilisés.

b) La surcharge transversale «P_t» doit être appliquée sur une longueur de dispositif de retenue équivalente à 1200 mm dans le cas des dispositifs PL-1, à 1050 mm pour les dispositifs PL-2, et à 2400 mm pour les dispositifs PL-3.

c) La surcharge longitudinale «P_l» doit être appliquée aux mêmes endroits et sur les mêmes longueurs de dispositifs de retenue que «P_t». Dans le cas des dispositifs de retenue à poteaux et rails, on ne doit pas répartir la surcharge sur plus de 3 poteaux.

d) La surcharge verticale «P_v» doit être appliquée sur une longueur de dispositif de retenue équivalente à 5500 mm dans le cas des dispositifs PL-1 et PL-2, et sur une longueur de 12 000 mm pour les dispositifs PL-3.

e) Ces surcharges ne doivent servir que pour la conception des ancrages de dispositifs de retenue et des tabliers.

Figure 5.4 : Surcharges imposées par les véhicules aux dispositifs de retenue pour véhicules [CSA-S6-12.5.2.4]

Tableau 5.2 : Charges sur les dispositifs de retenue [CSA-S6-3.8.8.1]

Niveau de performance	Charge transversale, kN	Charge longitudinale, kN	Charge verticale, kN
PL-1	50	20	10
PL-2	100	30	30
PL-3	210	70	90

Pour les dispositifs PL-2 (le cas étudié dans ce chapitre), la surcharge transversale P_t = 100 kN doit être appliquée sur une longueur de dispositif de retenue équivalente à 1050 mm. La surcharge longitudinale P_l = 30 kN doit être appliquée aux mêmes endroits et sur les mêmes longueurs de dispositifs de retenue que P_t. Enfin, la surcharge verticale P_v = 30 kN doit être appliquée sur une longueur de dispositif de retenue équivalente de 5500 mm. Ces surcharges ne doivent servir que pour la conception des ancrages des dispositifs de retenue.

5.3.2 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 1996)

Le code américain définit aussi des conditions spécifiques pour la géométrie des parapets. Il spécifie un groupe de charges pour toutes les classes de véhicules, les routes et le trafic. La charge transversale nominale P = 44.5 kN est appliquée et distribuée tel que démontré à la figure 5.5. Quand la distance du sommet du parapet à la surface de référence est plus grande que 838 mm, la charge P est multipliée par C qui est calculé selon l'équation 5.2.

$$C = \frac{h - 381}{457.2} \tag{5.2}$$

où h est la distance du sommet du parapet à la surface de référence (mm)

Pour le parapet en béton, la charge P ou CP est distribuée sur une largeur de 1.5 m. En plus de la charge transversale, on doit appliquer simultanément une charge

longitudinale égal à *P*/2 ou *CP*/2. Enfin, le parapet doit subir une charge vers l'intérieur égale à ¼ de la charge vers l'extérieur.

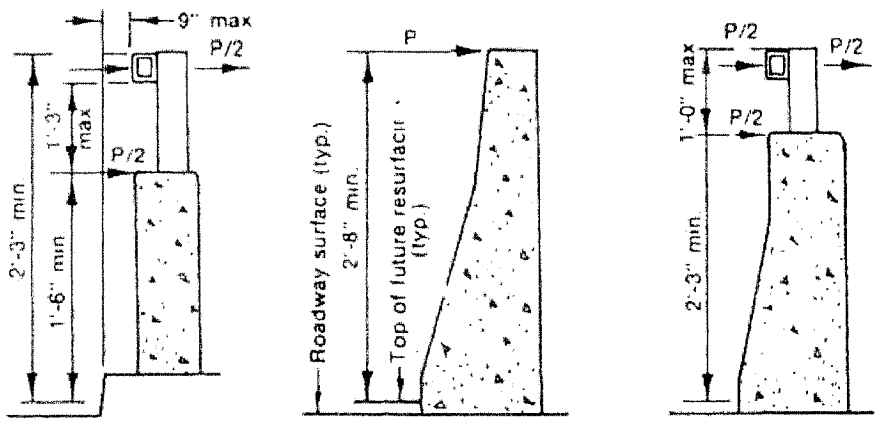


Figure 5.5 : Dispositifs de retenue avec la charge considérée (AASHTO, 1996)

5.3.3 AASHTO Guide Specifications for Bridge Railing (AASHTO, 1989)

Ce guide, qui complète le code américain, spécifie cinq niveaux de performance ainsi que leurs charges de conception et leurs géométries selon le type de performance tel que démontré à la figure 5.6 et au tableau 5.3.

Le tableau 5.3 donne des charges à utiliser pour la conception d'un prototype de parapet pour l'essai d'impact ou pour la conception d'un parapet unique (one-of-a-kind) quand l'essai d'impact n'est pas justifiable.

Le groupe de charges appliqué dans la zone inférieure du parapet F_{BWH}, F_{BWL}, F_{BWV} représente le choc du corps et les roues des voitures. Ce groupe correspond aux cinq types de performance PL-1, PL-2, PL-3, PL-4, PL-4T.

Le deuxième groupe de charges F_{FH}, F_{FL}, F_{FV} est appliqué à mi-hauteur du parapet et il représente l'impact du plancher d'une caravane (trailer floor). Ce groupe correspond au quatrième et au cinquième niveau de performance PL-4, PL-4T.

Le troisième groupe de charges F_{TH}, F_{TL}, F_{TV} est appliqué en haut du parapet et il représente l'impact du réservoir d'une caravane (tank trailer). Ce groupe correspond au cinquième niveau de performance PL-4T.

Les trois charges dans chaque groupe doivent être appliquées simultanément et distribuées sur une aire spécifique tel que démontré à la figure 5.6 et au tableau 5.3.

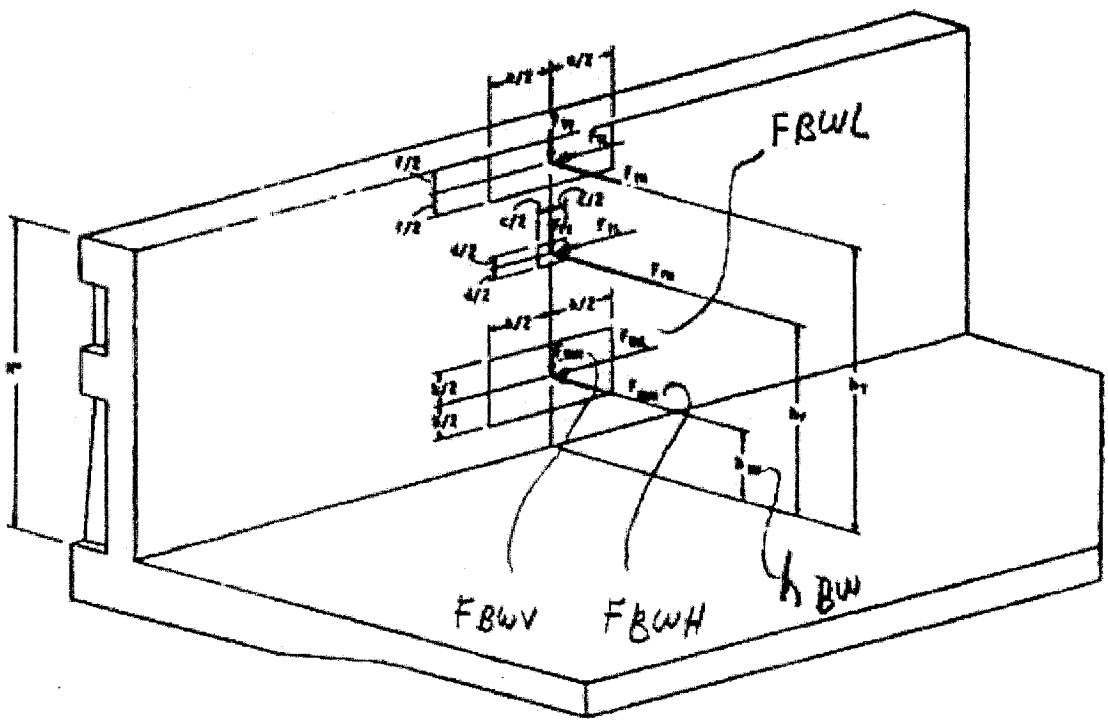


Figure 5.6 : Dispositif de retenue, géométrie et chargement (AASHTO, 1989)

Tableau 5.3 : Informations de conception de dispositif de retenue selon le niveau de performance (AASHTO, 1989)

Quantity Designations		PL-1	PL-2	PL-3	Optional PL-4	Optional PL-4T
Group I* Loads (Body and Wheels)	F_{BWH}	30 Kips	80 Kips	140 Kips	200 Kips	200 Kips
	F_{BWL}	±9 Kips	±24 Kips	±42 Kips	±60 Kips	±60 Kips
	F_{BWV}	+12 Kips (down) −4 Kips (up)	15 Kips (down) −5 Kips (up)	+18 Kips (down) −6 Kips (up)	+18 Kips (down) −6 Kips (up)	+18 Kips (down) −6 Kips (up)
Group II* Loads (Trailer Floor)	F_{FH}	—	—	—	240 Kips	200 Kips
	F_{FL}	—	—	—	±60 Kips	±50 Kips
	F_{FV}	—	—	—	−18 Kips (down) −6 Kips (up)	+18 Kips (down) −6 Kips (up)
Group III* Loads (Tank Trailer)	F_{TH}	—	—	—	—	200 Kips
	F_{TL}	—	—	—	—	±50 Kips
	F_{TV}	—	—	—	—	+18 Kips (down) −6 Kips (up)
Load Distribution Pattern Dimensions	a	24"	28"	32"	36"	36"
	b	12"	14"	16"	18"	18"
	c	—	—	—	12"	12"
	d	—	—	—	6"	6"
	e	—	—	—	—	36"
	f	—	—	—	—	8"
Load Locations	h_{BW}	16" thru (H-6")	17" thru (H-7")	18" thru (H-8")	19" thru (H_{BW}-9")	19" thru (H_{BW}-9")
	h_F	—	—	—	51"	51"
	h_T	—	—	—	—	74" (min) 84" (max)
Railing Geometry Dimensions	H	27" (min)	32" (min)	42" (min)	54" (min)	78" (min)
	H_A	10" (max)	10" (max)	10" (max)	10" (max)	10" (max)
	H_{BW}	27" (min)	32" (min)	42" (min)	32" to 42"	32" to 42"
	H_{BWS}	12" (min)	12" (min)	12" (min)	12" (min)	12" (min)
	H_F	—	—	—	54" (min)	54" (min)
	H_{FS}	—	—	—	6" (min)	6" (min)
	H_T	—	—	—	—	78" (min)
	H_{TS}	—	—	—	—	8" (min)

See Figure A1 for location of dimensions and forces.
* Each set of Group Loads to be applied separately.

5.4 LOGICIEL ATENA

Il s'agit d'un logiciel d'analyse non linéaire par éléments finis pour la simulation des structures en béton et béton armé (Červenka, 2005).

5.4.1 Modèle constitutif du béton

On a utilisé le modèle CC3DNonLinCementitious2User (Červenka, 2005) qui est un modèle de Fissuration - Plastique (Fracture - Plastic Constitutive Model). Ce modèle combine deux modèles constitutifs, le premier est le modèle de fissuration pour le comportement en traction et le deuxième est le modèle plastique pour le comportement en compression. Le modèle de fissuration est basé sur la formulation orthotropique classique de fissuration répartie (orthotropic smeared crack formulation) et le modèle de la bande de fissuration (crack band model). Le modèle en compression plastique durcissant/adoucissant est basé sur les surfaces de rupture de Menétrey-Willam ou Drucker-Prager (Červenka, 2005).

On a choisi le modèle CC3DNonLinCementitious2User dans ATENA parce qu'il peut reproduire le comportement d'un matériau durcissant-adoucissant comme le BFUP. En fait, ce modèle utilise les lois constitutives définies par l'utilisateur comme la courbe contrainte-déformation en traction (figure 5.7), en compression (figure 5.8), le facteur de rétention pour le cisaillement (shear retention factor) pour présenter la dégradation de la rigidité en cisaillement après la fissuration (figure 5.9) et de l'effet de la compression latérale sur la résistance en traction (figure 5.10).

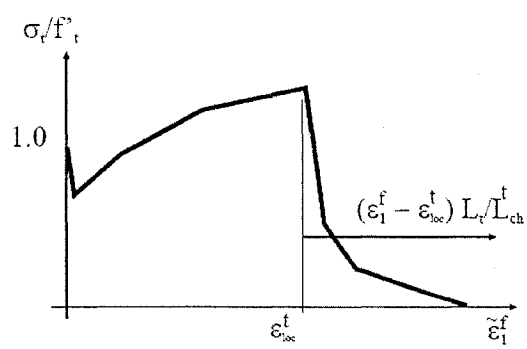


Figure 5.7 : Exemple d'une loi constitutive en traction définie par l'utilisateur du matériau CC3DNonLinCementitious2User (Červenka, 2005)

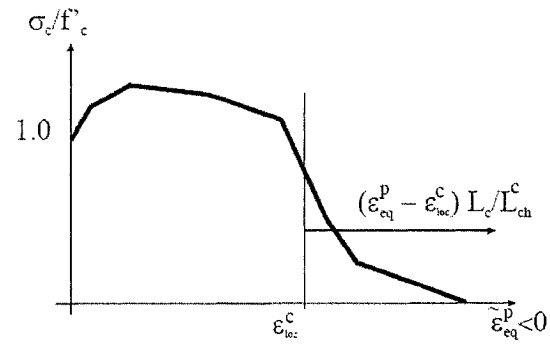


Figure 5.8 : Exemple d'une loi constitutive en compression définie par l'utilisateur du matériau CC3DNonLinCementitious2User (Červenka, 2005)

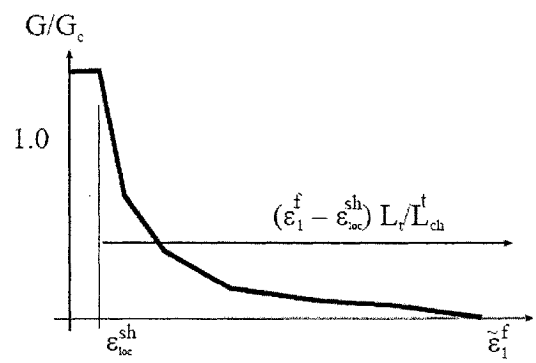


Figure 5.9 : Exemple du facteur défini par l'utilisateur de rétention pour le cisaillement pour la dégradation de la rigidité en cisaillement après la fissuration (Červenka, 2005)

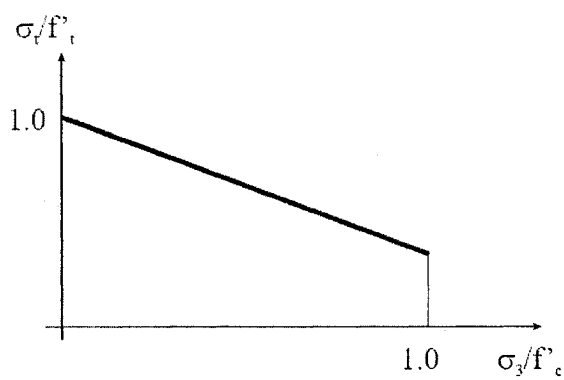


Figure 5.10 : Exemple d'une loi constitutive définie par l'utilisateur de la dégradation de la résistance en traction due à la contrainte de compression latérale (Červenka, 2005)

Dans les figures 5.7, 5.8 et 5.9, L_t et L_c représentent respectivement la taille de la bande de fissuration et de la bande d'écrasement (figure 5.11). Ces paramètres ont pour objectif d'éliminer deux défauts dans l'application du modèle d'éléments finis: l'effet de la taille de l'élément et l'effet de l'orientation de l'élément (Červenka, 2005).

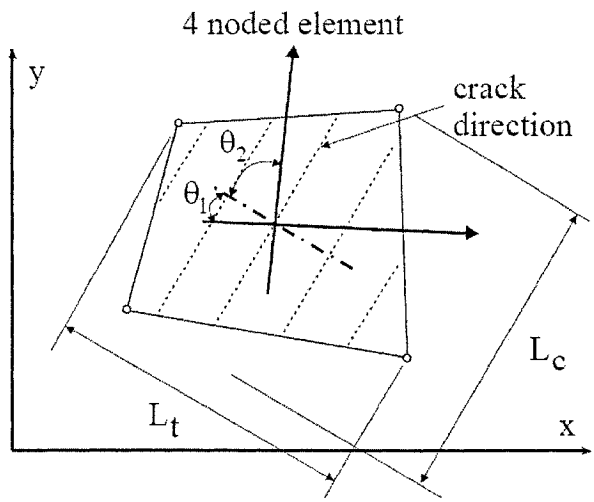


Figure 5.11 : Définition de la taille de la bande de rupture (Červenka, 2005)

Il est supposé dans ce modèle que la direction des plans de rupture est perpendiculaire aux contraintes principales en traction et en compression. Les bandes de rupture (L_t et L_c) sont définies comme des projections des dimensions de l'élément fini sur les plans de rupture comme illustré à la figure 5.11.

Dans les figures 5.7, 5.8 et 5.9, L_{ch}^t et L_{ch}^c représentent la taille où les diagrammes de traction et de compression sont valides respectivement. En général, ils correspondent à la base de mesure des capteurs lors des essais de traction et de compression utilisés pour déterminer les valeurs de déformation montrées aux figures précédentes (Červenka, 2005). ε_{loc} représente la valeur de la déformation où il y a localisation de

la fissuration. Lorsque la déformation de localisation est atteinte, le diagramme généralement entre dans la phase adoucissante (Červenka, 2005). La valeur de la déformation pour calculer la résistance en traction est calculée en se basant sur les hypothèses suivantes (Červenka, 2005) :

Si $\varepsilon_1^f < \varepsilon_{loc}^f$

$$\tilde{\varepsilon}_1^f = \varepsilon_1^f \tag{5.3}$$

Sinon

$$\tilde{\varepsilon}_1^f = \varepsilon_{loc}^f + (\varepsilon_1^f - \varepsilon_{loc}^f)\frac{L_t}{L_{ch}^t} \tag{5.4}$$

où

ε_1^f est la déformation calculée du tenseur de déformation aux points d'intégration de l'élément fini;

$\tilde{\varepsilon}_1^f$ est la déformation utilisée pour déterminer la résistance actuelle en traction du diagramme contrainte-déformation fourni par l'utilisateur, tel que montré à la figure 5.7.

L'équation (5.4) représente une transformation d'échelle qui prend en considération la différence entre la taille expérimentale et la taille de l'élément fini. Cette approche garantit que la même quantité d'énergie est dissipée quand on utilise des éléments finis de différentes tailles (Červenka, 2005).

Le calcul de la valeur de déformation aux figures 5.8 et 5.9 est similaire aux équations 5.3 et 5.4 mais en utilisant les valeurs appropriés de ε_{loc}, L et L_{ch}.

5.4.2 Validation du logiciel ATENA pour le béton fibré

Wuest (2004) a fait une série d'essais de validation (augmentation du maillage, essai de traction, etc.) et il a constaté que les lois proposées dans le logiciel étaient vérifiées.

Dans le cadre de ce projet, on a également validé le logiciel ATENA en reproduisant l'essai de flexion à quatre points, l'essai de traction sur tirant en béton armé et l'essai de panneau en cisaillement. On a constaté que les résultats obtenus avec le logiciel sont très similaires aux résultats des essais expérimentaux.

5.5 MODÉLISATION DU PARAPET

5.5.1 Matériaux utilisés

Le tableau 5.4 montre les données utilisées pour la modélisation des classes de béton dans le model *CC3DNonLinCementitious2User*. Pour le BHP-50, on a seulement introduit f'_c, f_t et E et on a pris toutes les autres données par défaut du logiciel. Pour les BFHP 50, BFHP 90 et BFUP 150, on a introduit f'_c, E et on a introduit aussi la loi du comportement en traction (contrainte-déformation), la taille caractéristique en traction et la déformation de localisation. On a pris toutes les autres données par défaut du logiciel. Les courbes contrainte-déformation en traction pour les quatre types de bétons étudiés (BHP 50, BFHP 50, BFHP 90 et BFUP 150) sont illustrées à la figure 5.12.

Pour les boulons d'ancrage du parapet, on a utilisé le matériau *3D Elastic Isotropic* avec un module élastique de 210 000 MPa et un coefficient de Poisson de 0.3. Pour l'acier d'armature du parapet on a utilisé le matériau *Reinforcement* avec un module élastique de 210 000 MPa et une limite élastique de 400 MPa.

Tableau 5.4 : Identification et propriétés des classes de béton à l'étude

Propriété	**BHP-50**	**BFHP-50**	**BFHP-90**	**BFUP-150**
E (MPa)	3120	3120	42000	48000
Résistance à la traction f_t (MPa)	3	3	4	10.9
Résistance à la compression f'_c (MPa)	50	50	90	150
Taille caractéristique en traction L^t_{ch} (mm)	30	100	100	100
Déformation de la localisation	0	0	0	2.6E-3

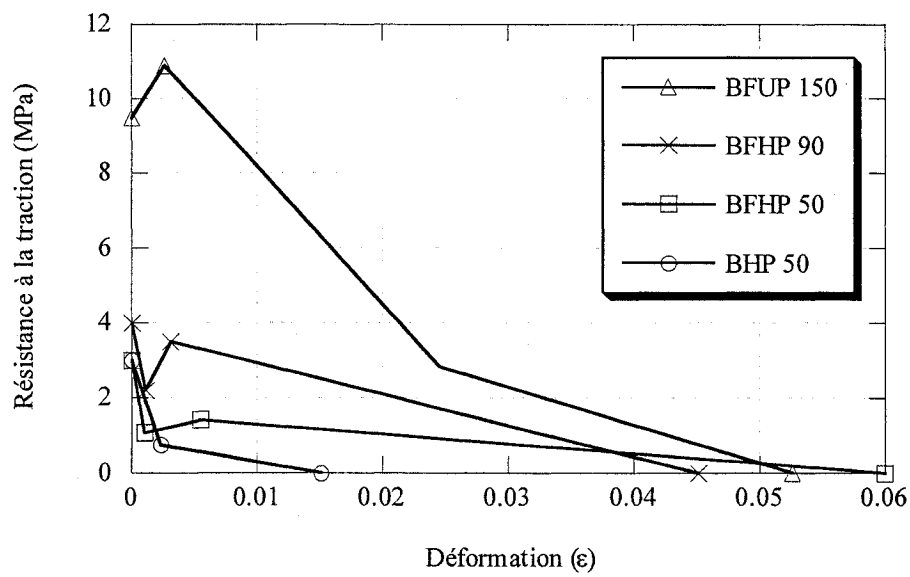


Figure 5.12 : Courbe contrainte-déformation post-pic en traction des classes de bétons à l'étude

5.5.2 Élément fini utilisé et maillage

L'élément utilisé est un élément 3D solide de tétraèdre (figure 5.13). C'est un élément isoparamétrique avec une intégration de type Gauss.

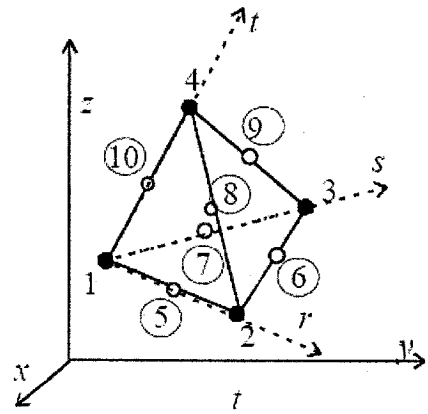


Figure 5.13 : Géométrie d'élément 3D solide de tétraèdre

La figure 5.14 montre le maillage choisi du parapet de référence. La dimension maximale de l'élément utilisé est de 0.10 m, mais on a fait un raffinement autour du point d'application de la charge sur le parapet, de la zone de l'ancrage et pour les boulons d'ancrage. De plus, la compatibilité du maillage entre les macroéléments voisins est imposée.

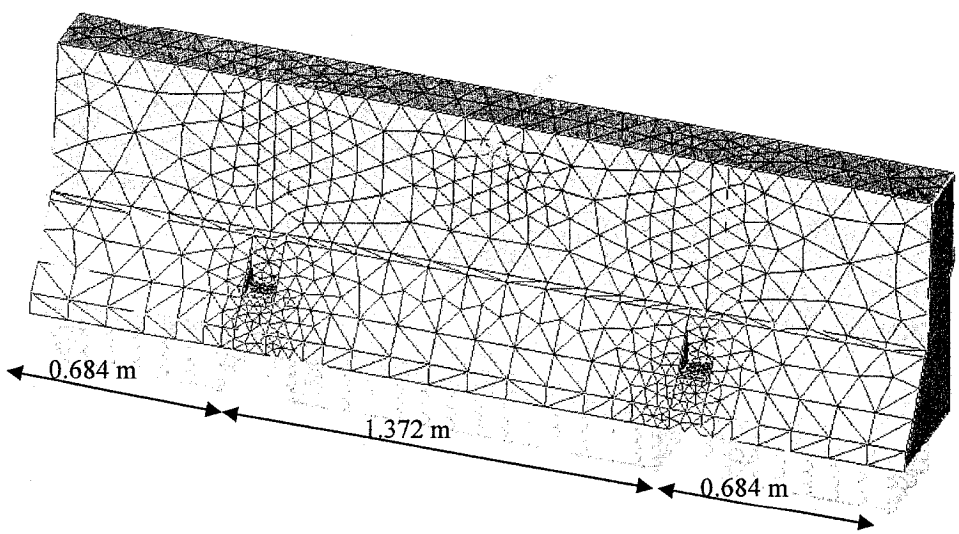


Figure 5.14 : Géométrie et maillage du modèle du parapet étudié

5.5.3 Méthode de résolution

On a utilisé la méthode de résolution nonlinéaire de Newton-Raphson. Dans un cas de chargement avec des déplacements contrôlés, cette méthode conserve l'incrément de déplacement et fait des itérations pour trouver la charge qui satisfait l'équilibre avec la tolérance définie. Par conséquent, cette méthode est capable de tracer la réponse après le pic pour un cas de chargement avec des déplacements contrôlés. Pour augmenter la vitesse de convergence de la solution, on a utilisé la méthode complète Newton-Raphson en actualisant la tangente de la rigidité à chaque itération (figure 5.15). Pour l'ajustement automatique de la vitesse d'analyse selon la nonlinéarité de la réponse, la méthode Newton-Raphson est améliorée par la méthode du Line Search.

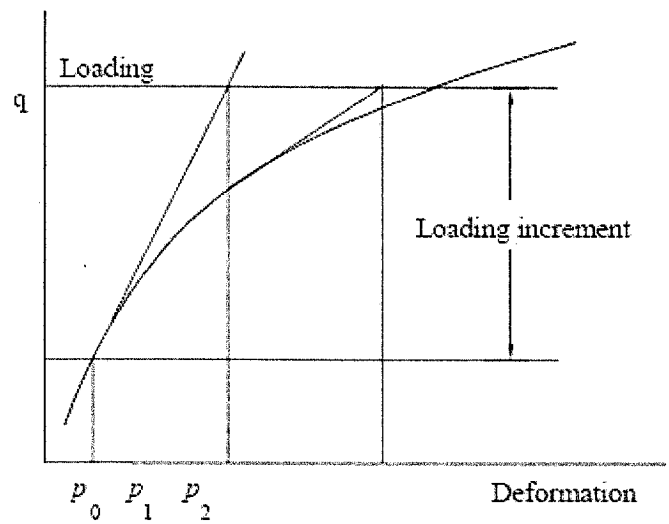


Figure 5.15 : Méthode Newton-Raphson complète avec un incrément de charge (Červenka, 2005)

On a utilisé les critères de convergence par défaut du logiciel qui sont définies pour des cas structuraux typiques.

5.5.4 Conditions limites et chargement

Afin de reproduire les conditions de fixité d'un parapet préfabriqué sur un tablier de pont, la surface inférieure du parapet a été reliée par des ressorts non-linéaires et des boulons d'ancrages ont été installés à espacement régulier. Les ressorts non-linéaires reproduisent la réaction verticale de la dalle sur le parapet. Ces ressorts travaillent seulement en compression avec un module élastique du béton 31200 MPa et une longueur de 0.3 m. Les boulons d'ancrage sont fixés dans les trois directions à leur extrémité inférieure qui simule leur ancrage dans la dalle du pont.

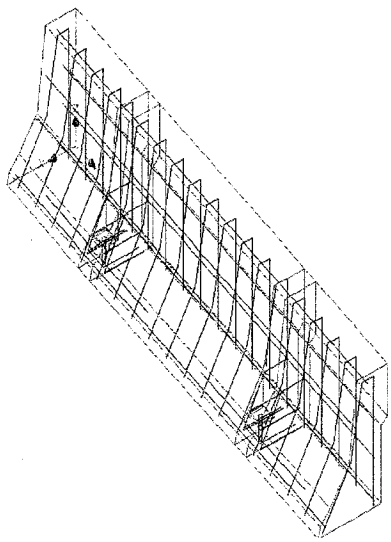
Les charges longitudinale et verticale (réparties sur des longueurs spécifiques) imposées dans le code S6-00 pour vérifier l'ancrage du parapet sont relativement faibles et n'affectent pas considérablement la réponse structurale du parapet. Donc, pour simplifier la comparaison, on a utilisé seulement la charge transversale (perpendiculaire au plan du parapet) qui est la plus critique dans la conception du parapet.

On a appliqué cette charge transversale en déplacement contrôlé au noeud près du sommet de parapet (à 700 mm de la base du parapet) selon le code canadien *CSA-S6-00* (CSA, 2000) pour calculer les efforts générés dans les ancrages et dans le parapet de niveau PL-2. L'incrément de déplacement entre chaque pas de chargement était de 0.0002 m.

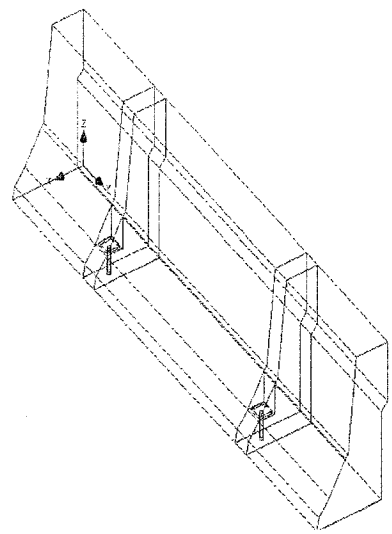
On a négligé la friction entre le parapet et la dalle du pont et le poids mort du parapet.

5.6 Performance du parapet de référence

Le parapet de référence a été étudié avec 2 configurations différentes, soit avec et sans armature (figure 5.16), afin de permettre une comparaison stricte des résultats avec les parapets en béton fibrés avec et sans armature.



Parapet en BHP-50 avec armature et deux boulons, épaisseur au sommet de 190 mm



Parapet en BHP-50 sans armature et deux boulons, épaisseur au sommet de 190 mm

Figure 5.16 : Géométrie du parapet de référence armé et non armé

La figure 5.17 montre le comportement du parapet de référence armé et non armé avec les classes de béton étudiées. Selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000), le parapet doit pouvoir reprendre une charge latérale minimale de 100 kN (tableau 5.2) qui indiqué par une droite sur la figure 5.17. Le tableau 5.5 résume la capacité du parapet armé et non armé des classes de bétons étudiées.

On constate à la figure 5.17 et au tableau 5.5 que l'apport des armatures n'est pas très significatif. Lors d'une rupture en flexion hors plan entre les ancrages, seules les armatures longitudinales ont un apport. Lors d'une rupture en flexion porte-à-faux, les cadres verticaux participent à la résistance. Pour ces calcules, la rupture des différentes configurations était en flexion hors plan entre les ancrages.

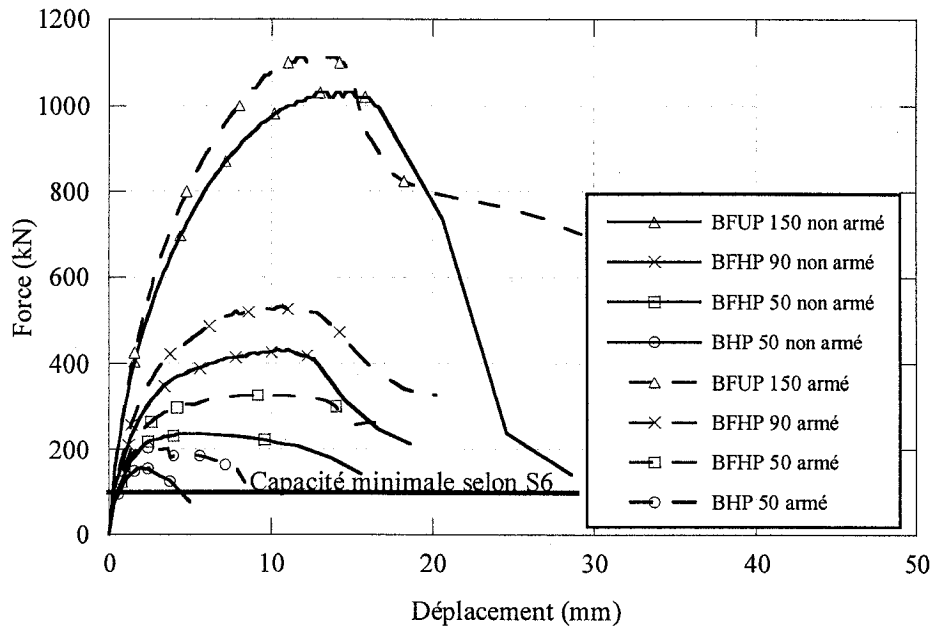


Figure 5.17 : Réponses du parapet de référence armé et non armé des classes de bétons à l'étude

Tableau 5.5 : Résistance du parapet original armé et non armé des classes de bétons à l'étude

	BHP-50	BFHP-50	BFHP-90	BFUP-150
Résistance du parapet non armé (kN)	158	237	433	1030
Résistance du parapet armé (kN)	208	327	532	1110
Gain de résistance procuré par les armatures (%)	30	40	20	10
Résistance relative pour le parapet non armé	1	1.50	2.74	6.52
Résistance relative pour le parapet armé	1	1.57	2.56	5.34

Les résultats de cette première analyse tendent à indiquer que la position standard des armatures des parapets procure un faible gain de résistance, mais une ductilité et une non fragilité à la rupture nécessaires.

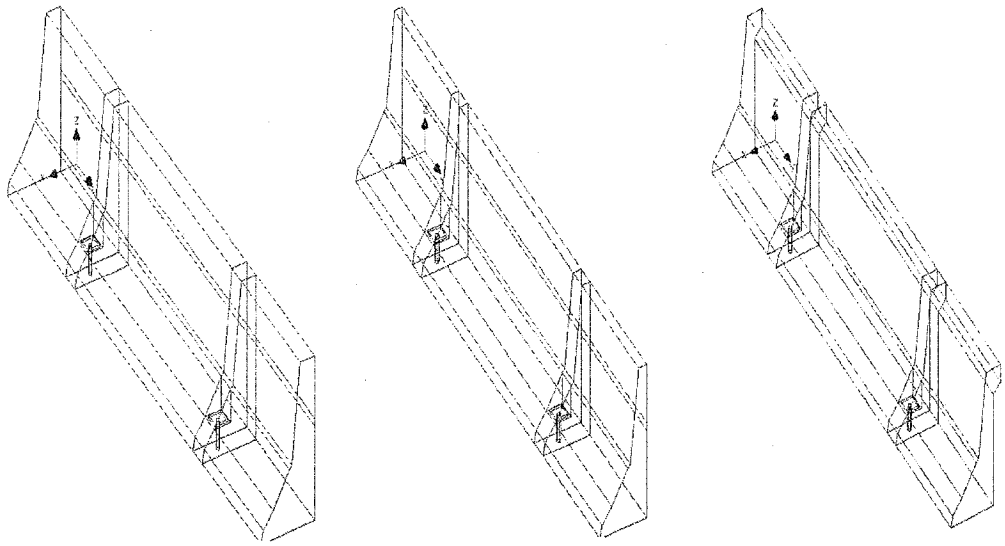
L'apport des armatures diminue avec l'augmentation de la résistance en compression et en traction des BRF qui fait en sorte que la petite quantité d'armature contribue moins à la capacité du parapet. On constate aussi que pour le parapet armé et non armé, la résistance relative des parapets en BRF s'accroît avec les propriétés mécaniques des BRF (BHP-50, BFHP-50, BFHP-90, BFUP-150).

Il n'est pas requis que les parapets en BRF aient une capacité portante qui excède de plus de 50% celle du parapet de référence, c'est pourquoi les sections suivantes ont pour objectifs d'optimiser les parapets en BRF.

5.7 Optimisation de l'épaisseur et de la forme pour un parapet avec deux ancrages

La première phase d'optimisation pour but de réduire l'épaisseur du parapet fabriqué avec les différents matériaux. Les géométries des parapets optimisés en BHFP-90 et en BFUP-150 sont présentées à la figure 5.18. La figure 5.19 montre les réponses pour les différents cas d'optimisation en comparaison avec le cas original du parapet en BHP-50 armé.

Pour le parapet en BFHP-90, on a pu réduire l'épaisseur de 190 à 90 mm et éliminer les armatures. Pour le parapet en BFUP-150, on a pu réduire l'épaisseur de 190 à 50 mm et éliminer les armatures. Pour le parapet en BFHP-50, on a pu enlever l'armature, cependant l'épaisseur originale a dû être conservé.



Parapet en BFHP-90 sans armature avec épaisseur au sommet de 90mm

Parapet en BFUP-150 sans armature avec épaisseur au sommet de 50mm

Parapet en BFUP-150 sans armature avec épaisseur au sommet de 50mm et raidisseur

Figure 5.18 : Géométrie des parapets optimisés avec deux ancrages en BFHP-90 et BFUP-150

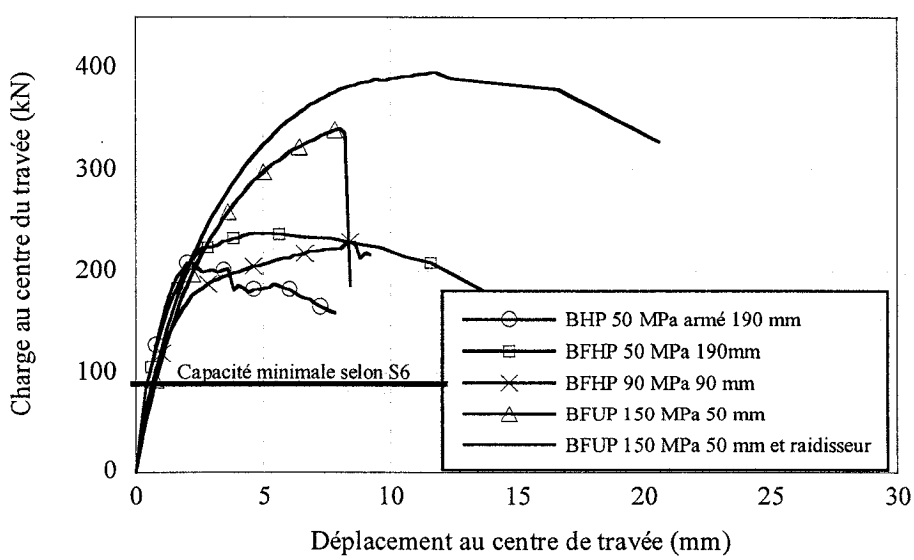


Figure 5.19 : Réponses des parapets optimisés avec deux ancrages avec les classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée)

Afin de comparer les différents cas d'optimisation de manière objective, on a évalué l'état du parapet et de l'ancrage pour la charge transversale 100 kN fixée par le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000). Le Tableau 5.6 montre les valeurs de l'ouverture des fissures, la position des fissures, la charge dans les boulons et le déplacement au centre de la travée du parapet pour les différents cas d'optimisation. Les mêmes informations sont également fournies à la charge maximale.

Tableau 5.6 : Comportement des parapets optimisés avec deux boulons des classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée)

	BHP-50 (190 mm) armé	BFHP-50 (190 mm)	BFHP-90 (90 mm)	BFUP-150 (50 mm)	BFUP-150 (50mm) raidisseur
Fissuration (mm) à une force de 100 kN	1.35E-01	1.38E-01	1.33E-01	4.63E-02	4.52E-02
Contrainte dans le boulon (MPa) à une force de 100 kN	184.7	172.3	184.3	104.1	106.2
Position de la fissuration à une force de 100 kN	À l'ancrage	À l'ancrage	À l'ancrage	À l'ancrage	À l'ancrage
Déplacement au centre de travée (mm) à une force de 100 kN	0.54	0.54	0.55	0.88	0.77
Charge maximale (kN)	208	237	228	340	395
Contrainte dans le boulon à la charge maximale (MPa)	592	862	833	1083	1468
Position de la fissuration à la charge maximale	Centre de travée	Centre de travée	Centre de travée	Centre de travée	Centre de travée

On remarque à la figure 5.19 et au tableau 5.6 qu'on surpasse la force transversale à reprendre de 100 kN pour toutes les configurations étudiées.

Les parapets faits en bétons fibrés ont des capacités portantes supérieures à celui en béton armé ordinaire. Le parapet le plus résistant est le parapet en BFUP-150 d'une épaisseur au sommet de 50 mm avec un raidisseur, viennent ensuite les parapets en BFUP-150 de 50 mm d'épaisseur, en BFHP-50 de190 mm d'épaisseur, en BFHP-90 de 90 mm d'épaisseur et enfin en BHP-50 de190 mm d'épaisseur armé.

Quand on utilise le parapet en BFUP-150 avec 50 mm d'épaisseur sans raidisseur, on obtient une rupture fragile en flexion. Pour éviter cette situation et pour augmenter la rigidité et la ductilité de ce parapet, on a ajouté un raidisseur de 50 mm au sommet du parapet.

Pour la charge transversale de référence (100 kN), l'ouverture des fissures dans le parapet en BFUP-150 de 50 mm d'épaisseur avec raidisseur et la contrainte dans les boulons sont plus faibles que celles retrouvées dans les autres parapets.

La rigidité du parapet original en béton normal armé BHP-50 est plus grande que ceux faits avec les autres types de béton. Par conséquent, pour la charge de référence, le déplacement au centre de la travée pour le parapet en BHP-50 de190 mm d'épaisseur armé est le moins élevé alors que le déplacement le plus élevé est pour le parapet en BFUP-150 de 50 mm d'épaisseur sans raidisseur.

Pour tous les cas étudiés, la fissuration commence dans l'ancrage et se propage dans le corps du parapet. La fissuration de flexion au centre de travée devient la plus critique à la résistance maximale. D'autre part, les figures 5.20 et 5.21 montrent qu'il y a plus de distribution des efforts dans le corps du parapet en BFUP-150 en comparaison avec le cas original du parapet du BHP-50 armé. En effet, pour le parapet en BFUP-150 tout le corps du parapet participe à la reprise des efforts causant ainsi une fissuration répandue à l'ensemble du parapet (figure 5.20).

Pour les parapets en bétons fibrés, la contrainte dans les boulons est très élevée au pic de la capacité portante. En supposant que les boulons ont la résistance la plus élevée disponible sur le marché, soit la classe de A490M avec une résistance ultime de 1040 MPa (CSA S16-01, 2004), la résistance des boulons est atteinte dans les parapets en BFUP. Dans ce contexte, on a décidé d'étudier l'influence du nombre de boulons d'ancrage dans les parapets.

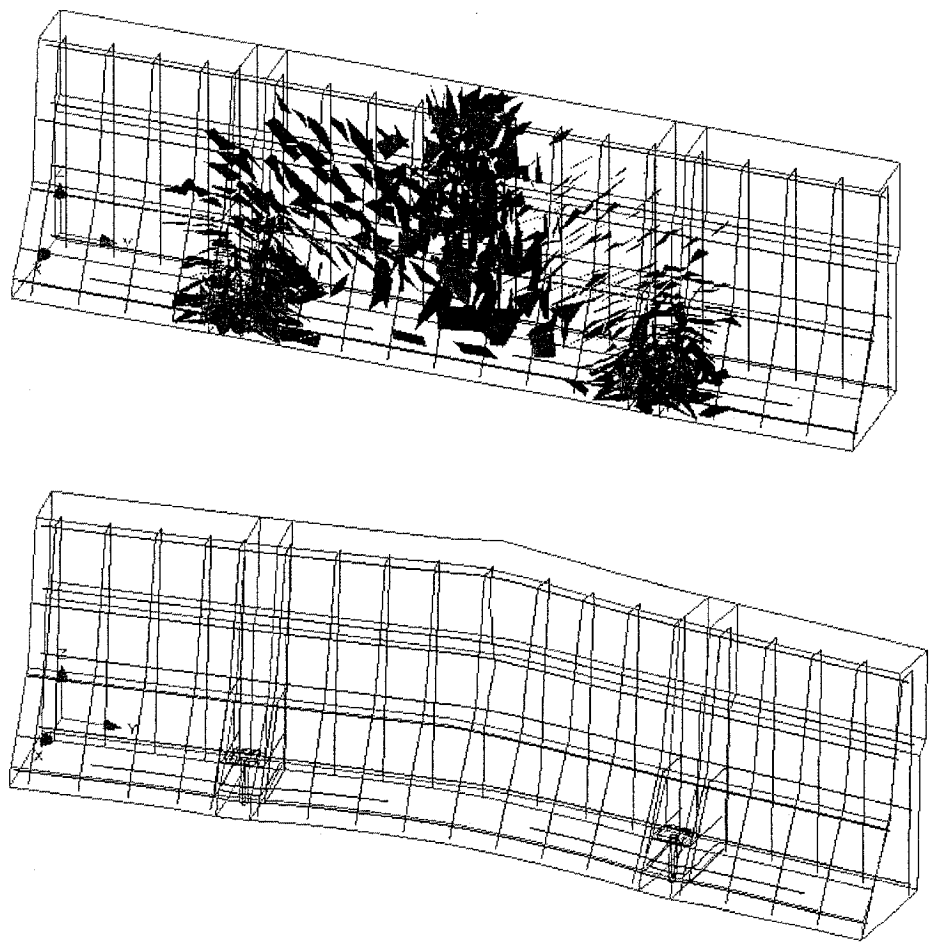


Figure 5.20 : Fissuration et déformée (x50) à la résistance maximale (P = 208 kN) du parapet en BHP-50 armé avec une épaisseur de 190 mm au sommet

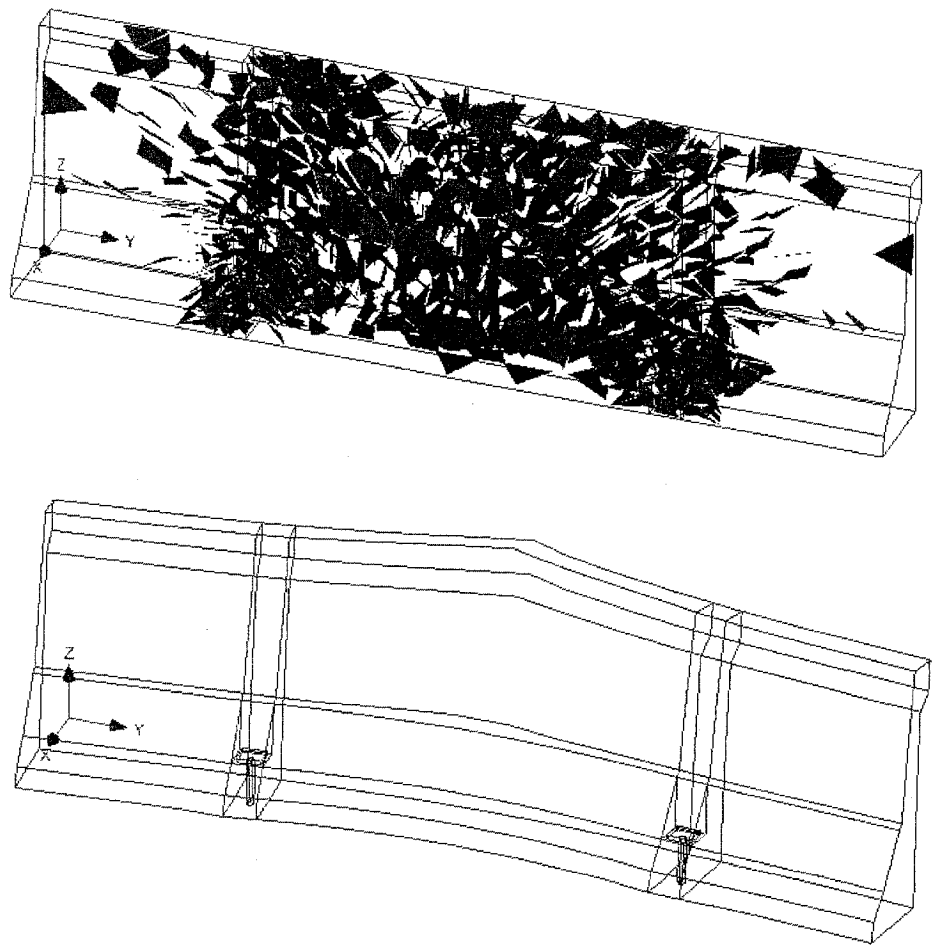


Figure 5.21 : Fissuration et déformée (x20) à la résistance maximale (P = 395 kN) du parapet en BFUP-150 et avec une épaisseur de 50 mm et un raidisseur au sommet

5.8 Optimisation du nombre d'ancrages

Dans cette deuxième phase d'optimisation, la position ainsi que le nombre d'ancrages du parapet seront étudiés.

5.8.1.1 Position des ancrages

On a testé plusieurs portées de porte-à-faux et de travée du parapet pour déterminer la meilleure position de l'ancrage. La figure 5.22 illustre le comportement des parapets

BHP-50 avec trois ancrages et différentes longueurs de porte-à-faux. Pour ces calculs la charge transversale a été appliquée à l'extrémité du porte-à-faux et le déplacement mesuré au point d'application de la charge. On constate à la figure 5.22 que le meilleur comportement est obtenu quand le porte-à-faux est court (0.15 m ou 0.25 m).

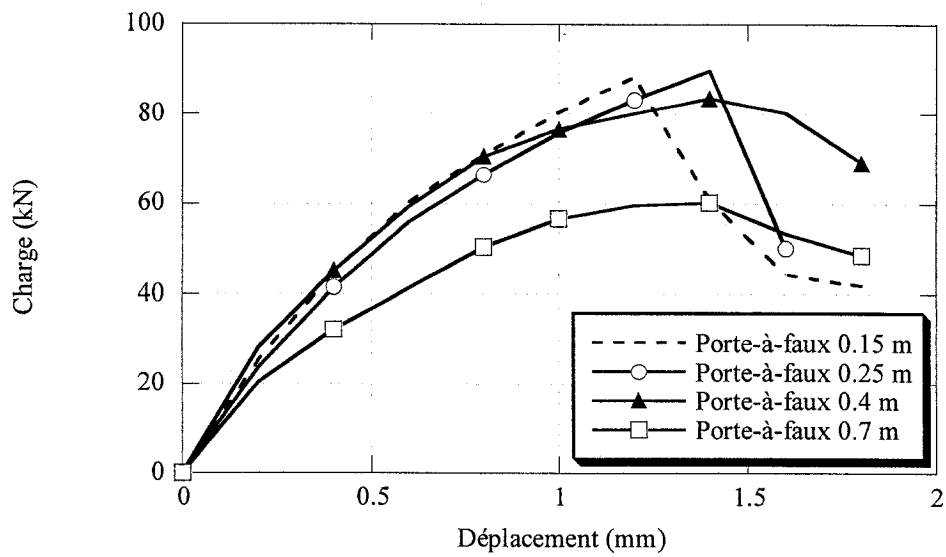


Figure 5.22 : Réponses des parapets en BHP-50 avec trois ancrages et différentes longueurs de porte-à-faux (charge appliquée à l'extrémité)

La figure 5.23 montre le comportement des parapets BHP-50 avec trois ancrages et différentes longueurs de porte-à-faux avec une charge appliquée à l'appui (ancrage le plus proche du bord du parapet). À nouveau le déplacement est mesuré au point d'application de la charge. On constate que la longueur de 0.25 m demeure performante contrairement à la longueur de 0.15m.

Les résultats obtenus démontrent donc que la diminution de la longueur du porte-à-faux du parapet améliore sa résistance si la charge est appliquée à l'extrémité, mais elle affaiblit la région de l'ancrage quand la charge est au centre de la travée ou à

l'appui. Par conséquent, on a choisi une longueur de porte-à-faux de 0.25 comme montré à la figure 5.24.

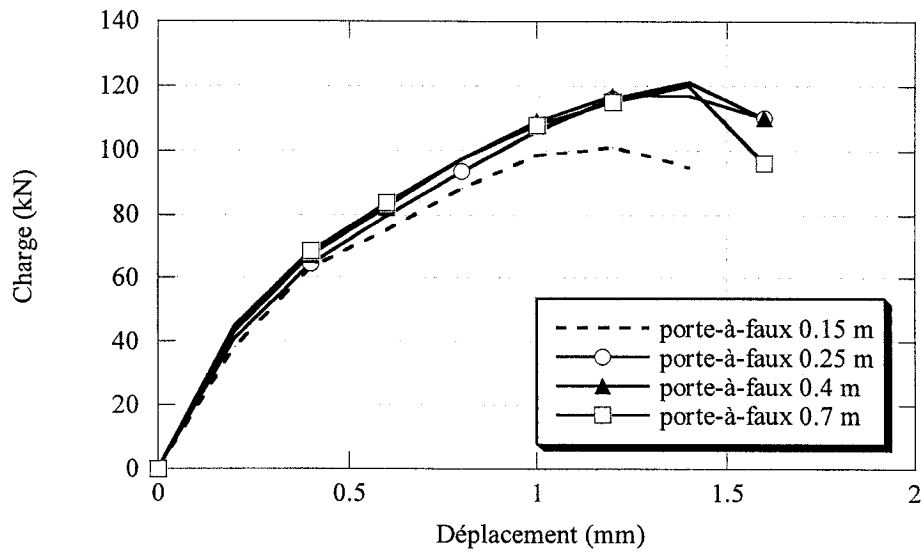


Figure 5.23 : Réponses des parapets en BHP 50 avec trois ancrage et différentes longueurs de porte-à-faux (charge appliquée à l'appui)

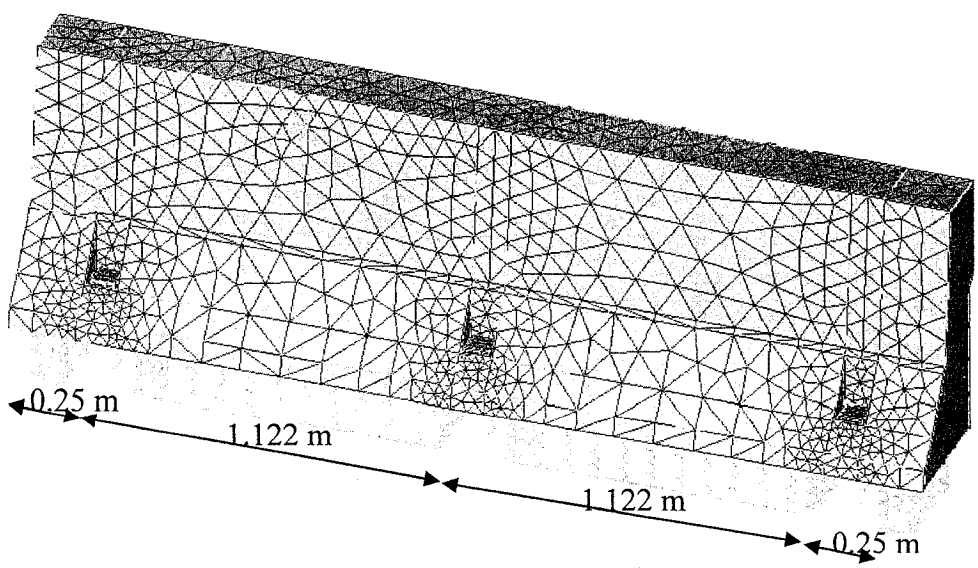
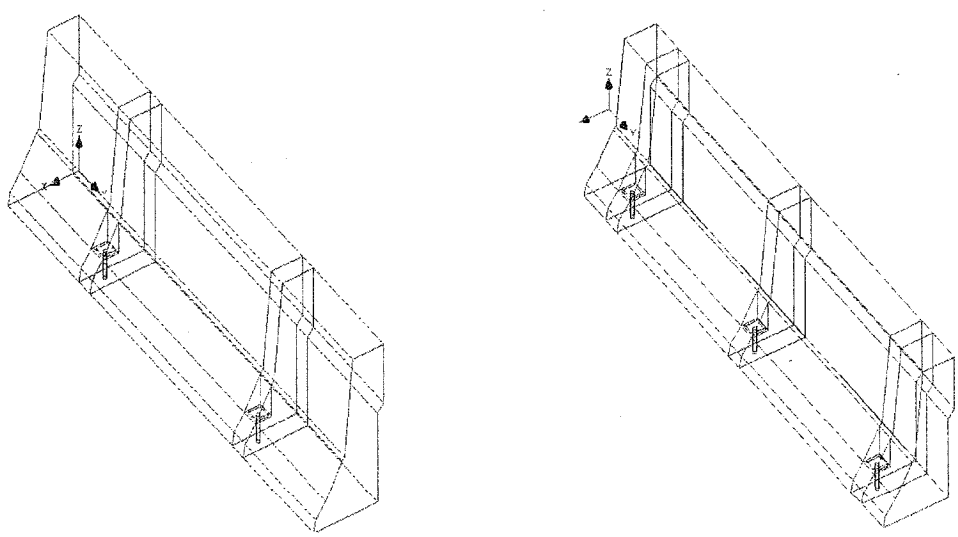


Figure 5.24 : Géométrie et maillage du modèle du parapet à trois encrages

5.8.1.2 Comparaison entre les parapets avec deux et trois ancrages

On a comparé deux modes d'ancrage des parapets pour les quatre classes de bétons étudiés, soit avec 2 ou 3 ancrages. Pour cette vérification, la charge est appliquée au centre de la travée (entre deux points d'ancrage). La distance entre les ancrages est de 1.372 m pour le parapet à une travée et de 1.122 m pour le parapet à deux travées (figure 5.25). La comparaison des résultats est montrée à la figure 5.26.

La figure 5.26 démontre que la différence de la résistance maximale n'est pas grande entre le parapet à deux et à trois ancrages pour les quatre classes de matériaux utilisées. Cela s'explique par le fait que la charge n'est pas appliquée au même endroit pour les deux parapets. Elle est appliquée dans le centre de la travée pour les deux cas, mais se situe à deux positions différentes. À noter que l'aire sous la courbe est plus grande pour le parapet en béton fibré avec trois ancrages. Ceci signifie que l'énergie de rupture est plus élevée pour le cas du parapet à trois ancrages.



Parapet sans armature et deux boulons, épaisseur au sommet de 190mm

Parapet sans armature et trois boulons, épaisseur au sommet de 190mm

Figure 5.25 : Géométrie des parapets de deux et trois ancrages

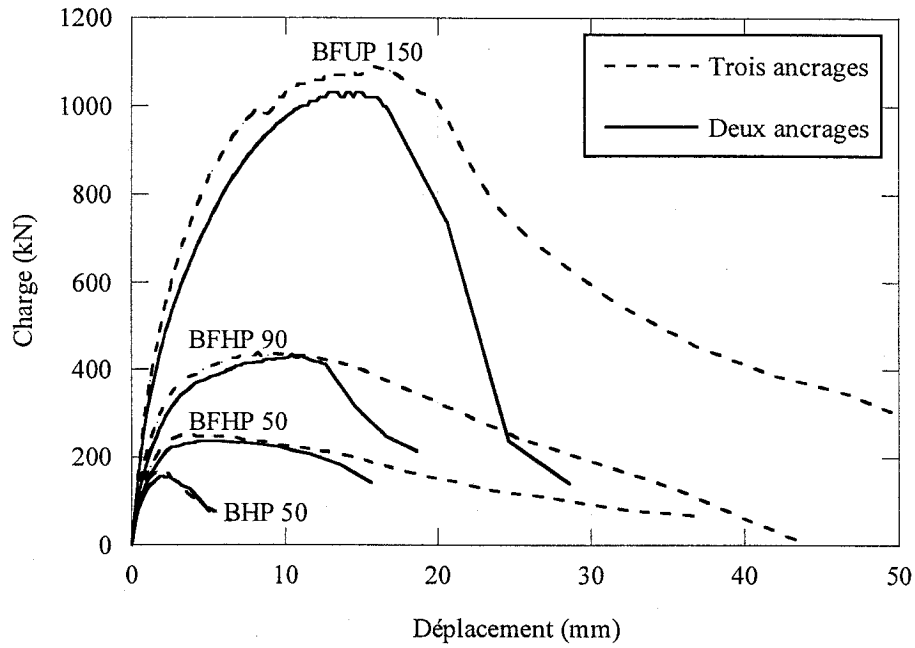


Figure 5.26 : Réponses des parapets avec deux et trois ancrages pour les classes de bétons à l'étude et avec une charge au centre de la travée

Pour vérifier de plus l'influence du nombre d'ancrages, on a fait une seconde comparaison entre deux parapets en béton BHP-50 de la même longueur (figure 5.25), l'un avec deux ancrages et l'autre avec trois ancrages. Cette fois on a appliqué la charge au même endroit pour les deux parapets pour trois points d'application de la charge, soit à 1.37m et à 0.81 m et à 0 m de l'extrémité du parapet. Les résultats sont montrés à la figure 5.27.

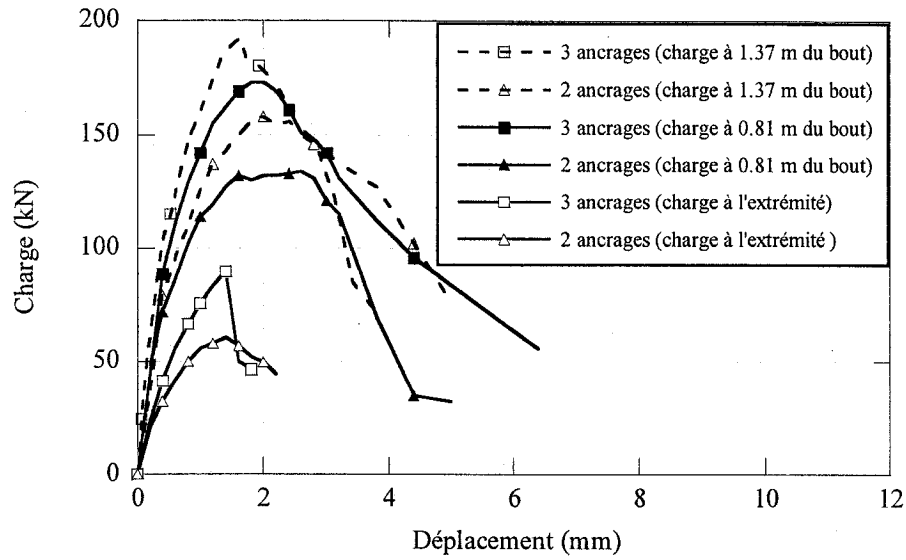


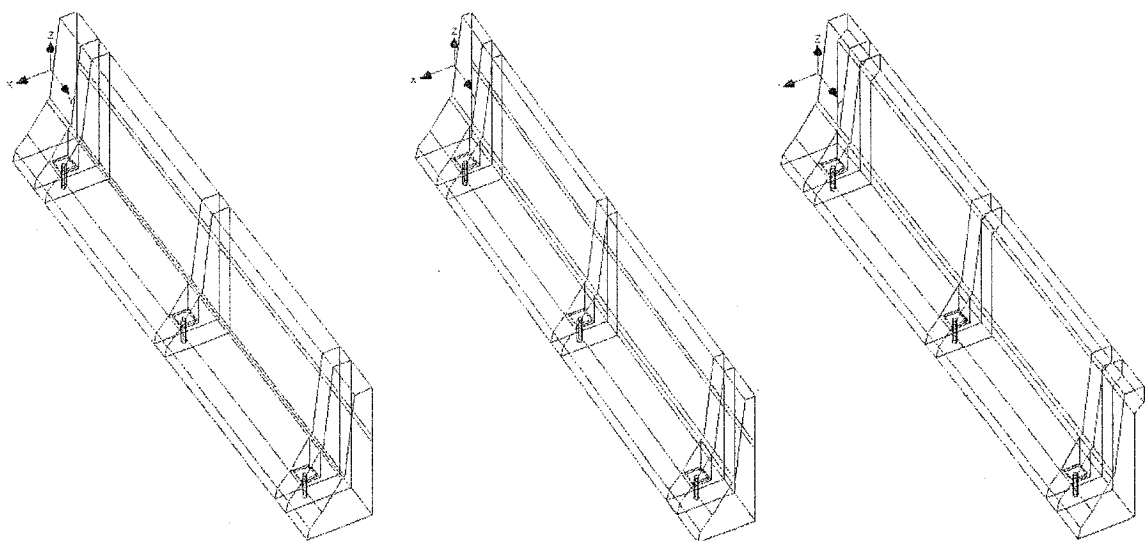
Figure 5.27 : Réponses des parapets en béton BHP 50 avec deux et trois ancrages pour des points d'application de la charge identiques

On constate à la figure 5.27 que le parapet avec les trois ancrages possède une résistance supérieure que celle du parapet avec deux ancrages. De plus, avec trois ancrages, on diminue l'intensité de la charge dans les boulons d'ancrage comme il sera démontré à la section suivante. Finalement, avec trois ancrages on augmente la redondance de la structure en comparaison avec un parapet avec deux ancrages. Avec trois ancrages, l'un des ancrages peut faire défaut sans compromettre la sécurité des usagers de la route.

5.9 Optimisation de l'épaisseur et de la forme pour un parapet avec trois ancrages

L'optimisation des parapets réalisée à la section 5.7 est reprise cette fois pour un des parapets de trois ancrages.

On a donc essayé de réduire l'épaisseur du parapet fabriqué avec les différents matériaux. On a pu réduire l'épaisseur du parapet en BFHP-90 sans armature à 90 mm et l'épaisseur du parapet en BFUP-150 sans armature à 50 mm. Pour le parapet en BFHP-50 on a pu enlever l'armature et conserver son épaisseur originale. Les géométries des parapets optimisés en BHFP-90 et BFUP-150 sont illustrées à la figure 5.28. La figure 5.29 présente les réponses pour les différents cas d'optimisation en comparaison avec le cas original de parapet en BHP-50 armé et la capacité minimale requise de la charge transversale selon la norme *CSA-S6-00* (CSA, 2000).



Parapet en BFHP-90 sans armature et épaisseur au sommet de 90mm

Parapet en BFUP-150 sans armature et épaisseur au sommet de 50mm

Parapet en BFUP-150 sans armature et épaisseur au sommet de 50mm et raidisseur

Figure 5.28 : Géométrie des parapets optimisés avec trois ancrages et en bétons BFHP-90 et BFUP-150

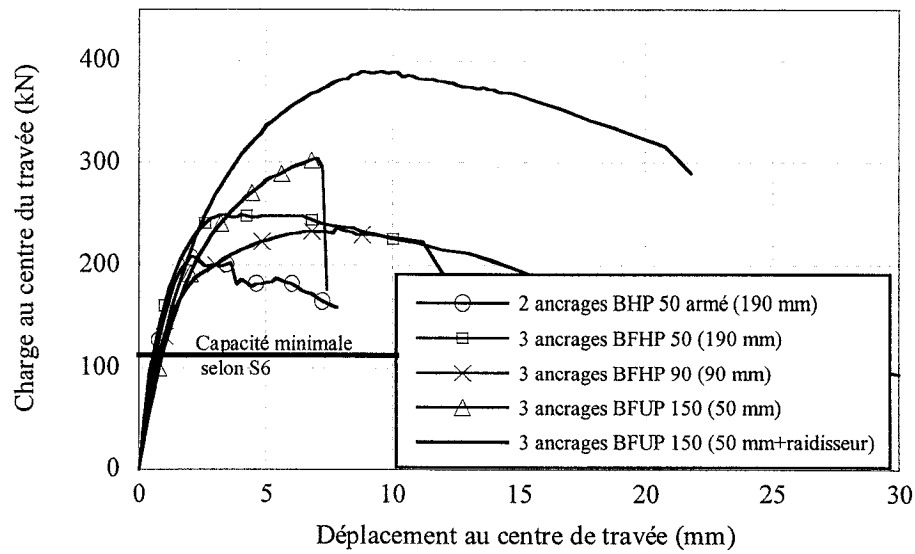


Figure 5.29 : Réponses des parapets optimisés de trois ancrages avec des classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée)

Pour comparer les différents cas d'optimisation dans le domaine presque élastique on a fait la comparaison à la charge transversale 100 kN fixée par la norme. Le tableau 5.7 montre les valeurs de l'ouverture des fissures, la position des fissures, la charge dans les boulons et le déplacement au centre de la travée pour les différents cas d'optimisation. Le tableau présente également la charge dans les boulons et la position des fissures à la résistance maximale du parapet.

On remarque tout d'abord à la figure 5.29 et au tableau 5.7 que les parapets surpassent le critère fixé par le code S6 pour la force transversale de 100 kN à reprendre.

Les parapets fabriqués avec des bétons fibrés ont des capacités portantes supérieures à celle du parapet de référence en béton armé. Le parapet le plus résistant est le parapet en BFUP-150 de 50mm d'épaisseur avec un raidisseur, puis celui en BFUP-150 de 50 mm d'épaisseur, ensuite celui en BFHP-50 de 190 mm d'épaisseur, ensuite celui en

BFHP-50 de 90 mm d'épaisseur et enfin celui en BHP-50 de190 mm d'épaisseur armé.

Tableau 5.7 : Comportement des parapets optimisés avec trois ancrages et les classes de bétons à l'étude (charge au centre de travée)

	BHP-50 (190 mm) armé 2 boulons	BFHP-50 (190 mm) 3 boulons	BFHP-90 (90 mm) 3 boulons	BFUP-150 (50 mm) 3 boulons	BFUP-150 (50mm) raidisseur 3 boulons
Fissuration (mm) sous une force de 100 kN	1.35E-01	1.14E-01	9.39E-02	2.89E-02	2.85E-02
Contrainte dans les boulons (MPa) sous une force de 100 kN	184.7	128.4	138.4	94.7	93.8
Position de fissuration à une force de 100 kN	À l'ancrage	À l'ancrage	À l'ancrage	À l'ancrage	À l'ancrage
Déplacement au centre de la travée (mm) à une force de 100 kN	0.54	0.45	0.65	0.81	0.74
Charge maximale (kN)	208	249	236	304	390
Contrainte dans les boulons à la charge maximale (MPa)	592	678	737	662	1030
Position de la fissuration à la charge maximale	Centre de travée	Centre de travée	Centre de travée	Centre de travée	Centre de travée

Tel que mentionné à la section 5.7, quand on utilise le parapet en BFUP-150 avec 50 mm d'épaisseur sans raidisseur, on observe une rupture fragile en flexion. On a donc ajouté un raidisseur pour augmenter la rigidité et la ductilité du parapet.

Le parapet à trois ancrages a les mêmes tendances que le parapet à deux ancrages mentionnés à la section 5.7. En effet, pour la charge transversale de référence (100

kN), l'ouverture des fissures dans le parapet en BFUP-150 de 50 mm d'épaisseur avec raidisseur et la contrainte dans les boulons sont plus faibles que celles retrouvées dans les autres parapets. La rigidité du parapet original en béton normal armé BHP-50 est plus grande que ceux faits avec les autres types de béton. La fissuration commence dans l'ancrage et se propage dans le corps du parapet. La fissuration de flexion au centre de travée devient la plus critique à la résistance maximale. D'autre part, les figures 5.20 et 5.30 montrent qu'il y a plus de distribution des efforts dans le corps du parapet en BFUP-150 avec trois ancrages en comparaison avec le cas original du parapet du BHP-50 armé.

Pour les parapets en bétons fibrés, la contrainte dans les boulons est élevée au pic de la capacité portante. En comparant le tableau 5.6 avec le tableau 5.7, on constate que la charge dans les boulons pour le parapet avec les trois boulons est moindre qu'avec deux boulons pour une charge donnée. En supposant que les boulons ont la résistance la plus élevée disponible sur le marché, soit la classe de A490M avec une résistance ultime de 1040 MPa (CSA S16-01,2004), dans aucune conception les boulons atteignent la rupture. L'objectif d'éviter une rupture aux boulons d'ancrage est donc respecté.

On constate aussi que la capacité portante de parapet avec trois ancrages pour une charge au centre de la travée est plus élevée que celle du parapet avec deux ancrages pour les cas du BFHP-50 de 190 mm d'épaisseur et du BFHP-90 de 90 mm d'épaisseur. Par contre, la capacité portante du parapet avec trois ancrages est moins élevée que celle du parapet avec deux ancrages pour les cas de BFUP-150 de 50 mm d'épaisseur et BFUP-150 de 50mm d'épaisseur avec un raidisseur. Mais les différences entre les capacités portantes du parapet avec trois ancrages et du parapet avec deux ancrages sont faibles généralement.

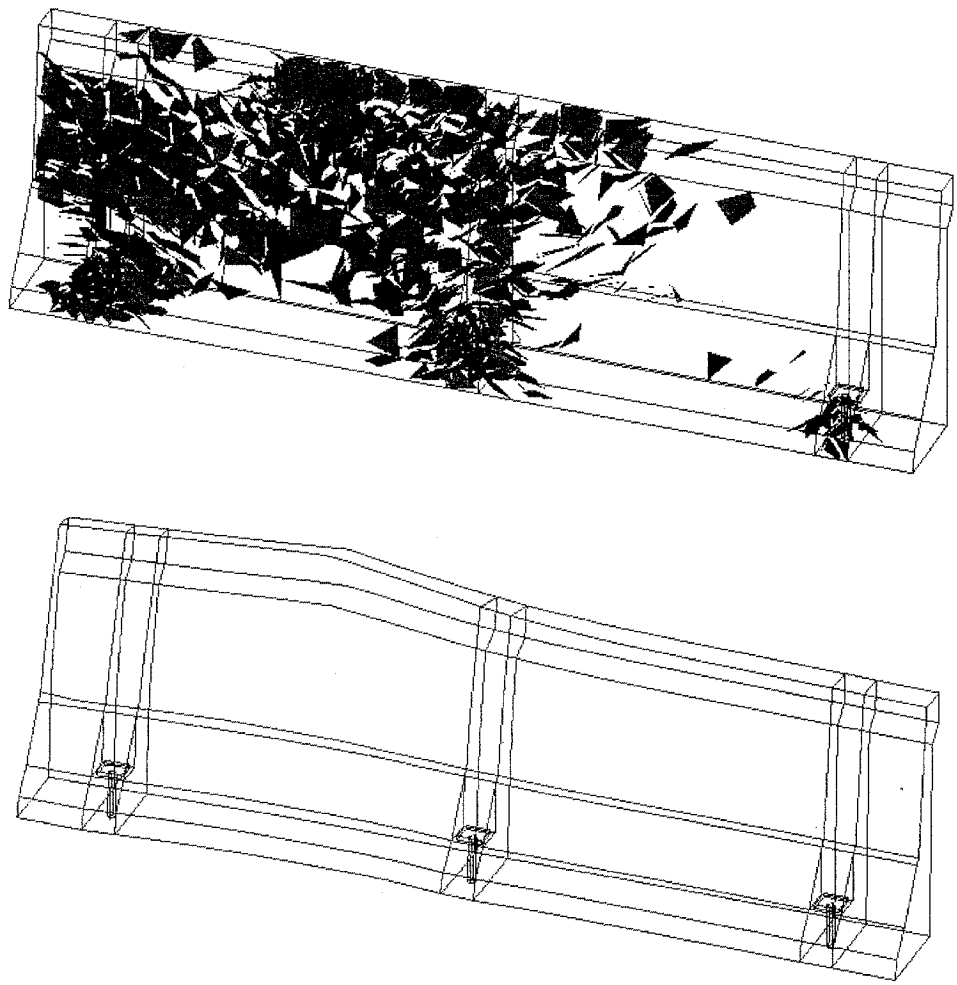


Figure 5.30 : Fissuration et déformée (x20) à la résistance maximale (P = 390 kN) du parapet en BFUP 150 et avec une épaisseur de 50 mm et raidisseur au sommet (charge au centre de travée)

5.10 VÉRIFICATION (CALCUL SIMPLIFIÉ)

Afin de vérifier la validité des résultats obtenus avec le modèle par éléments finis réalisé dans le logiciel ATENA, on a procédé à une comparaison des résultats obtenus avec un logiciel d'analyse sectionnelle (AIS).

On a calculé la charge ultime pour un parapet en BFUP-150 avec des dimensions standards. La rupture survient en flexion à mi-travée pour une charge de 1030 kN selon l'analyse par éléments finis (figure 5.31).

En utilisant la méthode de ligne de rupture, le moment résistant de la section du parapet au centre de la travée et autour de son axe faible est M_r= 365 kN.m. Cette valeur a été calculée avec le logiciel AIS en utilisant les propriétés du BFUP-150 mentionnées dans le chapitre 4.

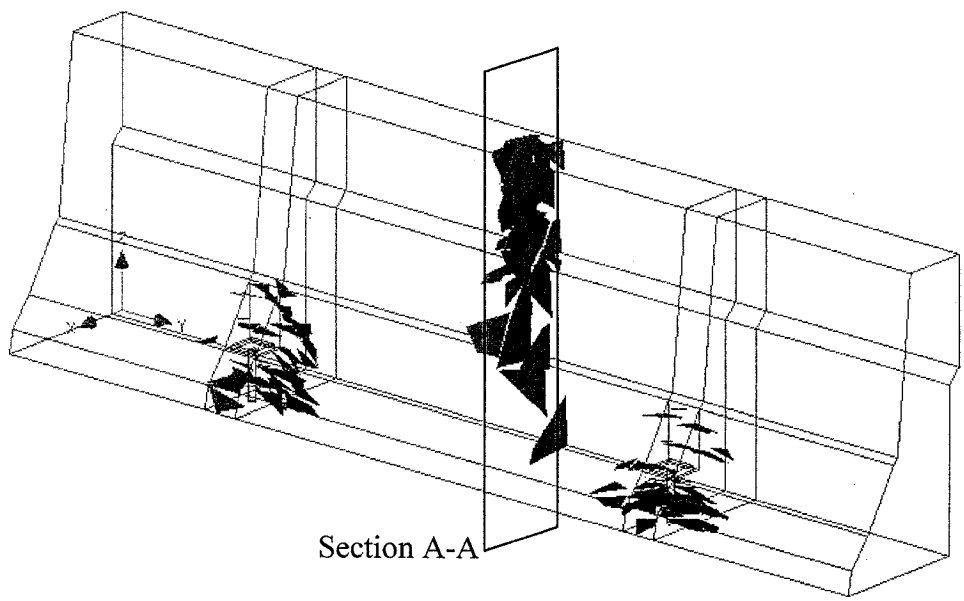


Figure 5.31 : Fissuration à la rupture du parapet en BFUP-150 avec les dimensions standards (charge au centre de travée)

La force ultime correspondante au moment résistant obtenu avec AIS est calculée selon l'équation 5.5 (poutre simple avec une charge au centre).

$$P_u = 4M_r / L \tag{5.5}$$

Donc, P_u = 365×4 / (1.37×1000) = 1060 kN

où

P_u : La force ultime (N);

M_r : Le moment résistant (N.m);

L : La distance entre les appuis (m).

Cette valeur est similaire à celle obtenue avec l'analyse par éléments finis (1030 MN). Ceci confirme donc la validité des résultats numériques obtenus et présentés dans ce chapitre.

5.11 COMPARAISON ÉCONOMIQUE

En utilisant les tableaux 4.13 et 4.14 pour les prix des différents matériaux, on a estimé les coûts des parapets (matériaux) pour tous les cas d'optimisation (tableau 5.8). Il importe de mentionner que les coûts ne comprennent pas la main d'œuvre et le transport, ce qui est nettement désavantageux pour les parapets non armés et de sections amoindries (parapets en béton fibré).

Tableau 5.8 : Les coûts des matériaux correspondants aux cas étudiés

Type du béton	BHP-50 (190 mm) armé 2 ancrages	BFHP-50 (190 mm) 3 ancrages	BFHP-90 (90 mm) 3 ancrages	BFUP-150 (50mm) raidisseur 3 ancrages
Quantité d'armature (kg)	77	0	0	0
Volume du béton (m^3)	0.54	0.54	0.37	0.30
Section relative	1	1	0.69	0.56
Prix du béton ($ / m^3)	232	422	517	2949
Prix d'armature ($ / kg)	1	0.0	0.0	0.0
Prix total ($ / parapet)	202	228	191	885
Prix relatif	1.00	1.13	0.95	4.37

* coût de la main d'œuvre et du transport non inclus

On constate au tableau 5.8 que l'utilisation du BFUP-150 et du BFHP-90 permettent de réduire la section du parapet original de 44% et 31% respectivement et d'enlever toutes les barres d'armature. Pour le parapet en BFHP-50, les barres d'armature ont été supprimées et les dimensions originales du parapet ont été conservées.

D'après les valeurs des coûts en matériaux (main d'œuvre et transport non compris) pour tous les cas d'optimisation, on constate que le cas avec le béton BFHP-90 a le coût le moins élevé, ensuite le BHP-50, le BFHP-50 et enfin le BFUP-150.

5.12 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.12.1 Géométrie et matériaux

Le coût en matériaux (main d'œuvre non compris) le moins cher est obtenu pour le parapet en BFHP-90 (95% du coût du parapet original). Les coûts des parapets en BFHP-50 et en BFUP-150 sont 1.13 et 4.37 fois plus cher que le coût du parapet original respectivement. De plus, les frais de fabrication (construction) seront réduits davantage pour les parapets en bétons fibrés parce que toutes les armatures du parapet original ont été supprimées. Grâce à leurs propriétés spécifiques, les bétons fibrés autoplaçant à haute et à ultra haute résistance permettront de prolonger la durabilité pour un niveau supérieur de performance mécanique et de sécurité.

Pour une charge donnée, les ouvertures des fissures dans le parapet avec trois ancrages en BFUP-150, en BFHP-90 et en BFHP-50 sont plus petites que celle du parapet de référence. Donc, les frais de réparations et de maintenance seront moindres pour les parapets fabriqués avec ces matériaux fibré en comparaison avec ceux du parapet de référence.

Au même niveau de charge, les contraintes dans les boulons pour le parapet avec trois ancrages sont moindres que celles du parapet avec deux ancrages. De plus, l'augmentation du nombre d'ancrages diminue la concentration de contrainte dans le parapet autour des ancrages, augmente la rigidité du parapet et offre plus de redondance pour la reprise des efforts.

L'utilisation d'un nombre d'ancrage supérieur à trois ancrages est avantageuse, en ce sens qu'il change le mode de la rupture. Le parapet travaillerait alors comme un porte-à-faux avec un moment résistant plus élevé que le moment résistant du parapet avec une flexion hors plan. Par contre, ceci compliquerait l'installation du parapet en exigeant l'installation de plusieurs trous dans la dalle de pont. La durabilité de la dalle de pont pourrait ainsi être affectée.

La position des armatures n'est pas très efficace dans le parapet de référence armé. Son influence est faible pour toutes les classes des bétons. Ceci est principalement dû au mode de rupture des parapets préfabriqués qui diffère des parapets coulés en place. Donc, il serait avantageux de changer la distribution et la quantité d'armature du parapet en BHP original pour obtenir une meilleure performance.

Le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) exige que lorsqu'un dispositif de retenue est situé entre la chaussée et un trottoir ou une voie cyclable, la face du dispositif qui est du côté du trottoir ou de la voie cyclable présente une surface lisse sans saillies ni protubérances gênantes. Par conséquent, on doit être prudent dans l'utilisation du BFUP avec grand dosage en fibres. Dans l'éventualité où certaines fibres pourraient dépasser de la surface du parapet, ceci pourrait représenter un danger potentiel.

Enfin, pour avoir des éléments structuraux optimaux (résistant, durable, économique) du point de vue de la résistance à l'impact, on doit considérer le système structural et les matériaux simultanément. Par exemple il est inutile d'augmenter la résistance à

l'impact du béton au maximum si on l'utilise dans un mauvais système structural, ou inversement.

5.12.2 Logiciel ATENA

Le logiciel ATENA ne permet pas de reproduire une charge d'impact sur le parapet. Par contre, il peut présenter la charge de déplacement contrôlé utilisé pour cette étude.

La loi constitutive du béton *CC3DNonLinCementitious2User* dans ATENA est adaptée aux matériaux présentant un comportement durcissant-adoucissant comme le BFUP. Ce modèle utilise les lois constitutives définies par l'utilisateur comme la courbe contriante-déformation en traction et en compression. Pour avoir la réponse structurale du parapet représentative, il est nécessaire d'utiliser des lois constitutives réelles et exactes pour modéliser le béton.

On doit conserver à l'esprit que les résultats du logiciel devront être validés avec des essais expérimentaux ou avec une comparaison avec d'autres logiciels et modèles de matériaux.

Le logiciel construit le maillage automatiquement après que l'on a introduit la dimension voulue des éléments. En fait, il n'impose pas la compatibilité de maillage dans le contact entre les macroéléments voisins. Donc, l'utilisateur doit intervenir pour faire cette compatibilité semi-automatiquement avec quelques difficultés quelquefois (quand le contact est partiel). Malgré que le programme manque légèrement de flexibilité dans la modélisation, les résultats semblent cohérents et tous les modèles d'analyse convergent généralement après un nombre modéré d'itérations.

Le développement des méthodes numériques, particulièrement la méthode non linéaire des éléments finis, a ouvert de nouvelles possibilités pour l'analyse des

structures complexes sous sollicitations complexes. Par conséquent, il est surprenant que le code exige encore de réaliser un essai d'impact pour vérifier la performance d'un parapet malgré que cet essai soit très dispendieux et donne des résultats limités.

5.12.3 Chargement du parapet

Théoriquement, on aurait dû appliquer une charge d'impact afin de déterminer le comportement réel du parapet lorsqu'il subit l'impact d'un véhicule et pour mieux estimer les avantages de l'utilisation des bétons fibrés à haute et à ultra haute performance. Par contre, l'application d'une charge avec un déplacement contrôlé donne une idée simplifiée et constitue le premier pas pour l'analyse du comportement du parapet sous la charge d'impact, surtout en terme de comparaison entre les quatre classes de matériaux étudiés.

On a appliqué la charge de déplacement contrôlé sur un nœud du maillage, il s'agit d'un choix conservateur pour simplifier le modèle, surtout quand on change le lieu du chargement. Par contre, cette force peut causer une rupture locale lorsque la charge est élevée. Donc, il serait mieux d'appliquer le déplacement contrôlé sur une surface ou sur une longueur du parapet ou mettre une plaque pour transférer la charge au parapet.

Afin de respecter totalement le cas de chargement imposé dans le code S6-00, on aurait dû appliquer aussi une charge longitudinale et verticale sur le parapet pour représenter l'impact d'un véhicule. Cependant ces charges (réparties sur des longueurs spécifiques) sont relativement faibles et n'affectent pas considérablement la réponse structurale du parapet. Donc, pour simplifier la comparaison, on a utilisé seulement la charge transversale ponctuelle qui est la plus critique dans la conception du parapet.

On a principalement comparé les parapets étudiés pour la charge transversale appliquée au centre de la travée entre les ancrages. L'étude a été moins approfondie

pour la charge appliquée au porte-à-faux parce qu'on ne connaît pas encore précisément les conditions frontières qui seront choisies pour le parapet préfabriqué (libre ou connexion mâle-femelle). Généralement, la charge au porte-à-faux est plus critique que la charge dans la travée. Donc, il serait préférable de fournir une continuité pour les moments et les efforts tranchants entre les parapets. Par contre, on doit empêcher le parapet de travailler avec le système structural du pont de manière composite.

5.12.4 Normes

La conception du dispositif de retenue dans le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) est basée sur AASHTO Guide Specifications for Bridge Railings (1989). Elle est basée sur le concept des niveaux multiples de performance et elle exige un essai d'impact pour s'assurer de la satisfaction des conditions du niveau de performance spécifié pour le parapet.

L'exigence de l'essai d'impact dans le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) admet que les méthodes traditionnelles de la charge statique et les méthodes plus sophistiquées ne sont pas adéquates pour prédire complètement la performance de dispositif de retenue.

Le code canadien donne des charges statiques pour vérifier l'ancrage seulement. Par contre, les normes américaines AASHTO Guide Specifications for Bridge Railings (1989) et AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 1996) donnent des charges statiques plus spécifiques pour les différents niveaux de performance. Ceci permet la conception de parapets uniques ne requerrant pas la réalisation de l'essai d'impact ou de réaliser la conception préliminaire avant de faire l'essai d'impact. Donc, la norme américaine est plus spécifique que le code canadien.

La charge transversale appliquée vers l'intérieur du parapet est importante spécialement pour les parapets préfabriqués. Cette charge n'est pas mentionnée dans le code canadien CSA-S6-00. Par contre, elle est mentionnée dans AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (AASHTO, 1996).

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 RAPPEL DES OBJECTIFS

Le premier objectif de cette étude était de développer et de caractériser un béton autonivellant fibré à ultra haute performance (BFUP) avec des matériaux disponibles localement au Québec. Le deuxième objectif était l'optimisation du dimensionnement d'éléments préfabriqués de pont incluant les poutres précontraintes et les parapets avec différentes classes de bétons innovants (béton de fibres, béton de fibres à haute performance et béton de fibres à ultra haute performance). Cette phase de travail était justifiée par le but d'exploiter au maximum les caractéristiques particulières de ces matériaux.

Ce chapitre résume les idées principales de ce mémoire, incluant des différentes conclusions et recommandations faites lors des chapitres précédents.

6.2 La mise au point d'un béton fibré à ultra haute performance

6.2.1 Conclusions

Suite à notre programme expérimental, on a réussi à développer un béton fibré à ultra haute performance (BFUP) avec des matériaux disponibles localement. Les caractéristiques de la composition de la matrice sont : une proportion C-FS-S de 1-0.15-0.6, un rapport E/L de 0.2 et un dosage de 5 % de fibres métalliques. Ce BFUP a une excellente résistance à la compression de 121 MPa à 28 jours et un module de rupture élevé de 22.5 MPa à 28 jours. Également, ce matériau possède une résistance au gel-dégel et une étanchéité à la pénétration des chlorures hors pairs. Par contre, ce matériau est cher à cause du prix des fibres et le grand dosage du ciment. De plus, la chaleur dégagée par son hydratation est presque le double de celle d'un béton conventionnel. Enfin, sa fabrication et sa mise en œuvre particulières limitent son utilisation à des applications adaptées, telles que celles proposée dans ce mémoire.

Le ciment est le matériau le plus critique dans la fabrication du BFUP. Le superplastifiant a également un rôle essentiel dans la fabrication du BFUP. D'autre part, les propriétés du sable et de la fumée de silice ont un impact plus limité dans la fabrication du BFUP.

Les essais rhéologiques sont indispensables pour l'optimisation du BFUP, le choix des matériaux, la détermination de leurs dosages et enfin pour éviter l'incompatibilité chimique ciment-fumée de silice d'une part et ciment-adjuvant d'autre part.

6.2.2 Recommandations

Il y a beaucoup de nouveaux superplastifiants susceptibles d'être utilisés pour la fabrication de BFUP. Cependant, on doit être prudent avec l'utilisation des nouveaux

superplastifiants parce qu'on ne connaît pas tous leurs effets sur le béton et l'acier d'armature à court et long terme.

La perte de maniabilité du BFUP au cours de la première heure de la fabrication est un facteur très important pour pouvoir utiliser nos matériaux dans l'industrie. Ce sujet n'a pas été traité en détail au sein de ce projet et pourrait faire l'objet de travaux approfondis.

Pendant la mise au point du BFUP, il aurait été bien de caractériser les matériaux individuellement dans des mélanges d'essai en diminuant les constituants entrants dans le mélange. Ces informations pourraient être utile en cas de changement de propriétés avec le temps de l'un des constituants ou en cas de changement de la composition du BFUP.

On peut utiliser du BFUP sans fibres dans plusieurs applications structurales en profitant de sa résistance élevée en compression et sa durabilité exceptionnelle, en le combinant avec une armature ou une précontrainte conventionnelle ou avec un petit pourcentage de fibres métalliques pour augmenter la ductilité.

Les règles utilisées pour la fabrication et la mise en œuvre du BFUP sont basées sur des observations plutôt que sur des études quantitatives. Ainsi, ce sujet mériterait une étude approfondie, notamment pour identifier l'influence de la vibration et du malaxage sur l'orientation des fibres. En effet, la distribution aléatoire et homogène dans les trois directions (sans orientation spécifique) des fibres pourrait aussi avoir des avantages et des applications structurales intéressantes.

6.3 OPTIMISATION DE POUTRES PRÉCONTRAINTES DE PONT

6.3.1 Conclusions

On constate que l'utilisation des bétons fibrés donne la possibilité de développer des nouvelles sections de poutres de pont légères par l'optimisation de l'efficacité structurale de la section. Par conséquent, on peut obtenir des sections économiques du point de vue du coût total (fabrication et maintenance) durant la durée de vie utile du pont.

Le résultat de l'optimisation des poutres précontraintes de pont avec le matériau BFUP-150 apporte une diminution de la section de NEBT 1600 à NEBT 1000 et le nombre de poutres du pont de 6 à 4. Par contre, cette option est coûteuse. Le résultat de l'optimisation avec le matériau BFHP-90 amène une diminution de la section de NEBT 1600 à NEBT 1200 et le nombre de poutres du pont de 6 à 4. D'autre part, le résultat d'optimisation avec le matériau BFHP-50 permet une diminution du nombre de poutres du pont de 6 à 5 poutres avec une section NEBT 1600. En fonction de ces résultats, on considère le matériau BFHP-90 comme le plus efficace car il permet une réduction significative de la profondeur et du nombre de poutres avec un impact limité sur les coûts des matériaux (hausse de 10 % de la poutre originale). Par ailleurs, on peut considérer le BFHP-50 comme un choix efficace car il a des caractéristiques supérieures au béton BHP-50 et la différence du coût en matériau est raisonnable (hausse de 20 % du coût de la poutre originale).

AIS est un outil très efficace et très flexible pour prédire la réponse flexionnelle d'une section. De plus, on peut modéliser par AIS des effets particuliers comme les phénomènes d'endommagement, de réparation et de renforcement des poutres.

6.3.2 Recommandations

Le constituant le plus cher dans le BFUP est la fibre. Donc, on pourrait réduire le prix de ce matériau considérablement en réduisant le dosage en fibres en profitant principalement de la résistance élevée à la compression du BFUP. Ceci pourrait être intéressant pour certaines applications.

Il y a une nécessité de développer ou d'utiliser des outils tels que les modèles d'analyse économiques qui permettaient de prédire quel béton fibré serait le plus avantageux à long terme. De fait les coûts des matériaux ne représentent qu'une partie modeste du coût total d'un pont sur sa durée de vie utile.

La conception en béton fibré requiert l'adoption de nouveaux critères de conception et nécessite l'utilisation de d'autres méthodes de dimensionnement (comme la méthode sectionnelle ou la méthode des éléments finis non linéaire) que la méthode élastique pour calculer les contraintes. De plus, l'utilisation de nouvelles sections et des méthodes d'analyse plus raffinées permet de maximiser l'utilisation des bétons fibrés afin de profiter au maximum de leurs caractéristiques.

Plusieurs sujets ont besoin de plus de recherche pour la conception de poutres précontraintes en béton fibré, comme la détermination du facteur de tenue du BFUP, les critères de conception et le développement d'équations pour le calcul des efforts causés par le fluage et le retrait différentiel de la poutre composite continue.

L'avenir de l'application du BFUP sera prometteur si on réussi à mettre en oeuvre ce matériau à la bonne place et avec un bon dosage de fibres dans les orientations voulues selon la variation des sollicitations dans l'élément structural composite. Par conséquent, le BFUP deviendrait non seulement un matériau innovant mais un concept de structure innovant.

6.4 OPTIMISATION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS DE PONT

6.4.1 Conclusions

Le coût en matériaux (main d'œuvre et transport non compris) le moins cher est obtenu pour le parapet en BFHP-90 (réduction de 5 % du coût du parapet original). Les parapets en BFHP-50 et en BFUP-150 sont respectivement 13 % et 337 % plus cher que le coût du parapet original.

Pour une charge donnée, les ouvertures des fissures dans le parapet avec trois ancrages en BFUP-150, en BFHP-90 et en BFHP-50 sont 0.21, 0.7 et 0.84 fois plus petites que celle du parapet original respectivement. Donc, les frais de réparations et de maintenance seront moindres pour les parapets fabriqués avec ces matériaux fibré en comparaison avec ceux du parapet original.

Au même niveau de charge, les contraintes dans les boulons pour le parapet avec trois ancrages sont moindres que celles du parapet avec deux ancrages. De plus, l'augmentation du nombre d'ancrages diminue la concentration de contrainte dans le parapet autour des ancrages, augmente la rigidité du parapet et offre plus de redondance pour la reprise des efforts.

L'application d'une charge transversale avec un déplacement contrôlé donne une idée simplifiée et constitue le premier pas pour l'analyse du comportement du parapet sous la charge d'impact, surtout en terme de comparaison entre les quatre classes de matériaux étudiés.

6.4.2 Recommandations

L'utilisation d'un nombre d'ancrage supérieur à trois ancrages est avantageuse, en ce sens qu'il change le mode de la rupture. Le parapet travaillerait alors comme un

cantilever avec un moment résistant plus élevé que le moment résistant du parapet avec une flexion hors plan. Par contre, ceci compliquerait l'installation du parapet et diminuerait possiblement la durabilité de la dalle de pont. Une analyse approfondie serait donc utile pour prendre une telle décision.

Pour le chargement du parapet préfabriqué, on a appliqué la charge de déplacement contrôlé sur un nœud du maillage. Il s'agit d'un choix conservateur pour simplifier le modèle, par contre cette force peut causer une rupture locale lorsque la charge est élevée. Donc, il serait mieux d'appliquer le déplacement contrôlé sur une surface ou sur une longueur du parapet ou mettre une plaque pour transférer la charge au parapet.

Généralement, la charge maximale pouvant être reprise par le porte-à-faux est plus critique que la charge dans la travée. Donc, il serait préférable de fournir une continuité pour les moments et les efforts tranchants entre les parapets. Par contre, il faudrait empêcher le parapet de travailler avec le système structural du pont de manière composite.

Le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) admet que les méthodes traditionnelles de la charge statique et les méthodes plus sophistiquées ne sont pas adéquates pour prédire complètement la performance de dispositif de retenue. Ainsi, on doit conserver à l'esprit que les résultats obtenus avec le logiciel ATENA devront être validés avec des essais expérimentaux ou avec une comparaison avec d'autres logiciels et modèles de matériaux.

RÉFÉRENCES

AASHTO, (1989). Guide *Specifications for Bridge Railings.* American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.

AASHTO, (1994). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation, Washington, USA.

AASHTO, (1996). Standard *Specifications for Highway Bridges*. 16th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.

Aïtcin, P.-C., Lachemi M., Adeline R., Richard P. (1998). *The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge*. Structural Engineering International (IABSE), 8(2), 140-144.

ASTM - American Society for Testings and Materials. (2006). *Annual Book of Standards*, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA, USA.

Bache, H.H. (1989). Fracture Mechanics in Integrated Design of New, Ultra-Strong materials and Structures. in Fracture Mechanics of Concrete Structures - From Theory to Applications, *Report of RILEM Committee TC 90/FMA - Fracture Mechanics Applications*, L. Elfgren Ed., Chapman & Hall, London, pp. 382-398.

Bastien, D. (2004). *Utilisation Structurale du Béton Fibré pour la Conception des Dalles de Ponts.* Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Bédard, S., Massicotte, B. (2001). *AIS analyse inélastique des sections.* Manuel d'utilisation du logiciel AIS, École Polytechnique de Montréal, Canada, 33pages.

Bélanger, A. (2000). *Conception de dalles de ponts avec armature réduite.* Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologiques et des mines, École polytechnique de Montréal, Canada.

Birchall, J.D., Howard A.J., Kendall K. (1981). Flexural strength and porosity of Cements. *Nature,* 289(5796), 388-390.

Birchall, J.D., Kelly A. (1983). New inorganic materials. *Scientific American,* 248(5), 104-115.

Bouygues, (1997). *Les Bétons de Poudres Réactive.* Plaquette d'information.

Casanova, P. (1995). *Bétons Renforcés de Fibres Métalliques du Matériau à la Structure.* Thèse de doctorat, Laboratoires des Ponts et Chaussées, France.

CEB-FIB. (1993). *CEB-FIB Model Code 1990,* Thomas Thelford, London.

Červenka, V., Jendele L., Červenka J. (2005). *ATENA Program Documentation Part 1,Theory.* CERVENKA CONSULTING, Prague, Czech Republic.

Charron, C. (2001). *Validation du logiciel AIS.* Projet de fin d'étude, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Charron, J-P., Denarié E., Bruhwiler E. (2004). Permeability of ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high stresses. Accepté dans la *Materials and structures.*

Charron, J-P. (2005). *Essai de calorimétrie, modélisation avec le logiciel EXCEL,* rapport intérieure, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Charron, J-P., Denarié E., Bruhwiler E. (2006). Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation, submitted to *Cement and Concrete Research.*

Cheyrezy, M. (1997). Structural Applications of RPC, *International Conference-New technologies in structural engineering*, Vol. 1, Lisbon, Portugal, PP 5-14.

Cheyrezy, M., (1999). Des matériaux innovants pour des ouvrages économiques. *In Documentation SIA D 0160*, pp. 47-54.

Cheyrezy, M., Behloul M. (2001). Creep and Shrinkage of Ultra-High Performance Concrete, Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of concrete and other Quasi-Brittle Materials *(Concreep 6)*, Ed. By F.-J. Ulm, Z. P. Banzant and F. H. Wittmann, Boston, USA, pp. 527-538.

CSA Standard S6-00, (2000). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers.* Canadian Standard Association, Mississauga, Ontario, Canada.

CSA *CAN/CSA S16-01*. (2004). *Handbook of steel Construction, 8th edition.* Canadian Institute of Steel Construction, Willowdale, Ontario, Canada.

De Larrard, F., Sedran T. (1994). Optimization of Ultra-High-Performance Concrete by the Use of a Packing Model. *Cement and Concrete Research*, 24(6), 997-1009.

De Larrard, F. (1999). Concrete mixture proportioning a scientific approach, E&FN SPON, London.

De Larrard, F. (2002). *Construire en Béton, l'essentiel sur les matériaux.* Presses de l'école nationales des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Denarié, E. (2000). Études expérimentales des couplages viscoélasticité-croissance des fissures dans les bétons de ciment. Thèse EPFL N° 2195, Lausanne, Suisse.

Denarié, E. (2004). *Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP).* Notes de cours de l'École polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 54 pages.

Ductal, (2001). Ductal, plus qu'un nouveau matériau, une nouvelle solution pour la construction. Brochure publicitaire de Ductal.

Dugat, J., Roux N., Bernier G. (1996). Mechanical Properties of reactive powder concretes. *Materiaux et Constructions* Vol. 29, pp. 233-240.

Dzeletovic, N. (1998). *Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré.* Mémoire de Maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montéal, Canada.

Folcher, D. (2002). *Étude du Renforcement Passif d'une Poutre en Béton Précontraint.* Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada.

Habel, K. (2004). Structural Behaviour of Elements Combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete. Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.

Handong, Yan, Wei Sun, Huisu Chen, (1999). The effect of silica fume and steel fiber on the dynamic mechanical performance of high-strength concrete. *Elsevier Science Limited ,Cement and Concrete Research* 29 423–426.

Holschemacher, K., Dehn F. (2003). Ultrahochfester Beton (UHFB)- Stand der Technik und Entwicklungsm. *Ultrahochfester Beton, Innovationen im Bauwesen-Beiträge aus Praxis und Wissenschaft*, Ed. by G. könig, K. Holschemacher, F. Dehn, Bauwerk, Berlin, Leipzig, Germany, pp. 1-12 (en allemand).

Jensen, O. M., Hansen, P.F. (2001). Water-entrained cement-based materials I. Principles and theoretical background. *Cement and concrete research*, 31(4), 647-654.

Li, V.C., LEUNG, C.K.Y. (1992). Steady State and Multiple Cracking of Short Random Fiber Composites. ASCE Journal of Engineering Mechanics 118(11), 2246 - 2264.

Loukili, A. (1996). *Étude du retrait et du fluage de Bétons à ultra-Hautes Performances.* Thèse de doctorat, École Centrale Nantes, Nantes, France, 155 Pages.

Massicotte, B., Bédard, S., Picard, A. (2001). *Étude du Renforcement Passif d'une Poutre en Béton Précontraint, Phase 1 : Étude Théorique.* Rapport EPM/CGS-2001-04, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Massicotte, B. (2005). *Conception et évaluation des ponts, Septième Édition.* Notes de cours CIV6511, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Moffatt, K. (2001). *Analyse de Dalles de Pont avec Armature Réduite et Béton de Fibres Métalliques.* Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.

Morin, V., Cohen Tounedji F., Feylessoufi A., Richard P. (2001). Superplasticzer effects on setting and structuration mechanisms of ultrahigh-performance concrete. *Cement and Concrete*, 31(1), 63-71.

Morin, V., Cohen Tounedji F., Feylessoufi A., Richard P. (2002). Evolution of the capillary network in a reactive powder concrete during hydration process. *Cement and Concrete*, 32(21), 1907-1914.

MTQ, (2003). *Manuel de Conception des Structures.* Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada.

Naaman, A.E., Paramasivam, P., Balazs, G., Bayasi, Z.M., Eibl, J., Erdelyi, L., Hassoun, N.M., Krstulovic-opara, N., Li, V.C. et Lohrmann, G. (1996). Reinforced and Prestressed Concrete Using HPFECC Matrices. *the Second International RILEM Workshop 1995*, E&FN SPON, Ann Arbor, USA, 31 : 292-329.

Naaman, A. E. (2002). Toughness, ductility, surface energy and deflection-hardening FRC composites. *Proceedings of the JCI international Workshop on Ductile Fiber Reinforced Cementitious Composites (DFRCC)- Application and Evaluation (DFRCC-02)*, Takayama, Japan, pp. 33-57.

Neville, A.M.(2000). *propriétés des bétons.* Editions Eyrolles, Paris, France.

Orange G., Dugat J., Acker P. (2000). DUCTAL- New Ultra High Performance Concretes. Damage, Resistance and Micromechanical Analysis. *Proceedings of Fifth RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC) (BEFIB 2000)*, P. Rossi and G. Chanvillard (eds.), Lyon, France, pp. 781-790.

Parant, E. (2003). Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères: fatigue, choc, corrosion. Thèse de doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 245 pages.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA), (1969). Design of Continuous Highway Bridges with Precast, Prestressed Concrete Girders, USA.

Richard, P., Cheyrezy M. (1995). Composition of Reactive Powder Concretes. *Cement and Concrete Research* **25(7)**- 1501-1511.

Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques.* Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, France, pp. 39.

Rossi, P. (2002), Development of new cement composite material for construction. *Innovations and developments in concrete materials and construction. proceedings of the international conference*, University of Dundee, Ed. By R. K. Dhir, P. C.Hewlett and L. J. Csetenyi, Dundee, Scotland, pp. 17-29.

Rossi, P. Arca A., Parant E. Fakhri P. (2005). Bending and compressive behaviours of a new cement composite, *Cement and Concrete Research* 32- 27-33.

Rossi, P., Charron, J-P. (2006). *Béton de fibres courants*. Notes de cours Technologie du béton, École polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.

Roux, N., Andrade C., Sanjuan M. A. (1996), Experimental Study of Durability of Reactive Powder Concretes. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 8(1), 1-6.

Roy Della M. (1987). New Strong cement materials- chemically bonded ceramics. *Science 235*, pp. 651-658.

SAP, (2003). *SAP 2000 user's manual.* Computers and structures Inc. Berkeley, California, USA.

Schindler, A.K. et Folliard, K.J. (2005). Heat of hydration models for cementitious materials, *ACI materials journal* /January-February 2005, technical paper title no.102-M04,

Springenschmid, et al. (1997). Adiabatic and semi-adiabatic calorimetry to determine the temperature increase in concrete due to hydration heat of the cement. *Recommendations TCE1, RILEM TC 119-TCE, Matériaux et Constructions*, 1 (30), 451-457.

Vicenzino, E., Culham G., Perry V.H., Zakariasen D., Chow, T.S. (2005). First Use of Ultra-High Performance Concrete in Thin Precast Concrete Roof Shell for Canadian LRT Station. *PCI Journal*, September-October- 50-61.

Waller, V. (2000). *Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance à la compression*, Thèse de doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), Nantes, France.

Wuest, J. (2004). *Etude exploratoire des propriétés mécaniques de bétons de fibres ultra performants de structures.* Rapport de diplôme de École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 119 pages.

Yudenfreund, M., Odler I. , Brunauer S. (1972). Hardened Portland Cement Pastes of Low Porosity, I. Materials and experimental methods. *Cement and Concrete Research*, **2(3)**- 313-330.

ANNEX A

UHPFRC MIX DESIGN IN CENTRAL CANADA

Katrin Habel[1], Jean-Philippe Charron[2], Shadi Braike[2], R. Douglas Hooton[1], D. Paul Gauvreau[1], Bruno Massicotte[2]

[1] Université de Toronto

[2] École Polytechnique de Montréal, Canada

Article soumis pour publication dans la *Revue Canadienne de Génie Civil* en février 2007

ABSTRACT

The mix design of ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) produced with locally available materials in Québec and Ontario is presented. First, procedure and results of the optimisation of self-consolidating UHPFRC are discussed. The characterization of the retained mixes is presented with regards to strength, heat of hydration, shrinkage, chloride ion permeability and freeze-thaw resistance. The results show that it is possible to produce self-consolidating UHPFRC with the targeted properties for use in precast products and in-situ applications without requiring heat or pressure treatment during curing.

Key words: Ultra-high performance fibre reinforced concrete, mix design, mechanical properties, durability, heat of hydration, shrinkage, freeze-thaw.

A.1 INTRODUCTION

Ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) are advanced cementitious materials with outstanding material properties. Their main characteristics are self-consolidating workability, very high mechanical properties and low permeability. Typical strengths are 150 to 200 MPa in compression and around 7 to 15 MPa in uniaxial tension. Moreover, they exhibit strain-hardening under tension (Boulay et al. 2003, Habel 2004, Rossi et al. 2005). In addition, their dense matrix leads to a very low permeability and thus an expectation of improved durability (Charron et al. 2006, Richard and Cheyrezy 1995).

UHPFRC development originated in the 1970s by Brunauer, Odler and Yudenfreund who investigated high strength cement pastes with low water/cement-ratios (Yudenfreund et al. 1972). With the development of superplasticizers and pozzolanic admixtures such as silica fume, Macro-Defect-Free (MDF) cement and Densified Small Particles Concrete, the forerunner to current UHPFRC, were developed in the

1980s (Alford and Birchall 1985, Bache 1987). In the 1990s, Engineered Cementitious Composites (ECC), reactive powder concrete (RPC) and Multi-Scale Cement Composites (MSCC) were developed and commercialized (Li and Leung 1992, Richard and Cheyrezy 1995, Orange et al. 2000, Rossi et al. 2005). ECC typically exhibit lower strengths and a less dense matrix, but larger strain-hardening under uniaxial tension than RPC and MSCC.

Different UHPFRC products have been developed in the last years in several countries of the world. In Canada, commercialized RPC was used in several projects. The first RPC footbridge in the world was built in Sherbrooke in 1997 (Aïtcin et al. 1998). More recently the Shawnessy Light Rail Transit Station was completed in Calgary in 2004 (Vicenzino et al. 2005). Both structures consist of precast heat-treated reactive powder concrete parts that were assembled at the construction site.

UHPFRC is generally cured with heat and/or pressure treatments to enhance its properties and to accelerate the hydration reaction of the binder. This explains the nearly exclusive use of UHPFRC for precast elements until today. However, UHPFRC cured without heat or pressure treatment have been successfully tested in laboratory conditions and for in-situ application for rehabilitation and strengthening of structures (Brühwiler et al. 2005, Habel et al. 2006[b]). In those applications, the UHPFRC is applied as a replacement layer or an additional layer to a reinforced concrete member, to improve the structural behaviour of the existing structure.

The objective of the present study was to develop Canadian UHPFRC with locally available materials. The UHPFRC should fulfil the following criteria:

- be self-consolidating at fresh state to ensure an homogenous fibre distribution and an easy processing during casting,
- have a fast strength development with no additional curing such as heat or pressure treatment required,

- have outstanding compressive and tensile strengths and a strain-hardening capacity under uniaxial tension to improve the performance in terms of load carrying capacity and cracking resistance and,
- have a dense matrix to prevent the ingress of detrimental substances and thus increase durability.

In order to reach the objective, an experimental program was carried out to optimize mix designs with basic materials available in Ontario and Québec. The study was conducted in parallel at Ecole Polytechnique de Montreal and the University of Toronto. The approach adopted to obtain the optimized mix designs was similar in both universities; however, the test methods used to characterize the materials were slightly different.

First the mix design optimization is briefly described, and then the retained mix design characteristics are presented: compressive and bending strength, heat of hydration, shrinkage, chloride resistance and freeze-thaw resistance. Finally the characteristics of the Canadian mix designs are compared to a European mix design that served as a reference.

A.2 MIX DESIGN

The proposed mix designs were based on those proposed by Rossi (Rossi et al. 2005). This mix design was chosen because it had proven to correspond to an optimized proportioning of the basic constituents, leading to a good workability, a high density and excellent mechanical properties. The matrix of this UHPFRC is of RPC type as proposed by Richard and Cheyrezy (1995) and consists of cement, silica fume, fine sand, superplasticizer and water. Several fibre combinations can be added to the matrix in order to tailor the material for specific applications.

A.3 MIX DESIGN OPTIMIZATION

A.3.1 Methodology

The mix design was developed in two major steps.

In a first step, the composition of the matrix was optimised. The properties of different combinations of basic constituents (cement, silica fume, sand and superplasticizer) were compared in trial batches. Workability and compressive strength after seven days were evaluated. The most promising combination of basic constituents was retained, then water/binder-ratio and superplasticizer content were adapted to obtain a self-consolidating matrix.

In a second step, steel fibres were added to the self-consolidating matrix. A slight modification of the matrix proportioning was required at that step to add the highest quantity of steel fibres and maintain the self-consolidating behaviour of the matrix. A higher steel fibre content in the material leads to an extended hardening behaviour under flexure and tensile loads, which is sought for good structural behaviour. This step of the optimisation depends mainly on the fibre type and the composition of the matrix.

A.3.2 Materials

A.3.2.1 Polytechnique of Montreal

The first step of optimization was completed with five types of cements, one silica fume, two types of sand, and seven different superplasticizers:

- Cement tested were types GU, LH, LHQ and HS all produced in Québec by different producers (CSA A3001-03); an equivalent HS type cement produced in France was also tested to establish comparisons. The LHQ cement is a modified LH cement for Quebec, developed for use in massive dam structures.

- One grey silica fume extracted from the silicon industry with a BET surface area of 20 m^2/g was added to the mixes.
- The two silica sands were produced locally, dried and packed in standard bags. Those quartz sands have a mean grain size of approximately 0.25 mm and are typically used for sandblasting activities.
- All the superplasticizers were polycarboxylates with solid contents ranging from 20 to 45 Mass-%.

Once the most promising combination of basic constituents was found, one type of straight steel fibres ($f_{yk} \approx 2000$ MPa, $l_f = 10$ mm, $\phi_f = 0.2$ mm) was added to obtain UHPFRC mixes.

A.3.2.2 University of Toronto

For the mix design optimisation, three different cements, three silica fumes, five different types of sand, and seven superplasticizers were tested:

- The cements were two of type GU from different locations in Ontario and one of type HS (CSA A3001-03).
- One Canadian and two American silica fumes were tested. Two of the silica fumes were grey and were produced from the silicon industry, the third was a white silica fume from the zirconium industry. Their BET surface areas were between 15 and 20 m^2/g.
- All sands except for one were similar silica sands with a mean grain size of 0.2 mm, similar to those used in Montreal. The last sand was a fine mixed carbonate and siliceous sand from a local quarry with the same mean grain size.
- The superplasticizers were all polycarboxylates with dry extracts varying from 20 to 40 Mass-%.

The same type of straight, short steel fibres was used as in Montreal.

A.3.3 Test methods

The trial batches were tested for workability and partially also for compressive strength. For each trial batch, the workability was evaluated with the Kantro mini-slump cone in Toronto (Kantro 1980) and ASTM C 230 mini-slump cone in Montréal. The slump test was done 10 minutes after the end of mixing, approximately 12 to 15 minutes after the addition of water to the mix. The compressive strength was evaluated at 7 days on 50 mm cubes following ASTM C 109. The cubes were demoulded after 24 hours and then stored in water or in a moist chamber at a temperature of 20 °C until testing.

A.3.4 Results

A.3.4.1 Polytechnique of Montréal

The composition of the optimized UHPFRC is detailed in Table A.1. The water/binder ratio and the water/cement ratios were 0.20 and 0.23 respectively. The binder is hereby the sum of the cement and the silica fume. The silica fume/cement ratio of the binder was 0.15. The dry extract content of the superplasticizer was fixed to 1.5 Mass-% of the binder content, which corresponds to the saturation level providing an optimum workability of the mix. The maximum content of straight steel fibres incorporated in the mix was 5 Vol-% to obtain a self-consolidating behaviour with the slump-flow test ASTM C 143.

Tableau A.1 : Composition of Montréal UHPFRC mix

Constituent	Type	Weight (kg/m^3)
Cement	type HS Bath, Québec	1087
Silica fume	grey SF, specific surface: 20 m^2/g	163
Sand	silica sand, grain size < 0.5 mm	652
Steel fibers	straight (l_f = 10 mm, ϕ_f = 0.2 mm)	390
Superplasticizer	polycarboxylate, solid content: 41 Mass-%	46
Total water		250

The trial batches produced before the addition of the steel fibres showed the complexity to identify the better combination of cement and superplasticizer in view of strength development and workability. For example, utilization of cement with low C_3A content is generally preferable for workability since ettringite formation consumes a large amount of water and impedes workability. Type LHQ cement with C_3A content of 1 % fulfilled this requirement and logically has led to the best workability with nearly all superplasticizers. However, it contained a large amount of C_2S (C_2S = 39%, C_3S = 38%), which slowed down the strength development. Typical compressive strength obtained on cubes with LHQ cements was only 5 MPa for a water/binder ratio of 0.22 after 7 days. Since no thermal or pressure treatment was expected for the material, this cement was removed from the optimisation. Type LH cement having a C_3A content of 7 % was also discarded since it gave the worst workability, even though it would increase strength development. From the remaining cement, type HS and GU presented a comparable strength development after 7 days (respectively 54 and 50 MPa) because they had a similar C_2S and C_3S contents (C_2S = 16%, C_3S = 60%, and C_2S = 10%, C_3S = 60% respectively). However the type HS cement provided a better workability because it contained less C_3A than the type GU (2 % instead of 9 %). Consequently the type HS cement was chosen and permitted the reduction of the water/binder ratio of the mix to 0.20.

Among the seven polycarboxylate superplasticizers, one showed a compatibility problem with many cements at high dosage. It caused setting of the matrix 5 minutes after mixing. Another superplasticizer resulted in a very long setting time in combination with the LHQ cement, used mainly for dam construction. The other superplasticizers performed similarly, but it was possible to identify the better product for each cement type. Results of the optimization also demonstrated that the presence of silica fume and sand in the mixes did not modify the selection of the best superplasticizer for the cements. The sand that allowed the highest workability and strength development was selected for the optimized mix.

The introduction of steel fibres in the optimized mix significantly reduced its flowability, but a self-consolidating behaviour was kept until an addition of 5 Vol.-% of fibres in the mixes.

A.3.4.2University of Toronto

The mix design shown in Table A.2 was adopted. The water/binder-ratio was 0.20 and the water/cement-ratio 0.25. The silica fume content amounted to 26 % of the cement mass, and the dry extract of the superplasticizer was 1.0 mass-% of the binder content. 5.5 Vol.-% of short, straight steel fibres were incorporated in the mix. The workability of the UHPFRC was measured with a slump-flow test (ASTM C 143). The UHPFRC had a slump-flow beyond 800 mm and can be seen as self-consolidating.

Tableau A.2 : Composition of Toronto UHPFRC mix

Constituent	Type	Weight (kg/m^3)
Cement	type GU Bath, Ontario	967
Silica fume	white SF, specific surface: 15-18 m^2/g	251
Sand	silica sand, grain size < 0.5 mm	675
Steel fibers	straight (l_f = 10 mm, ϕ_f = 0.2 mm)	430
Superplasticizer	polycarboxylate, solid content: 35 Mass-%	35
Total water		244

The results also showed that the cement is the most critical component in the mix design with regard to strength development and workability. The typical compressive strength with a water/binder ratio of 0.20 obtained on cubes was 110 MPa after 7 days. The workability was improved with the type HS cement as stated previously. However, the strength development was very slow and amounted to a compressive strength of 30 MPa at 7 days, compared to a compressive strength of 110 MPa of the type GU cement. This inconsistent tendency with results obtained in Montréal is likely due to the higher C_2S content of the HS cement tested in Toronto (C_2S = 22%, C_3S =

56%). Since the slow strength development of the type HS cement is incompatible with the desired UHPFRC applications, the type GU cement was chosen.

The tested sands and silica fumes did not significantly influence workability and strength of the UHPFRC. Nevertheless, the white silica fume and silica sands selected for the final mix resulted in the best combination of strength and workability from the options considered. The natural sand from the local pit performed well. However, it was discarded, since it was delivered in an uncontrolled humid state and had to be dried prior to its utilization.

Six different polycarboxylate superplasticizers were tested. The superplasticizers with a higher dry extract generally showed a better efficiency. However, the one with the 40 mass-% solid content had a lower efficiency, which was attributed to a lower dispersion of the superplasticizer molecules in the matrix. One superplasticizer also showed an incompatibility with the chosen cement. Generally, the superplasticizers were efficient to enhance workability and had an optimum dosage at a dry extract- to-binder- ratio of 1.0 mass-%.

The dosage for the chosen type of steel fibres was 5.5 Vol.-%. This was the maximum amount of steel fibres for which mix homogeneity and self-consolidating workability were ensured.

A.3.4.3 Summary

The water/binder-ratio of the final mixes cast in Montréal and Toronto are at the upper limit for UHPFRC of RPC type with a value of 0.20. RPC generally have ratios between 0.14 and 0.20 (Bache 1987, Fehling et al. 2005, Richard and Cheyrezy 1995, Rossi et al. 2005). Indeed all tested cements showed inferior workability to the cement of the reference mix and consequently led to a relatively high water/binder-ratio and a lower fibre content in the Canadian mixes. This result is most likely explained by the

particular composition of the type HS cement used in Europe (combination of a low C_3A content (C_3A = 4%) and a high C_3S content (C_3S = 74%). Tests conducted in Montréal with the optimised mix for which only the HS cement produced locally was replaced by the French HS cement resulted in a factor of two increase in the workability as measured by the mini-cone and could lead to a reduction of the water/binder ratio.

A.4 PROPERTIES OF THE RETAINED UHPFRC MIXES

A.4.1 Test methods

Once the optimised mix designs were obtained, an extensive characterisation of their properties was carried out. For fresh state characterisation, slump-flow tests (ASTM C 143) and calorimetric tests were completed. In Toronto, the heat release during hydration was studied with an isothermal calorimeter. Four small matrix samples, without fibres, of approximately 12.5 g were put in the calorimeter and the energy flow was measured for 60 hours. In Montreal, heat release was estimated with semi-adiabatic calorimeters on two cylindrical specimens of 150-mm diameter during 7 days. Results were analysed according to the RILEM TC 119-TCE (1997) procedure.

Mechanical properties were assessed at several ages with compression tests on 100-mm diameter cylindrical specimen (ASTM C 39) and 4-point bending tests (adapted from ASTM C 78) on plates of 600-mm length, 50-mm depth and 145-mm width. The distance between the lower supports of the specimen was 450 mm.

Free shrinkage was studied in Toronto on three prismatic specimens of 305-mm length and 76-mm edge-width according to ASTM C 157. In addition, autogenous shrinkage was measured on three other specimens cured under similar thermal conditions, but sealed after demolding at 24 hours with two layers of self-adhesive

aluminium foil tape in order to prevent drying. The length change of the specimens was measured with a electronic gauge between two studs embedded in the centre of each end of the specimens.

Durability of the mix designs was evaluated after 28 days with two techniques: The chloride ion permeability was estimated in Toronto with the rapid chloride penetration test (ASTM C 1202) on the matrix without fibre since steel elements alter test results. Freeze-thaw resistance was assessed in Montreal on the matrix with fibres of ASTM C 666.

A.4.2 Mechanical properties

The compression properties were evaluated with 100 mm diameter × 200 mm cylinders. Tests were conducted at 7, 15, 28, 90, and 253 days. The compressive strength at 28 days was 121 to 128 MPa (Table A.3). These are lower values than for typical UHPFRC with strengths higher than 160 MPa (Richard and Cheyrezy 1995, Rossi et al. 2005, Wuest 2004). This is attributed to the cement compositions that were less adapted for production of UHPFRC of lower water/binder ratio than the ones used in Europe. Furthermore, the silica fume selected in Montreal and Toronto had a higher specific surface area (BET) with 15 to 20 g/m^2, while the one used for European UHPFRC had 12 g/m^2. The higher surface area might have led to a higher water demand of the Canadian UHPFRC when compared to the European one.

Tableau A.3 : UHPFRC compressive strength

Age [days]	No specimens [-]	Compressive strength f_{Uc} Montréal [MPa]	Toronto [MPa]
7	3	90	-
15	3	104	115
28	3	121	128
90	3	125	-
98	3	-	132
253	5	-	131

The flexural properties were determined with 4-point-bending tests on three specimens. The tests were performed at a specimen age of 7, 15, 28 and 90 days in Montréal. Toronto tests were only completed at 100 days. The modulus of rupture (MOR) was calculated with Equation A.1 on the assumption of a linear-elastic stress state. For materials with highly non-linear behaviour such as UHPFRC, the MOR values do not reflect the physical reality, but they allow a comparison between different types of UHPFRC.

$$MOR = \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2} \qquad \text{(A.1)}$$

when MOR [MPa]: modulus of rupture, F [N]: total applied force, L [mm]: span, b [mm]: width of the specimen, h [mm]: depth of the specimen.

Figure A.1 shows the MOR versus mid-span deflection curves of the specimens. It can be seen that the UHPFRC specimens show a ductile failure mode, which is completely different to the brittle failure mode of conventional concrete.

In Montréal, the average MOR values were 22.5 MPa after 28 days. The coefficients of variation were less than 6%. In Toronto, the average MOR value was MOR = 24.4 MPa after 100 days with a coefficient of variation of 16%. The high scatter is due to technical problems during casting in Toronto: The mix was cast in different directions in the specimen, which led to differences in the fibre distribution. It should be noted that variation in the MOR values depends largely on the steel fibre distribution in the specimen. One can observe that Toronto specimens presented higher stresses for equivalent deflections. This could be explained by the difference in the fibre content in the mixes (Toronto 5.5 V-%, Montréal 5 V-%), fibre distribution related to casting method and differences in the experimental setup and procedures used to characterize the materials. In fact, specimens were cast vertically from the longer side in Montréal to obtain perfectly flat upper and lower surfaces of specimens in the bending test setup. In Toronto, the specimens were cast horizontally and ground

before testing. Moreover, lateral displacement of specimens was permitted by the setup in Montreal while it was restrained partially in Toronto. The restriction of the lateral displacement increases load-carrying capacity of specimens at equivalent deflection.

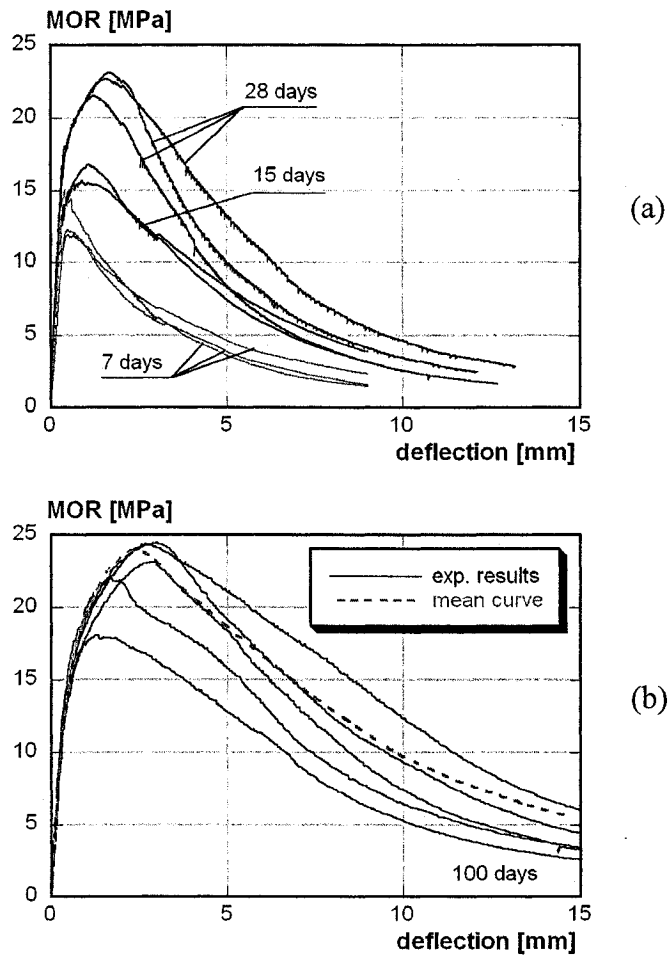


Figure A.1 : Force-deflection curves of the 4-pt-bending tests: a) Montréal at various ages, b) Toronto at 100 days

The MOR values of the UHPFRC mixes are comparable to the MOR = 26.5 MPa obtained by Wuest (2004) for a similar fibre mixture, similar specimen size and test setup. The UHPFRC of Wuest had a compressive strength above 170 MPa and was produced with the reference mix design, which had a water/binder-ratio of 0.14, and

the original basic constituents of the mix design by Rossi (Rossi et al. 2005). Thus, the flexural properties of the Canadian mixes were not significantly reduced by their higher water/binder-ratio.

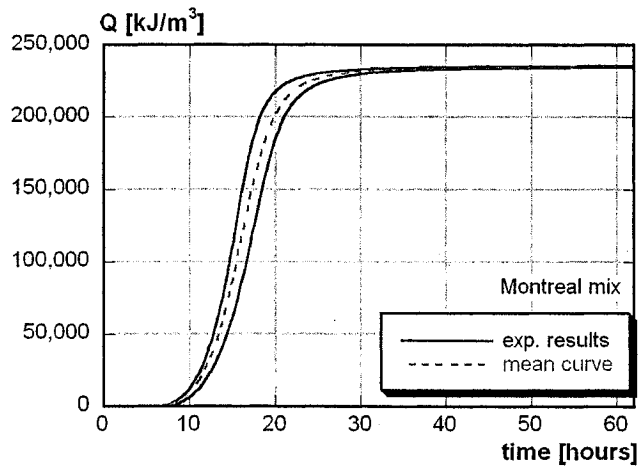
The advantageous tensile properties of the UHPFRC mixes, deduced from the bending tests, suggest a large potential for structural applications. Their lower compressive strength, when compared to other UHPFRC, is of secondary importance in many applications where the tensile behaviour of the material will be the limiting factor.

A.4.3 Heat of hydration

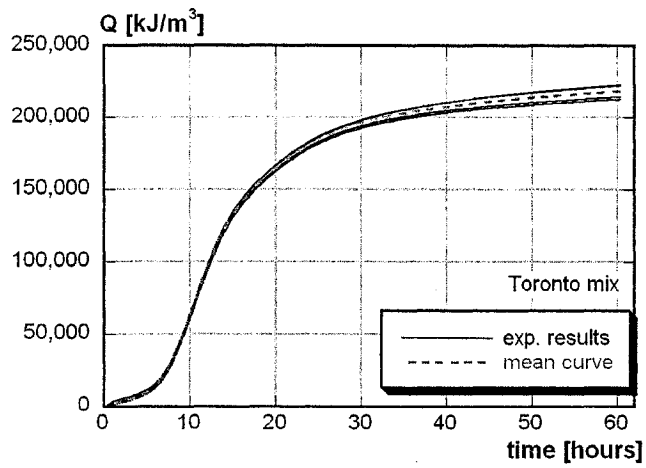
Figure A.2 shows the evolution of the cumulative heat of hydration of the UHPFRC. For this, the steel fibres were included in the calculation and a specific mass of the UHPFRC of 2600 kg/m^3 was assumed. The cumulative heat of hydration was calculated according to (RILEM TC 119 1997) for the semi-adiabatic and isothermal test results of the Montreal and Toronto mixtures. The cumulative heat of hydration at 60 hours amounted to approximately 220,000 kJ/m^3 in Toronto and to 250,000 kJ/m^3 for the Montréal mixture. The final cumulative heat of hydration was estimated to be approximately 250,000 kJ/m^3 for both mixes. In comparison, the cumulative heat of hydration of a conventional concrete ranges from 80,000 to 120,000 kJ/m^3.

The difference in the hydration kinetics of the two mixes was due to the different test setups. Since the hydration reaction is thermally activated, the temperature history during hydration influences strongly the hydration kinetics. Since the heat of hydration was determined with semi-adiabatic tests in Montreal, the temperature during the tests rose to 100 °C (prompt heat release in Figure A.2 a), leading to very fast hydration. In Toronto, the temperature was 23 °C during the entire isothermal test, and the hydration kinetics was much slower. However, both mixes are expected to show similar hydration kinetics under similar temperature histories.

The evolution of the heat of hydration was comparable to other UHFPRC with lower water/binder-ratios (Habel et al. 2006[c]). However, the dormant period of the Canadian UHPFRC mixes was 5 to 7 hours, significantly shorter than for other UHPFRC with dormant periods of up to 30 hours (Habel et al. 2006[c], Morin et al. 2001). This was attributed to the newest generation of polycarboxylate superplasticizers used in the Canadian mixes that only slightly delays the setting time. The shorter dormant period reduces construction and curing time and makes the Canadian UHPFRC mixes more suitable for in-situ construction.



(a)



(b)

Figure A.2 : Evolution of the heat of hydration Q a) Montréal with a semi-adiabatique calorimeter, b) Toronto with an isothermal calorimeter

A.4.4 Free shrinkage measurements

Figure A.3 shows the evolution of shrinkage with time. The specimens were demolded the day after casting, and shrinkage measurements started 24 hours after casting. Drying shrinkage was obtained by calculating the difference between drying and sealed specimens. After 50 days the autogenous shrinkage amounted to 350 μm/m and the drying shrinkage reached 170 μm/m. The major part of the drying shrinkage occurred during the first 20 days after casting. This indicates a decreasing permeability of the UHPFRC with on-going hydration, as already observed experimentally (Cheyrezy and Behloul 2001, Habel et al. 2006[a]). The autogenous and drying shrinkage of the Toronto UHPFRC mix is within the range of other UHPFRC (Cheyrezy and Behloul 2001, Habel et al. 2006[a]).

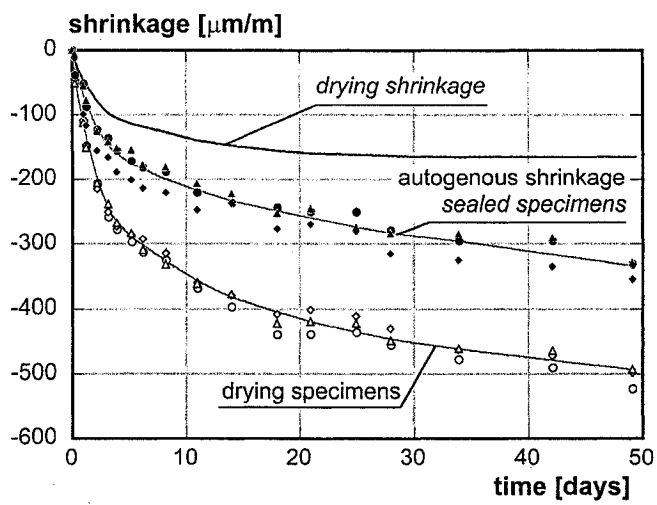


Figure A.3 : Autogenous and drying shrinkage of the Toronto UHPFRC mix

In comparison with UHPFRC, conventional concrete generally has (a) a lower autogenous shrinkage since a lower content of cement hydrates and (b) a high drying shrinkage because of the higher permeability of the matrix.

A.4.5 Chloride ion permeability

The dense matrix of UHPFRC is desired to prevent the ingress of detrimental materials and thus, to act as a sealing layer and to enhance durability of structures. In order to evaluate the performance of the Canadian UHPFRC mixes, the chloride ion permeability was estimated with the rapid chloride penetration test (ASTM C 1202). Tests on specimens cast in Montreal without steel fibres resulted in values of 88 and 33 Coulombs at ages of 28 and 90 days respectively. Values of 72 and 24 Coulombs at 28 and 232 days were obtained for Toronto mix with steel fibres, indicating that the steel fibres did not significantly influence the test results. The test results are all within the "negligible" class.

This chloride penetration value is very low when compared to conventional strength and high strength concretes which have around 3000-6000 and 500-1000 Coulombs respectively. However, they were higher than the results obtained by Bonneau and co-workers on heat-cured UHPFRC (Bonneau et al. 1997). Nevertheless, the obtained value indicates that the UHPFRC mixes elaborated in this study are suitable as a sealing layer and have an improved durability compared to conventional concrete.

A.4.6 Freeze-thaw resistance

Utilization of UHPFRC in Canadian climate requires an extended durability under freeze-thaw conditions. In order to establish the resistance of the UHPFRC, specimens cast in Montreal were submitted to freeze and thaw cycles in water, according to ASTM C666 - Procedure A. The evolution of the durability factor was estimated from fundamental transversal frequency measurements made on specimens during the regulation 300 cycles of freeze-thaw. The change in the fundamental transversal frequency of the specimens during the entire test was negligible, i.e. less than the precision of the measurement device. Thus the durability factor of the studied

UHPFRC corresponds to 100 % after 300 freeze-thaw cycles. Visual observation of the specimens also indicated that they remained undamaged after the cycles.

It is noted that the Canadian UHPFRC mixes provided outstanding freeze-thaw resistance even though they did not utilize an air-entraining admixture. The air content was around 3 %(ASTM C231). In fact the dense matrix of UHPFRC mixes contains little free water and the hydration leads to a prompt self-desiccation (Habel et al. 2006[a]). Since the pore network probably has a relative humidity lower than 90% after a short time, internal hydraulic pressures created by freeze-thaw cycles would remain low. Moreover the matrix has a high tensile strength to resist to internal pressures. The result of this study is consistent with other results found in the literature (e.g., Bonneau et al. 1997, Carles-Gibergues and Pigeon 1992), that demonstrate the extended freeze-thaw resistance of concrete having a water/cement ratio lower than 0.3.

A.5 CONCLUSIONS

The mix design optimisation of UHPFRC with locally available materials in Canada leads to the following conclusions:

1. It was possible to design self-consolidating UHPFRC with a fibre content as high as 5.5 Vol % and using basic constituents locally available in Central Canada.
2. The optimisation showed that the cement was the most critical constituent in the mix design, since it significantly affected the workability and the strength development. The mix design was less sensitive to silica fume and sand variations.
3. The mean compressive strength of the mixes was 125 MPa at 28 days and the mean modulus of rupture 23.5 MPa. The compressive strength was slightly lower than for published values of other UHPFRC with compressive strength

beyond 150 MPa, but the flexural properties were within the same range as for other UHPFRC with similar fibre proportions. Since the tensile properties were considered more critical for a major part of the targeted application, the mechanical behaviour of these UHPFRC attained the target values of the study.

4. Heat of hydration and shrinkage values were similar to values of other UHPFRC with a heat of hydration of 200,000 kJ/m^3 after 60 hours and autogenous and drying shrinkage values of 500 μm/m and 350 μm/m respectively.
5. The outstanding durability of the UHPFRC mixes were confirmed by very low values of chloride ion permeability and durability factor of 100 % under freeze-thaw conditions.

The study shows that it is possible to design UHPFRC with local materials and demonstrates the possibility to include these materials on a larger scale in current construction practices.

References

Aïtcin P.-C., Lachemi M., Adeline R., Richard P. 1998. The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge. Structural Engineering International (IABSE). **8(2)**: 140-144.

Alford N. McN., Birchall J. D. 1985. The properties and potential applications of Macro-Defect-Free Cement. Proceedings of the symposium on very high strength cement-based materials, J. F. Young (ed.). Pittsburgh, USA, **42**: 265-276.

ASTM - American Society for Testings and Materials. 2006. Annual Book of Standards, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA, USA,

Bache H. H. 1987. Introduction to Compact Reinforced Composite. Nordic Concrete Research **6**: 19-33.

Bonneau O., Lachemi M., Dallaire E., Dugat J., Aïtcin P-C. 1997. Mechanical Properties and Durability of Two Industrial Reactive Powder Concretes. ACI Materials Journa, **94(4)**: 286-290.

Boulay C., Arca A., Tailhan J-L., Rossi P., Sananes J. 2003. Comportement mécanique d'un nouveau composite cimentaire à écrouissage positif. II : Caractérisation du comportement en traction uniaxiale. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, LCPC, France **243**: 19-30.

Brühwiler E., Denarié E., Putallaz J-Chr. 2005. Instandsetzung einer Betonbrücke mit ultrahochleistungsfähigem Faserfeinkornbeton (UHLFB) (Rehabilitation of a concrete bridge with ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC)). Beton- und Stahlbetonbau **100(9)**: 822-827 (in German).

Carles-Gibergues A., Pigeon M. 1992. La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse. La durabilité des bétons. Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées. Paris: 227-284 (in French).

Charron J-P., Denarié E., Brühwiler E. 2006. Permeability of UHPFRC under high stresses, Materials and Structures (*in press)*, accepted January 2006.

Cheyrezy M., Behloul M. 2001. Creep and Shrinkage of Ultra-High Performance Concrete, Creep. Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials (Concreep 6), F.-J. Ulm, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann (eds.), Boston, USA, pp 527-538.

CSA - Canadian Standards Association. 2006. A3001, Cementitious Materials Compendium. CSA Publications. Rexdale. Canada,

Fehling E., Schmidt M., Teichmann T., Bunje K., Bornemann R., Middendorf B. 2005. Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betons (UHPC) (Development, durability and design of ultra-high strength concrete (UHPC)). Research Report, University of Kassel, Structural Materials and Engineering, Series No. 1, Kassel, Germany (in German).

Habel K. 2004 Structural behaviour of composite "UHPFRC - concrete" elements. Doctoral thesis No. 3036, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland.

Habel K.[a], Charron J.-P., Denarié E., Brühwiler E., (2006) Autogenous deformations and viscoelasticity of UHPFRC in structures – Part I: Experimental results, Magazine of Concrete Research, **58 (3),** pp 135-145

Habel K.[b], Denarié E., Brühwiler E., Time Dependent Behavior of Elements Combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete, Materials and Structures, **39(5)**, June, 2006, pp. 555-567

Habel K[c]., Viviani M., Denarié E., Brühwiler E. 2006. Development of the Mechanical Properties of an Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC), Cement and Concrete Research **36(7)**, 2006, pp. 1362-1370.

Kantro, D.L. 1980. Influence of Water Reducing Admixtures on Properties of Cement Pastes – A Miniature Slump Test. Cement. Concrete. Aggregates **2**: 95-102.

Li, V.C. and Leung, C.K.Y. 1992. Steady State and Multiple Cracking of Short Random Fiber Composites. ASCE Journal of Engineering Mechanics **118(11):** 2246 - 2264.

Morin V., Cohen Tounedji F., Feylessoufi A., Richard P. 2001. Superplasticizer effects on setting and structuration mechanisms of ultrahigh-performance concrete. Cement and Concrete Research **31(1):** 63-71.

Orange G., Dugat J., Acker P. 2000. DUCTAL: New Ultra High Performance Concretes. Damage, Resistance and Micromechanical Analysis. Proceedings of Fifth RILEM Symposium on Fiber-Reinforced Concretes (FRC) (BEFIB 2000), P. Rossi and G. Chanvillard (eds.), Lyon, France, pp 781-790.

Vicenzino E., Culham G., Perry V.H., Zakariasen D., Chow, T.S. 2005. First Use of Ultra-High Performance Concrete in Thin Precast Concrete Roof Shell for Canadian LRT Station. PCI Journal, September-October: 50-61.

Richard P., Cheyrezy M. 1995. Composition of Reactive Powder Concretes. Cement and Concrete Research **25(7):** 1501-1511.

RILEM TC 119. 1997. TCE1: Adiabatic and semi-adiabatic calorimetry to determine the temperature increase in concrete due to hydration heat of the cement,Materials and Structures, **30(8)**: 451-464.

Rossi P. Arca A., Parant E. Fakhri P. 2005. Bending and compressive behaviors of a new cement composite, Cement and Concrete Research **32**: 27-33.

Wuest J. 2004. Etude Exploratoire des Propriétés Mécaniques de Bétons de Fibres Ultra Performants de Structures. Diploma thesis, MCS, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), Lausanne, Switzerland, 137 p.

Yudenfreund M., Odler I. , Brunauer S. 1972. Hardened Portland Cement Pastes of Low Porosity, I. Materials and experimental methods. Cement and Concrete Research **2(3)**: 313-330.

ANNEXE B

CALCUL DES EFFORTS DE FLEXION ET LES COMBINAISONS DE CHARGES POUR LE CAS DU PONT DE RÉFÉRENCE

B.1 EFFORTS DE FLEXION

Les efforts de flexion selon les diverses étapes de la vie du pont et selon les états limites sont déterminés selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) pour les poutres intérieures et extérieures.

Pour montrer la procédure utilisée pour déterminer les efforts de flexion pour tous les cas d'optimisation, on va déterminer ces efforts pour le cas du pont de référence à 2 travées continues comprenant une dalle de béton mise en place sur 6 poutres précontraintes de type NEBT 1600.

B.1.1 Charges permanentes

La charge permanente est composée du poids propre des poutres, de la dalle, de l'enrobé bitumineux, des chasse-roues, des garde-fous et des diaphragmes intermédiaires.

Poutres :

Il y a six poutres NEBT 1600 avec un poids linéique de 14.43 kN/m

$W_{Dpoutres} = 6 \times 14.43 = 86.6$ kN/m

Dalle :

$W_{Ddalle} = 12.9 \times 0.2 \times 24 = 61.9$ kN/m

Enrobé bitumineux :

$W_{Denrobé} = 0.065 \times 23.5 \times 12 = 18.3$ kN/m

Chasse-roues :

$W_{Dchasse} = 2 \times 0.45 \times 0.289 \times 24 = 6.2$ kN/m

Garde-fous :

$W_{Dgarde} = 2.0$ kN/m (on suppose 1.0 kN/m pour un garde)

On calcule les charges permanentes reparties sur une poutre en divisant les valeurs précédentes par le nombre des poutres parce que les espacements entre les poutres sont égaux et que la largeur du porte-à-faux est égale à la moitie de l'espacement entre les poutres.

$W_D = (86.6 + 61.9 + 18.3 + 6.24 + 2) / 6 = 29.2$ kN/m

Diaphragme :

Il y a deux entretoises intermédiaires dans chaque travée dont les dimensions sont indiquées dans le manuel de conception des structures (MTQ,. 2003). La charge concentrée pour chaque entretoise intermédiaire est égale à :

$W_{Ddiaphragme} = 1.13 \times 0.25 \times 2.15 \times 24 = 14.6$ kN

La charge concentrée de l'entretoise sur la poutre extérieure est égale à la moitié de la valeur précédente, soit 7.3 kN, alors que la charge pour chaque poutre intermédiaire est égale à 14.6 kN.

B.1.2 Charges vives :

B.1.2.1 Moments maximaux pour une voie

Selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000), les diagrammes des moments de flexion longitudinaux d'un pont doivent être établis en considérant deux cas de charge : le premier cas comprend un camion constitué de deux lignes de roues du camion CL-625 (figure B.1), et le second cas est constitué de la surcharge de voie CL-625 (figure B.2). Les charges sont multipliées par le facteur approprié (1 + FAD) où FAD est le facteur de majoration dynamique.

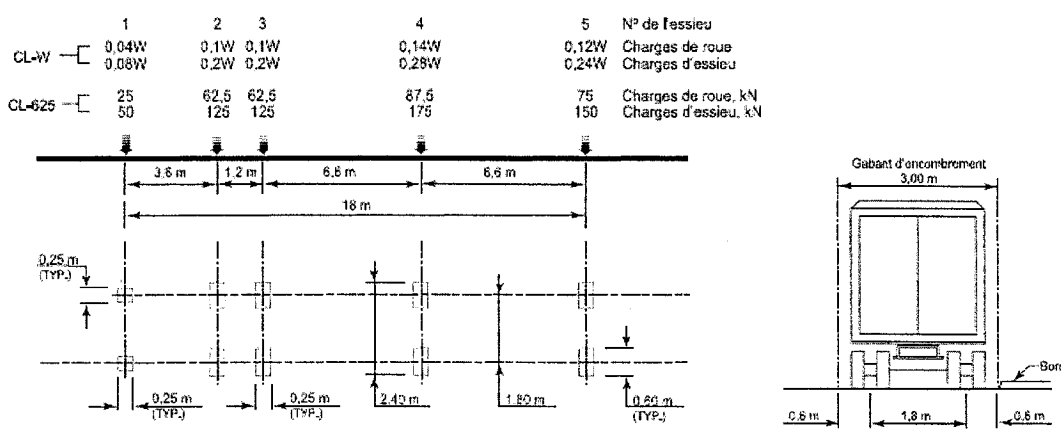


Figure B.1 : Camion CL-625 *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

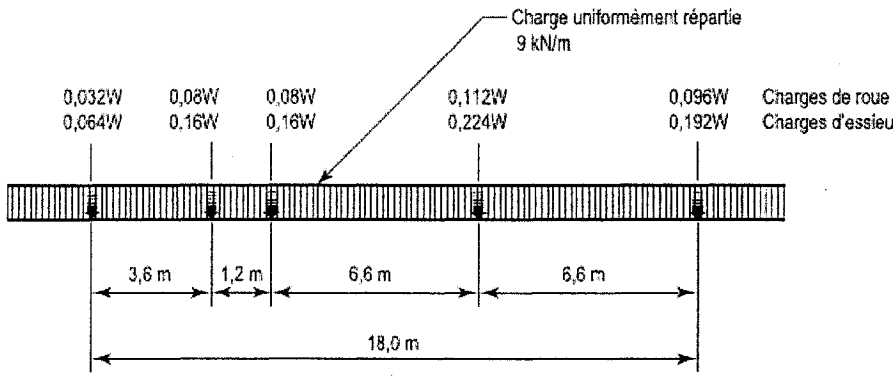


Figure B.2 : Surcharge de voie CL-625 *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Avec le logiciel SAP2000 (CSI, 2003), on trace l'enveloppe des moments par voie de calcul causés par le camion CL625 augmentés par un facteur de majoration dynamique égal à 1.25 pour cet ouvrage (3 essieux et plus) (figure B.3) et l'enveloppe des moments dus à la surcharge de voie et un facteur de majoration dynamique égal à 1.0 (figure B.4). Finalement, on trouve l'enveloppe des moments maximaux M_T par voie de calcul dus au camion CL625 et à la surcharge de voie (figure B.5).

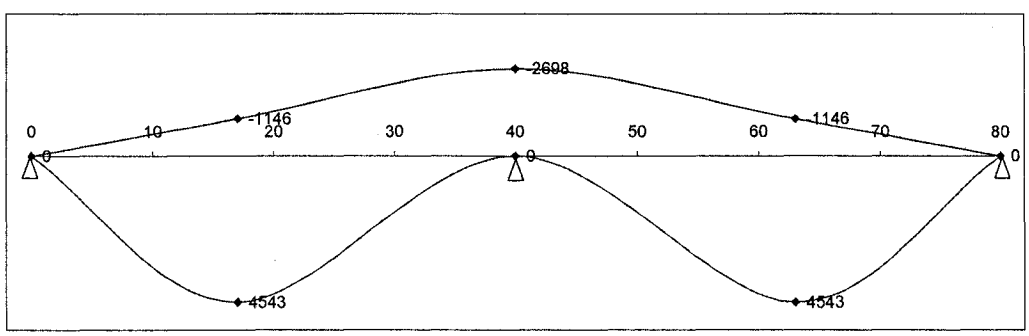


Figure B.3 : Enveloppe des moments longitudinaux dus au camion CL-625, FAD inclus

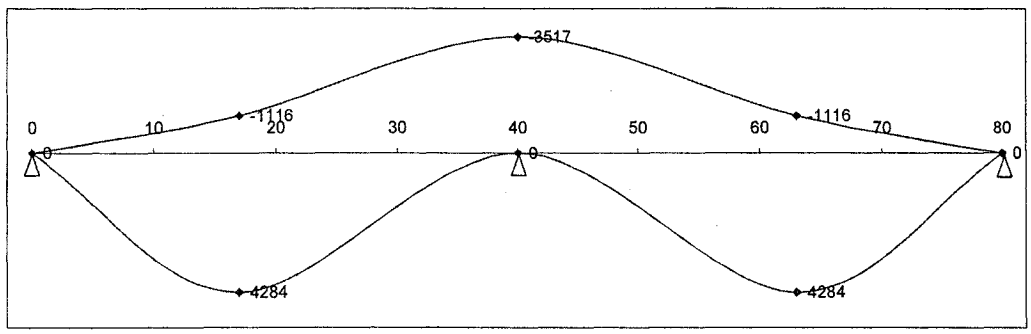


Figure B.4 : Enveloppe des moments longitudinaux dus à la surcharge de voie

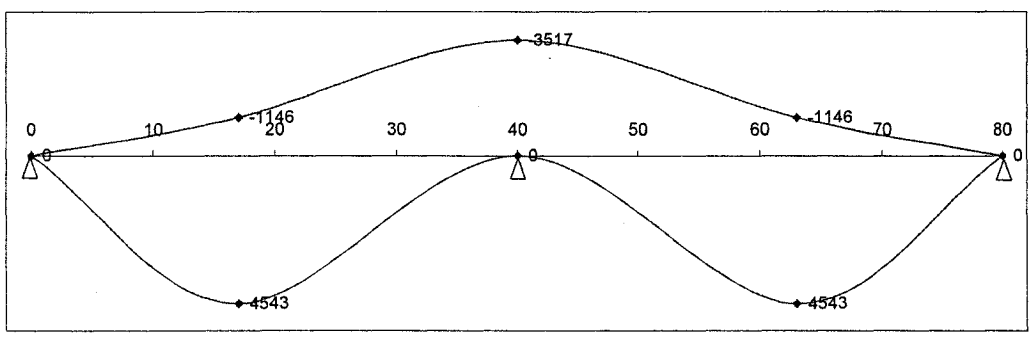


Figure B.5 : Enveloppe des moments longitudinaux dus au camion CL-625 et à la surcharge de voie

Le cas étudié satisfait les conditions d'emploi de la méthode simplifiée du code *CSA-S6-00* (CSA, 2000). Donc, on peut utiliser cette méthode pour obtenir les moments longitudinaux maximaux dus à la surcharge dans les parties intérieures et extérieures du pont.

B.1.2.2 Moments de flexion longitudinaux pour les états limites ultime et d'utilisation

On calcule au début le facteur de modification F_m qui tient compte de la variation transversale de l'intensité maximale du moment longitudinal, comparativement à l'intensité moyenne du moment longitudinal selon l'équation (B.1).

$$F_m = \frac{SN}{F(1+\frac{\mu C_f}{100})} \geq 1.05 \qquad \text{(B.1)}$$

où

S : Espacement entre les axes des poutres, en mètres (S = 2.15 m);

N : Nombre de poutres (N = 6);

F : Largeur qui caractérise la répartition de la charge pour un pont.

$\left[1+\frac{\mu C_f}{100}\right]$: Facteur de correction de la largeur de voie;

C_f : Facteur de correction, en %;

$\mu = \frac{W_e - 3.3}{0.6} \leq 1$;

W_e: Largeur d'une voie de calcul en mètres, calculée en divisant la largeur de la voie carrossable (W_c = 12 m) par le nombre de voies de calcul (n = 3) selon le tableau B.1.

$W_e = W_c/n = 4.0$ m

$\mu = \frac{W_e - 3.3}{0.6} = 1.17 > 1$ donc $\mu = 1.0$

Tableau B.1 : Nombre de voies de calcul *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

W_c	n
Inférieure à 6,0 m	1
Supérieure à 6,0 m jusqu'à 10,0 m	2
Supérieure à 10,0 m jusqu'à 13,5 m	2 ou 3*
Supérieure à 13,5 m jusqu'à 17,0 m	4
Supérieure à 17,0 m jusqu'à 20,5 m	5
Supérieure à 20,5 m jusqu'à 24,0 m	6
Supérieure à 24,0 m jusqu'à 27,5 m	7
Supérieure à 27,5 m	8

Note :

* Les deux devraient être vérifiées.

Les valeurs F et C_f doivent être établies du tableau A5.7.1.2.1 de (CSA, 2000) en fonction du type du pont, du type de la route, du nombre de voies de calcul et de la portée simple équivalente (L) et la position de la poutre (extérieure ou intérieure).

La portée L des travées continues doit être conforme à la figure B.6 où on calcule les portées simples équivalentes selon les positions de points d'inflexion comme montré au tableau B.2 pour le pont considéré.

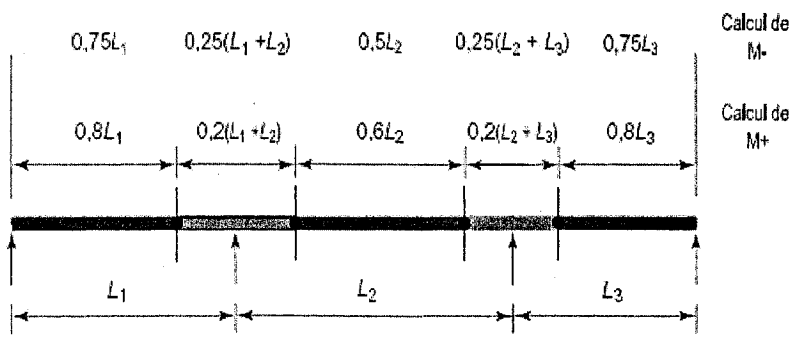


Figure B.6 : Points d'inflexion assumés sous des charges permanentes *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Tableau B.2 : Les portées simples équivalentes

	L	
	Travée	Pile
M+	40 ×0.8 =32 m	(40+40) ×0.2 = 16 m
M-	40 ×0.75 = 30 m	(40+40) ×0.25 = 20 m

Pour une travée avec L > 10 m, une route de classe A et pour un pont de type dalle sur des poutres de trois voies, on trouve selon le tableau A5.7.1.2.1 du Code S6 (CSA, 2000) que :

F = 8.7 - 4/L pour la poutre extérieure.

F = 9.6 - 21/L pour la poutre intérieure.

C_f = 10 - 25/L pour les poutres extérieures et intérieures.

Les équations de F pour les poutres extérieures des ponts à dalle sur poutres s'appliquent lorsque la largeur du porte-à-faux de la dalle de tablier est égale ou inférieur à 0.5 S. Lorsque le porte-à-faux est supérieur à 0.5 S tout en étant égal ou inférieur à 0.6 S, la valeur de F indiquée doit être divisée par 1.05. La longueur du porte-à-faux est S_c = 1.075 m ≤ S/2 = 1.075 m, donc le facteur de correction de F pour les poutres extérieures est égal à 1.0.

Le facteur d'essieu F_e est calculé selon l'équation B.2 :

$$F_e = \frac{n.R_L}{N} F_m \tag{B.2}$$

R_L est le facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées. Pour trois voies et classe de route A on trouve que R_L = 0.8 selon le tableau B.3.

Tableau B.3 : Facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

	Classe de route		
Nombre de voies chargées	A	B	C ou D
1	1,00	1,00	1,00
2	0,90	0,90	0,85
3	0,80	0,80	0,70
4	0,70	0,70	
5	0,60		
6 ou plus	0,55		

Les valeurs de facteur d'essieu F_e calculées sont présentées dans le tableau B.4. On constate au tableau B.4 que les facteurs d'essieu les plus grands sont pour la poutre extérieure donc on va calculer les moments longitudinaux pour cette poutre qui est la plus critique.

Tableau B.4 : Les facteurs d'essieu pour les états limites ultime et d'utilisation

	position	L (m)	F_e extérieure	F_e intérieure
M+	Travée	32	0.551	0.528
M+	Pile	16	0.563	0.574
M-	Travée	30	0.552	0.531
M-	Pile	20	0.558	0.555

Enfin, on calcule le moment longitudinal par poutre M_g selon l'équation B.3

$$M_g = F_e \cdot M_T \tag{B.3}$$

où

F_e: Facteur d'essieu calculé selon l'équation B.2;

M_T: Moment maximal par voie de calcul au point de la travée à l'étude (figure B.5).

Le tableau B.5 présente les moments longitudinaux maximums et minimums M_g aux dixièmes de portée pour la poutre externe.

Tableau B.5 : Les moments longitudinaux M_g pour la poutre externe

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	Facteur d'essieu M+	Facteur d'essieu M-	M^+_{Tmax} (kN-m)	M^-_{Tmin} (kN-m)	M^+_{gmax} (kN-m)	M^-_{gmin} (kN-m)
0	0.551	0.552	0	0	0	0
4	0.551	0.552	1937	-270	1067	-149
8	0.551	0.552	3404	-540	1876	-298
12	0.551	0.552	4252	-809	2343	-447
16	0.551	0.552	4543	-1146	2503	-633
20	0.551	0.552	4446	-1349	2450	-745
24	0.551	0.552	3936	-1619	2169	-894
28	0.551	0.558	3101	-1888	1709	-1054
32	0.563	0.558	1814	-2158	1021	-1204
36	0.563	0.558	488	-2607	275	-1455
40	0.563	0.558	0	-3517	0	-1962

B.1.2.3 Moments de flexion longitudinaux et flèches associées pour l'état limite de fatigue et de vibration de l'ossature

On calcule d'abord le facteur d'amplification F_m qui tient compte de la variation transversale de l'intensité maximale du moment longitudinal, comparativement à l'intensité moyenne du moment longitudinal selon l'équation B.4.

$$F_m = \frac{SN}{F(1+\frac{\mu C_f}{100}+\frac{C_e}{100})} \geq 1.05 \qquad \text{(B.4)}$$

où

N, S, W_e, μ et L sont définis la section précédente;

C_f : Facteur de correction, en %, tiré du tableau A5.7.1.2.2 (a) du code *CSA-S6-00* (CSA, 2000);

C_e : Facteur de correction, en %, pour la distance à la rive du véhicule, tiré du tableau A5.7.1.2.2 (b) du code *CSA-S6-00* (CSA, 2000).

Pour une travée avec L > 10 m, route classe A et pour un pont type dalle sur poutres de trois voies et selon le tableaux A5.7.1.2.2 (a) et A5.7.1.2.2 (b) du code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) on a les valeurs suivantes :

Poutre extérieure et intérieure $C_f = 0$

Pour une poutre intérieure $C_e = 0$

Pour une poutre extérieure C_e est calculé selon l'équation B.5

$$C_e = 26(D_{VE}-1)\left[1+\frac{160(D_{VE}-1)^2}{L^2}\right] \qquad \text{(B.5)}$$

où

D_{VE} : Distance à la rive du véhicule pour les ponts à dalle sur poutres selon la figure B.7. Lorsque la valeur réelle de D_{VE} est supérieure à 3.0 m, elle doit être considérée comme étant 3.0 m aux fins du calcul C_e.

On a une largeur de chasse-roues égale à 0.45 m. Donc, la distance à la rive est :
$D_{VE} = W_e/2$ + largeur du chasse-roues -1.8/2 = 1.55 m < 3 m OK

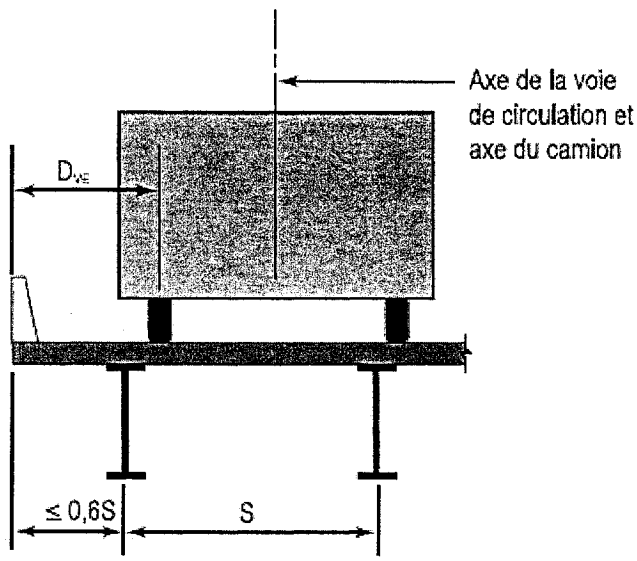


Figure B.7 : Définition de la valeur D_{VE} pour les ponts à dalle sur poutres *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

F : Largeur qui caractérise la répartition transversale pour un pont.

Pour la poutre extérieure on prend F du tableau A5.7.1.2.2 (a) de *CSA-S6-00* (CSA, 2000). Pour les poutres intérieures des ponts à dalle sur poutres comprenant deux voies ou plus, la valeur de F_{tab} obtenue du tableau A5.7.1.2.2 (a) peut être modifiée à l'aide du facteur dans l'équation B.6 qui tient compte de la variation de F en fonction de l'espacement S des poutres pour 1.2 m $\leq$S $\leq$3.6 m. Une valeur S égale à 3.6 m peut être utilisée si S est supérieur à 3.6 m.

$$F = F_{tab}\left[1+(0.29S-0.35)\left(\frac{L-10}{40}\right)\right] \qquad \text{Pour } 10\text{ m} \leq L \leq 50\text{ m} \qquad (B.6)$$

Pour une travée avec L > 10m, route classe A, et un pont de type dalle sur poutres de trois voies, on trouve selon le tableau A5.7.1.2.2 (a) de *CSA-S6-00* (CSA, 2000) que :

F = 3.7 + (L-10)/140 pour une poutre extérieure

F = 4.8 - 8/L pour une poutre intérieure

Les équations de F pour les poutres extérieures des ponts à dalle sur poutres s'appliquent lorsque la largeur du porte-à-faux de la dalle du tablier est égale ou inférieure à 0.5 S. Lorsque le porte-à-faux est plus long que 0.5 S tout en étant égal ou inférieur à 0.6 S, la valeur de F indiquée doit être divisée par 1.05. La longueur de porte-à-faux est S_c =1.075 m ≤ S/2 =1.075 m, donc le facteur de correction de F pour les poutres extérieures est égal à 1.0.

Le facteur d'essieu F_e est calculé selon l'équation B.2 où le nombre des voies de calcul considéré est n = 1, le facteur de modification des charges selon le nombre de voies chargées est R_L = 1 pour une voie et une classe de route A selon le tableau B.3.

Les valeurs de facteur d'essieu F_e calculées sont présentées dans le tableau B.6.

Tableau B.6 : Les facteurs d'essieu pour l'état limite de fatigue et de la vibration

	position	L (m)	F_e extérieure	F_e intérieure
M+	Travée	32	0.485	0.411
M+	Pile	16	0.495	0.480
M-	Travée	30	0.486	0.417
M-	Pile	20	0.491	0.457

On remarque que les facteurs d'essieu les plus grands sont ceux de la poutre extérieure, donc on va calculer les moments longitudinaux pour cette poutre la plus critique.

Enfin, on calcule le moment longitudinal par poutre M_g selon l'équation B.3. Le tableau B.7 présente les moments longitudinaux maximums et minimums M_g aux dixièmes de portée pour la poutre externe.

Tableau B.7 : Les moments longitudinaux M_g aux plusieurs endroits de la poutre externe

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	facteur d'essieu M+	facteur d'essieu M-	M^+_{Tmax} (kN-m)	M^-_{Tmin} (kN-m)	M^+_{gmax} (kN-m)	M^-_{gmin} (kN-m)
0	0.485	0.486	0	0	0	0
4	0.485	0.486	1937	-270	939	-131
8	0.485	0.486	3404	-540	1650	-262
12	0.485	0.486	4252	-809	2062	-393
16	0.485	0.486	4543	-1146	2202	-557
20	0.485	0.486	4446	-1349	2155	-656
24	0.485	0.486	3936	-1619	1908	-787
28	0.485	0.491	3101	-1888	1503	-928
32	0.491	0.491	1814	-2158	891	-1060
36	0.491	0.491	488	-2428	239	-1193
40	0.491	0.491	0	-2698	0	-1325

B.1.3 Effets du fluage dans la poutre mixte

Les effets du fluage ont été évalués selon les recommandations de AASHTO (1994).

B.1.3.1 Calcul du coefficient de fluage retenu dans la poutre

Le coefficient de fluage ϕ est déterminé selon l'équation B.7 (AASHTO, 1994):

$$\phi = \psi_{(t,t_0)} - \psi_{(t_1,t_0)} \tag{B.7}$$

où,

ϕ = Coefficient de fluage;

t_0 = Âge du béton au moment de l'application de la première charge permanente;

t_1 = Âge du béton au moment de la coulée de la dalle;

t = Âge du béton à l'instant final considéré;

$\psi_{(t,t_0)}, \psi_{(t_1,t_0)}$ sont des coefficients de fluage calculés selon l'équation B.8 (AASHTO, 1994)

$$\psi_{(t,t_0)} = 3.5 k_{VS} k_f (1.58 - H/120) t_0^{-0.118} \left[\frac{(t-t_0)^{0.6}}{10 + (t-t_0)^{0.6}} \right] \tag{B.8}$$

où :

k_f : Coefficient pour l'effet de la résistance du béton selon l'équation B.9 (AASHTO, 1994);

$$k_f = \frac{62}{42 + f_c'} \tag{B.9}$$

f_c' : Résistance à la compression du béton (50 MPa)

Donc, on trouve de l'équation B.9 que $k_f = 0.674$

k_{VS} : Coefficient pour le ratio volume/surface (V/S) selon l'équation B.10 (AASHTO, 1994)

$$k_{VS} = \left[\frac{45 + (t-t_0)}{26e^{0.0142V/S} + (t-t_0)} \right] \left[\frac{1.8 + 1.77e^{-0.0213V/S}}{2.587} \right] \tag{B.10}$$

H : Humidité relative ambiante (70%)

t_0 et t ont les mêmes définitions que dans l'équation B.7 et on va supposer que t_0 =1 jour.

(V/S) : Rapport du volume sur la surface de la poutre (89.6 mm).

Calcul le coefficient de fluage à l'infini

Ce coefficient est calculé selon l'équation B.8 avec les valeurs suivantes :

$t = \infty$ jours

k_f =0.678

k_{VS} =0.797

Donc, on trouve que $\Psi_{(\infty,1)} = 1.89$

Calcul du coefficient de fluage au moment où la dalle a été coulée

Ce coefficient est calculé selon l'équation B.8 avec les valeurs suivantes :

$t_1 = 450$ jours (hypothèse)

$k_f = 0.678$

$k_{VS} = 0.727$

Donc, on trouve que $\Psi_{(450,1)} = 1.37$

En appliquant l'équation B.7, le coefficient de fluage retenu dans la poutre est égal à

$$\phi = \Psi_{(\infty,1)} - \Psi_{(450,1)} = 0.52$$

Donc, on a trouvé que pour le cas actuel du pont (six poutres NEBT 1600 en béton BHP-50), le coefficient de fluage est égal à 0.52. Pour simplifier le calcul et à cause d'un manque d'équations applicables pour le béton fibré à haute et à ultra haute performance, on prend cette valeur du coefficient de fluage (ϕ = 0.52) comme un choix conservatif pour tous les autres cas d'optimisation de ce pont.

B.1.3.2 Calcul du moment de retenue pour le fluage par la précontrainte à l'appui intermédiaire

Pour des torons droits (en négligeant l'inclinaison des torons inclinés), la rotation à l'extrémité d'une poutre simple soumise à un moment constant se détermine selon l'équation B.11:

$$\theta = \frac{Pe_c L_{span}}{2E_c I_c} \tag{B.11}$$

où

θ : Rotation à l'extrémité d'une poutre (rads);

P : Force de précontrainte après toutes les pertes (=1008 × 48 × 140 = 6773760 N);

e_c : Excentricité des torons à la mi-travée (1013.5 mm);

L : Portée de la poutre (40000 mm);

E_c : Module élastique de la poutre à la condition finale (31200 MPa);

I_c : Moment d'inertie pour la poutre composite (422.4 × 10^9 mm^4);

Donc on trouve en appliquant les données dans l'équation B.11 que θ=0.010 rads.

On calcule le moment de retenue pour le fluage par la précontrainte à l'appui intermédiaire selon l'équation B.12 (PCA, 1969) :

$$M_{Pcr} = \frac{3E_c I_c \theta}{L_{span}} \tag{B.12}$$

Donc on trouve en appliquant les données dans l'équation B.12 que M_{Pcr}= 10295 kN.m à l'appui intérieur. Par contre, le moment à l'appui extérieur est égal à zéro.

B.1.3.3 Calcul le moment causé par les charges mortes à l'appui intermédiaire

Selon (PCA, 1969), le moment causé par les charges mortes à l'appui intermédiaire M_{DLcr} est égal au moment de la charge morte totale au milieu de la travée.

Dans notre cas, M_{DLcr} = -5450 kN.m. Par contre, le moment à l'appui extérieur est égal à zéro.

B.1.3.4 Calcul du moment de retenue causé par le fluage

Le moment de retenue causé par le fluage M_{cr} est déterminé par l'équation B.13 (PCA, 1969) :

$$M_{cr} = (1 - e^{-\phi})(M_{Pcr} + M_{DLcr}) \qquad \text{(B.13)}$$

Donc on trouve en utilisant (ϕ = 0.52) et en appliquant les données dans l'équation B.13 que M_{cr}=1950 kN.m comme c'est montré à la figure B.8.

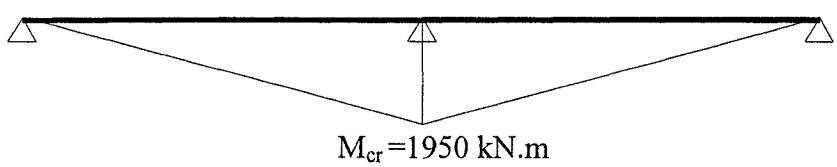


Figure B.8 : L'effet total final du fluage

B.1.4 Efforts de retrait dans la poutre mixte

On doit tenir compte du retrait différentiel entre le béton coulé en place et le béton préfabriqué dans le calcul des membrures mixtes aux états limites d'utilisation et d'ultime.

B.1.4.1 Le retrait de la poutre

Pour une poutre coulée avec une cure vapeur, la déformation de retrait à l'âge t se détermine par l'équation B.14 (AASHTO, 1994):

$$\varepsilon_{sh,b,t} = -k_{VS} k_h [t/(55+t)](0.56 \times 10^{-3}) \qquad \text{(B.14)}$$

où

K_{VS} : Coefficient pour le ratio volume/surface (V/S) selon l'équation B.15 (AASHTO, 1994) :

$$k_{VS} = \left[\frac{45+(t-t_0)}{26e^{0.0142V/S}+(t-t_0)}\right]\left[\frac{1064-3.7V/S}{923}\right] \qquad \text{(B.15)}$$

K_h : Facteur d'humidité, pour une humide 71% K_h =1;

t : Âge du béton à l'instant considéré;

(V/S) : Rapport du volume sur la surface de la poutre (mm).

Le retrait du béton dans la poutre à un âge infini

$t = \infty$ jours

(V/S) = 89.6 mm

K_{VS} = 0.793

Donc, on trouve de l'équation B.14 que $\varepsilon_{sh,b,\infty} = -444 \times 10^{-6}$

Le retrait du béton dans la poutre au moment de la coulée de la dalle

t = 450 jours

K_{VS} = 0.724

Donc, on trouve de l'équation B.14 que $\varepsilon_{sh,b,450} = -360 \times 10^{-6}$

B.1.4.2 Le retrait de la dalle

Pour une dalle coulée sans une cure humide, la déformation de retrait à l'âge t est déterminée par l'équation B.16 (AASHTO, 1994):

$$\varepsilon_{sh,s,t} = -k_{VS} k_h \left[t/(35+t)\right](0.51\times10^{-3}) \tag{B.16}$$

où K_h, K_{VS} et t ont les même définitions que dans l'équation B.14.

Le retrait de la dalle à un âge infini

$t = \infty$ jours

$(V/S)_s = (b_{slab})(t_{slab})/(2b_{slab} - w_{tf})$

où

b_{slab} : Largeur de la dalle, espacement entre les poutres (mm);

t_{slab} : Épaisseur de la dalle(mm);

w_{tf}: Largeur de l'aile de haut de la poutre (mm).

Donc, $(V/S)_s = 138.7$ mm

$K_{VS} = 0.597$

Donc, on trouve de l'équation B.16 que $\varepsilon_{sh,s,\infty} = -304\times10^{-6}$.

B.1.4.3 Retrait différentiel

Le retrait différentiel entre la poutre et la dalle est déterminé par l'équation B.17.

$$\Delta\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{sh,s,\infty} - \left(\varepsilon_{sh,b,\infty} - \varepsilon_{sh,b,450}\right) \tag{B.17}$$

Donc, en appliquant les données dans l'équation B.17 on trouve que $\Delta\varepsilon_{sh} = -220\times10^{-6}$.

À moins d'avoir accès à des données plus exactes, le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) suggère de supposer une déformation due au retrait différentiel égale à $\Delta\varepsilon_{sh} = -100\times10^{-6}$.

Donc, on a trouvé que pour le pont étudié (six poutres NEBT 1600 en béton BHP-50), la déformation du retrait différentiel est égale à $\Delta\varepsilon_{sh} = -220\times10^{-6}$. Pour simplifier le

calcul et à cause d'un manque des équations applicables pour le béton fibré à haute et à ultra haute performance, on va prendre cette valeur pour tous les autres cas d'optimisation de ce pont.

B.1.4.4 Calcul du moment constant causé par le retrait différentiel

Le moment constant causé par le retrait différentiel entre la dalle et la poutre est déterminé par l'équation B.18 (PCA, 1969) :

$$M_s = \Delta\varepsilon_{sh} E_{cs} A_{slab} \left(y_{scomp} + \frac{t_s}{2} \right) \tag{B.18}$$

où

M_s : Moment constant causé par le retrait différentiel

$\Delta\varepsilon_{sh}$: Déformation de retrait différentiel 220×10^{-6} ;

E_{cs} : Module élastique du béton de la dalle, 31200 MPa;

A_{slab} : Aire de la section de dalle, égale à 430000 mm^2;

y_{scomp} : Distance entre le centre de gravité de la section composite et le dessus de la poutre, égale à 439 mm

t_s : Épaisseur de la dalle, égale à 200 mm.

En utilisant l'équation B.18, on trouve que M_s =1592 kN.m partout dans la poutre.

B.1.4.5 Moment de retenue dû au retrait différentiel à l'appui intermédiaire

Selon (PCA, 1969), le moment de retenue dû au retrait pour une poutre sous un moment longitudinal constant est égal à M_{re}= -1.5 M_s. Donc, on trouve que M_{re} = -2388 kN.m à l'appui intermédiaire. Par contre, le moment est nul à l'appui externe.

B.1.4.6 Moment total final du retrait

L'effet final du retrait différentiel est déterminé par l'équation B.19 (PCA, 1969) :

$$M_{sh} = \frac{(1-e^{-\phi})}{\phi}(M_s + M_{re}) \tag{B.19}$$

où

M_{sh} : Moment total final du retrait différentiel;

ϕ : Coefficient de fluage ($\phi = 0.52$);

M_s : Moment constant causé par le retrait différentiel;

M_{re} : Moment de retenue dû au retrait différentiel.

Donc, en appliquant les données dans l'équation B.19 on trouve le diagramme final de moment du retrait comme c'est montré à la figure B.9

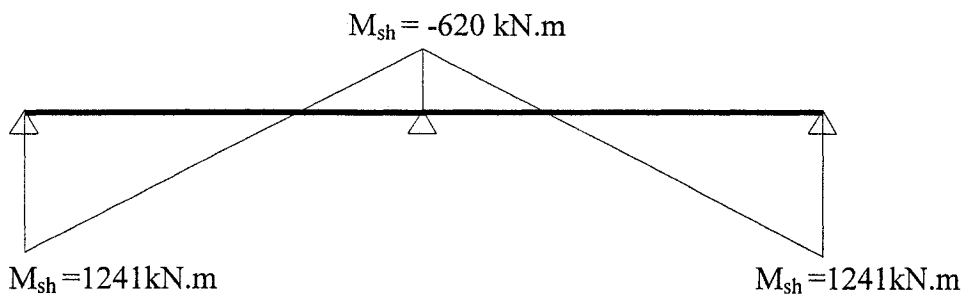


Figure B.9 : L'effet total final du retrait

B.2 PERTE DE PRÉCONTRAINTE :

La contrainte de traction à la rupture f_{pu} est égale à 1860 MPa et la tension initiale des torons f_{si} est considérée égale à 1395 MPa.

B.2.1 Pertes au transfert

B.2.1.1 Perte élastique

Le logiciel AIS tient compte du raccourcissement élastique du béton. La perte élastique est de 97 MPa selon AIS.

B.2.1.2 Perte par relaxation de précontrainte au transfert

La perte par relaxation dans les câbles de précontrainte à basse relaxation est donnée par l'équation B.20 (CSA, 2000) :

$$REL_1 = \frac{\log(24t)}{45}\left(\frac{f_{sj}}{f_{py}} - 0.55\right)f_{sj} \qquad \text{(B.20)}$$

où

t : Âge du béton au moment de la mise en tension, en jours (t = 1 jour);

f_{py} : Limite élastique de l'acier de précontrainte, généralement f_{py} est égal à 0.9 f_{pu} (f_{py} =1674 MPa);

f_{si}: Tension initiale des torons (f_{si} =1395 MPa).

Donc, on trouve en appliquant les données dans l'équation B.20 que REL_1=12 MPa.

B.2.2 Pertes après le transfert :

Ces pertes consistent en la perte de retrait du béton, la perte par fluage du béton et la relaxation des câbles de précontrainte. Donc pour simplifier le calcul et à cause d'un manque de données applicables pour le béton fibré à haute et à ultra haute performance, on prend une valeur forfaitaire pour les pertes différées égale à 20 % de la contrainte initiale = 279 MPa et cette valeur est généralisée pour tous les cas d'optimisation du pont.

B.3 LARGEUR EFFECTIVE DES SEMELLES

Lors du calcul des résistances à la flexion et des contraintes de flexion dans les ponts à dalle sur poutres, une section transversale réduite doit être utilisée, y compris le porte-à-faux gauche, la partie centrale et le porte-à-faux droit comme c'est montré à la figure B.10.

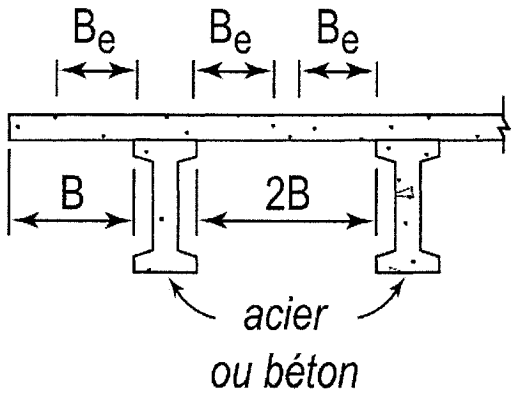


Figure B.10 : La largeur effective des semelles *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000), le porte-à-faux B_e doit être déterminé selon les équations B.21 et B.22.

$$\frac{B_e}{B} = 1 - \left[1 - \frac{L}{15B}\right]^3, \qquad pour \frac{L}{B} \leq 15 \tag{B.21}$$

$$\frac{B_e}{B} = 1, \qquad pour \frac{L}{B} > 15 \tag{B.22}$$

où

L : Portée, pour les travées simplement supportées ou la longueur de la zone du moment positif ou négatif dus à la charge permanente, selon ce qui convient aux travées continues ;

B_e : Dimension indiquée à la figure B.10;

B : Dimension indiquée à la figure B.10.

L est calculée selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) comme indiqué à la figure B.6 dans laquelle la largeur efficace dans la zone du moment positif pour une travée d'extrémité d'une poutre continue, est égale à $0.8L_e$, où L_e est la longueur de la travée d'extrémité.

Pour le cas étudié avec la section NEBT 1600 et un espacement entre les axes des poutres S = 2.15 m, on trouve B = 0.475m.

$L = 0.8\ L_e = 32$ m.

$L/B = 67 > 15$ donc $B_e = B = 0.475$ m.

Donc la largeur effective b_f des semelles de la dalle est égale à l'espacement entre les axes des poutres $b_f = S = 2.15$m.

B.4 COMBINAISONS DE CHARGES

Pour des poutres non étayées et précontraintes en une seule étape, on va étudier les combinaisons de charges possibles selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000) (tableau B.8).

Pour chaque combinaison de charges, on doit multiplier chacune des charges à inclure par le coefficient spécifié de pondération des charges, et les sollicitations résultantes doivent être calculées. Ensuite, on doit faire la somme des sollicitations dues aux charges pondérées afin d'obtenir la sollicitation totale due aux charges pondérées.

Tableau B.8 : Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charges selon le code *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

	Charges permanentes			Charges transitoires					Charges exceptionelles			
Charges	*D*	*E*	*P*	*L*[5]	*K*	*W*	*V*	*S*	*EQ*	*F*	*A*	*H*
État limite de fatigue												
Combinaison ÉLF n° 1	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites d'utilisation												
Combinaison ÉLUT n° 1	1,00	1,00	1,00	0,90	0,80	0	0	1,00	0	0	0	0
Combinaison ÉLUF n° 2[2]	0	0	0	0,90	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites ultimes[1]												
Combinaison ÉLUL n° 1	α_D	α_E	α_P	1,70	0	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 2	α_D	α_E	α_P	1,60	1,15	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 3	α_D	α_E	α_P	1,40	1,00	0,50[4]	0,50	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 4	α_D	α_E	α_P	0	1,25	1,65[4]	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 5	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	1,00	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 6[3]	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	1,30	0	0
Combinaison ÉLUL n° 7	α_D	α_E	α_P	0	0	0,90[4]	0	0	0	0	1,30	0
Combinaison ÉLUL n° 8	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00
Combinaison ÉLUL n° 9	1,35	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Notes :

1 Pour les états limites ultimes, utiliser la valeur maximale ou minimale de α_D, α_E, et α_P, telle que spécifiée à l'article 3.5.2.

2 Pour les vibrations de l'ossature seulement.

3 Pour les ponts de longues portées, une étude peut être nécessaire pour déterminer la combinaison appropriée des charges dues à la pression des glaces *F* et au vent *W*.

4 Pour les surcharges dues au vent déterminées à l'aide d'essais en soufflerie, les coefficients de charges doivent être tel que spécifié à l'article 3.10.5.2.

5 Pour les coefficients de surcharges dues à la construction, voir l'article 3.16.3.

Légende :

A charge due au verglas ;
D poids propre ;
E charges dues à la poussée des terres et à la pression hydrostatique autres que le poids propre ;
F charges dues à la force hydrodynamique, à la pression des glaces et aux torrents de débris ;
H charge due au choc provoqué par la collision d'un véhicule routier ou d'un navire ;
K effets des contraintes, des déformations et des déplacements, y compris les effets de leur retenue, et ceux du frottement ou de la rigidité des appareils d'appui. Les contraintes et les déformations comprennent celles dues aux changements de température, aux gradients thermiques, au retrait du béton, au retrait différentiel et au fluage ; les déformations élastiques sont cependant exclues ;
L surcharge routière, y compris le coefficient de majoration dynamique lorsqu'il s'applique, en s'appuyant sur l'utilisation d'un camion standard ou d'une surcharge de voie CL-625 ;
P sollicitations secondaires dues à la précontrainte ;
EQ charge due à un séisme ;
S charge due au tassement différentiel et (ou) au mouvement des fondations ;
V charge due au vent sur la circulation routière ;
W charge due au vent sur l'ouvrage.

B.4.1 États limites d'utilisation

B.4.1.1 La combinaison ÉLUT n°1 (P + D + 0.9 L+ 0.8K)

Selon les phases de construction et les étapes de chargement, on étudie les cas suivants :

Efforts au transfert :P + D

Ces efforts sont dus au poids propre de la poutre NEBT 1600 et à la précontrainte (P_o) après les pertes au transfert (perte de la relaxation des câbles de précontraintes et du raccourcissement élastique du béton).

La contrainte dans le câble est égale à : 1395-11-97 =1287 MPa, soit P_o = 1287× 48×140×10^{-3} = 8649 kN.

Le tableau B.9 montre les valeurs des moments au transfert à différents points pour une poutre simple de 40 m de portée. On constate de ce tableau que la section la plus critique est la section à mi portée (à 20 m) pour le moment négatif.

Tableau B.9 : Moments au transfert pour la condition P + D

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	Moment dû à la précontrainte P_o .e (kN.m)	Moment dû au poids propre de la poutre (kN.m)	Moment total (kN.m)
0	-2383	0	-2383
20	-5309	2823	-2486
40	-2383	0	-2383

Efforts lors de la coulée de la dalle :P + D

Ces efforts sont dus au poids propre de la poutre NEBT 1600, de la dalle, du diaphragme et à la précontrainte P après les pertes finales (pertes de la relaxation

initiale des câbles de précontraintes, du raccourcissement élastique, du retrait du béton, du fluage du béton et de la relaxation finale des câbles de précontrainte).

La contrainte dans le câble est égale à :1395 - 11- 97 - 279=1008 MPa, soit P = 1008 $\times 48 \times 140 \times 10^{-3}$ = 6774 kN.

Le tableau B.10 montre les valeurs des moments lors de la coulée de la dalle à différents points pour une poutre simple de 40 m de portée. On constate de ce tableau que la section la plus critique est la section à mi portée (à 20 m) pour le moment positif.

Tableau B.10 : Moments lors de la coulée de la dalle pour la condition P + D

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	Moment dû à la précontrainte P. e (kN.m)	Moment dû au poids propre de la poutre, de la dalle et du diaphragme	Moment total (kN.m)
0	-1866	0	-1866
20	-4158	5008	808
40	-1866	0	-1866

Efforts en service :P + D + 0.8K

Ces efforts sont dus au poids propre de la poutre, de la dalle et du diaphragme comme une portée simple de 40 m avec une section non mixte, et de l'enrobé bitumineux, des chasse-roues et des garde-fous comme une poutre continue de deux travées de 40 m avec une section mixte.

On considère aussi la précontrainte P après les pertes finales (pertes de la relaxation initiale des câbles de précontraintes, du raccourcissement élastique, du retrait du béton, du fluage du béton et de la relaxation finale des câbles de précontrainte).

La contrainte dans le câble est égale à 1395-11-97 -279 =1008 MPa, soit P = 1008 $\times 48 \times 140 \times 10^{-3}$ = 6774 kN.

On considère également la charge du fluage calculée auparavant (figure B.8) et la charge du retrait calculée auparavant (figure B.9).

Le tableau B.11 montre les valeurs des moments le long de la poutre pour une travée continue.

Tableau B.11 : Moments en service pour la condition P + D + 0.8K

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	M_D poutre+dalle+ diaphragme (kN-m)	M_D enrobé + chasse + garde (kN-m)	M_P Précontrainte P.e (kN-m)	0.8 M_{sh} retrait (kN-m)	0.8 M_{cr} fluage (kN-m)
0	0	0	-1866	993	0
4	1797	230	-2450	844	156
8	3202	389	-3033	695	312
12	4213	477	-3616	546	468
16	4812	495	-4158	397	624
20	5008	442	-4158	248	780
24	4812	318	-4158	100	936
28	4213	124	-3616	-49	1092
32	3202	-141	-3033	-198	1248
36	1797	-477	-2450	-347	1404
40	0	-883	-1866	-496	1560

Le tableau B.12 montre les valeurs des moments le long de la poutre pour une travée continue selon le type de la section qui résiste à ces moments. On constate du tableau B.12 que la section la plus critique pour le moment positif est la section à mi travée (à

20 m) pour le moment sur une section non mixte et la section à 16 m pour le moment sur une section mixte.

Tableau B.12 : Moments en service pour la condition P + D + 0.8K selon le type de section

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	Moments sur une section non- mixte (kN-m)	Moments sur une section mixte (kN-m)
0	-1866	993
4	-653	1230
8	169	1396
12	597	1491
16	654	1516
20	850	1470
24	654	1354
28	597	1167
32	169	909
36	-653	580
40	-1866	181

Efforts en service :P + D+ 0.9 L+0.8K

On considère les mêmes charges que dans le cas précédent en service avec (P + D +0.8K) auxquelles on ajoute la charge vive (maximale et minimale) qui a été calculée dans le tableau B.5.

Le tableau B.13 montre les valeurs des moments le long de la poutre pour une travée de continue.

Tableau B.13 : Moments au service pour la condition P + D + 0.9 L + 0.8K

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	M_D poutre + dalle + diaphragme (kN-m)	M_D enrobé + chasse + garde (kN-m)	M_P précontrainte P.e (kN-m)	0.8 M_{sh} retrait (kN-m)	0.8 M_{cr} fluage (kN-m)	$0.9M_{gmax}$	$0.9M_{gmin}$
0	0	0	-1866	993	0	0	0
4	1797	230	-2450	844	156	960	-134
8	3202	389	-3033	695	312	1688	-268
12	4213	477	-3616	546	468	2109	-402
16	4812	495	-4158	397	624	2253	-569
20	5008	442	-4158	248	780	2205	-670
24	4812	318	-4158	100	936	1952	-804
28	4213	124	-3616	-49	1092	1538	-949
32	3202	-141	-3033	-198	1248	920	-1084
36	1797	-477	-2450	-347	1404	247	-1310
40	0	-883	-1866	-496	1560	0	-1767

Le tableau B.14 montre les valeurs des moments le long de la poutre pour une travée continue selon le type de la section qui résiste à ces moments. On constate du tableau B.14 que la section la plus critique pour le moment positif est la section à mi travée (à 20 m) pour le moment sur une section non mixte et la section à 16 m pour le moment sur une section mixte.

Tableau B.14 : Moments en service pour la condition P + D + 0.9 L + 0.8K selon le type de section

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	Moments sur une section non- mixte (kN-m)	Moments max sur une section mixte (kN-m)	Moments min sur une section mixte (kN-m)
0	-1866	993	993
4	-653	2190	1096
8	169	3084	1128
12	597	3600	1089
16	654	3769	947
20	850	3675	800
24	654	3306	550
28	597	2705	218
32	169	1829	-175
36	-653	827	-730
40	-1866	181	-1586

B.4.1.2 Vibration (combinaison ÉLUT no2) (0.9 L)

Selon *CSA-S6-00* (CSA, 2000) le dimensionnement des ossatures, autres que celles des ponts à longues portées, doit être tel que la flèche maximale due à la surcharge routière pondérée, y compris le coefficient de majoration dynamique, ne dépasse pas la limite indiquée à la figure B.11 pour l'intensité prévue de circulation piétonnière. Cette figure donne une flèche limite en fonction de la première fréquence de vibration de l'ossature. La limite de flèche doit être appliquée au centre du trottoir ou, en l'absence de trottoir, à la face intérieure du dispositif de retenue.

La flèche maximale d'une poutre, pour satisfaire aux critères de vibration de l'ossature, doit être déterminée en appliquant (F_m/N) camions par poutre et en utilisant les caractéristiques appropriées de rigidité de la poutre. Le facteur d'amplification F_m

défini dans l'état limite de fatigue et de la vibration de l'ossature de la méthode simplifiée est applicable au calcul de la flèche maximale.

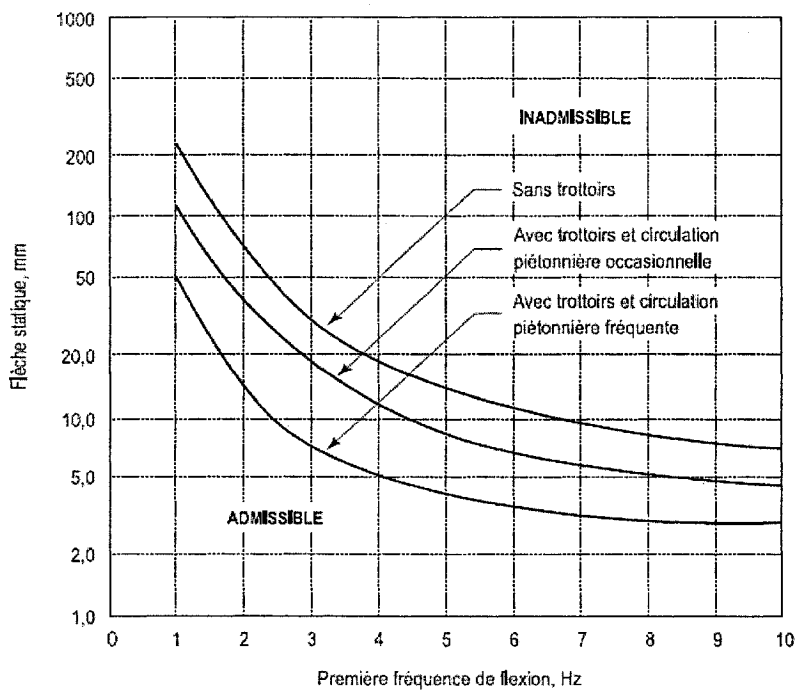


Figure B.11 : Limites de flèche pour les vibrations de l'ossature des ponts routiers *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Pour la charge vive dans cet état on prend seulement la charge du camion CL 625 avec un facteur de majoration dynamique FAD = 0.25 et avec un facteur de pondération de 0.9. En utilisant le logiciel SAP2000 (CSI, 2003) on calcule la flèche d'une poutre avec les caractéristiques appropriées de rigidité de la poutre (EI), ensuite on multiplie cette flèche par (F_m/N).

Dans le cas d'une poutre continue, on peut évaluer la première fréquence de vibration par l'équation (B.23) (Massicotte, 2005) :

$$f_1 = \frac{k\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EI}{m}} \tag{B.23}$$

où

k : Paramètre qui dépend du rapport de la portée la plus longue sur la plus courte, égale à 1 pour deux portées semblables;

m : Masse linéique de la poutre (kg/m);

E_c : Module d'élasticité du béton de la poutre considérée (N/m^2);

I : Moment d'inertie homogénéisé en béton (m^4);

L : Travée de la poutre (m).

Pour une poutre composite NEBT 1600 avec une dalle de 200 mm d'épaisseur et de 2150 mm de largeur, on trouve

$I = 0.4224\ m^4$

$E_c = 31.2\times10^{+9}\ N/m^2$

$L = 40$ m

$m = 2976$ kg/m

Donc, en appliquant l'équation B.23, on trouve que f_1= 2.06 Hz.

Par le logiciel SAP2000 (CSI, 2003) on trouve que la flèche maximale est égale à 44.8 mm pour la poutre continue avec E_c et I déterminé en haut pour une poutre. On a déjà trouvé dans le tableau B.6 que $F_e = F_m/N = 0.485$ pour le moment positif dans la travée de la poutre extérieure. Donc, la flèche statique de F_m/N camion est $44.8\times0.485 = 21.7$ mm.

Donc, de la figure B.11 on peut constater que la condition de la vibration pour une poutre sans trottoirs est satisfaite avec une flèche statique maximale de 21.7 mm et une première fréquence de flexion de 2.06 Hz.

B.4.2 État limite de fatigue, combinaison ÉLF n°1, P + D +L

Ces efforts sont dus au poids propre de la poutre, de la dalle et du diaphragme à une travée simple de 40 m avec une section non mixte, auxquels s'ajoutent l'enrobé bitumineux, des chasse-roues et des garde-fous agissant sur une poutre continue de deux travées de 40 m avec une section mixte.

On considère aussi la précontrainte P après les pertes finales (pertes de la relaxation initiale des câbles de précontraintes, du raccourcissement élastique, du retrait du béton, du fluage du béton et de la relaxation finale des câbles de précontrainte).

On considère également la charge vive (maximale et minimale) qui a été calculée dans le tableau B.7. Le tableau B.15 montre les valeurs des moments le long de la poutre pour une travée continue.

Tableau B.15 : Moments à l'état limite de fatigue pour la condition P + D + L

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	M_D poutre +dalle+ diaphragme (kN-m)	M_D enrobé + chasse + garde (kN-m)	M_P Précontrainte P.e (kN-m)	M^+_{gmax} (kN-m)	M^-_{gmin} (kN-m)
0	0	0	-1866	0	0
4	1797	230	-2450	939	-131
8	3202	389	-3033	1650	-262
12	4213	477	-3616	2062	-393
16	4812	495	-4158	2202	-557
20	5008	442	-4158	2155	-656
24	4812	318	-4158	1908	-787
28	4213	124	-3616	1503	-928
32	3202	-141	-3033	891	-1060
36	1797	-477	-2450	239	-1193
40	0	-883	-1866	0	-1325

Le tableau B.16 montre les valeurs des moments le long de la poutre pour une travée continue selon le type de la section qui résiste à ces moments, ainsi que la variation de moment le long de la poutre. On constate du tableau B.16 que la section la plus critique pour la fatigue est la section à mi travée (à 20 m) où la valeur de la variation de moment est la plus grande.

Tableau B.16 : Moments à l'état limite de pour la condition P + D + L selon le type de section

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	Moments sur une section non- mixte (kN-m)	Moments max sur une section mixte (kN-m)	Moments min sur une section mixte (kN-m)	$\lvert M^{+}_{gmax} - M^{-}_{gmin} \rvert$ (kN-m)
0	-1866	0	0	0
4	-653	1169	99	1070
8	169	2039	127	1912
12	597	2539	84	2455
16	654	2697	-62	2759
20	850	2597	-214	2811
24	654	2226	-469	2695
28	597	1627	-804	2431
32	169	750	-1201	1951
36	-653	-238	-1670	1432
40	-1866	-883	-2208	1325

B.4.3 Effort à l'état limite ultime

Le tableau B.17 montre les valeurs maximales et minimales des coefficients de pondération des charges permanentes. Le tableau B.18 montre les coefficients de tenue pour des différents matériaux.

Tableau B.17 : Valeurs maximales et minimales des coefficients de pondération des charges permanentes *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Poids propre	**Maximum α_D**	**Minimum α_D**
Éléments produits en usine, excluant le bois	1,10	0,95
Béton coulé en place, bois et tous les éléments non structuraux	1,20	0,90
Couche d'usure, d'après l'épaisseur nominale ou spécifiée	1,50	0,65
Remblai, friction négative sur les pieux	1,25	0,80
Eau	1,10	0,90
Poids propre en combinaison avec les séismes		
Toutes les composantes du poids propre pour la combinaison n° 5 des états limites ultimes	1,25	0,80
Poussée des terres et pression hydrostatique	**Maximum α_E**	**Minimum α_E**
Poussée passive, considérée comme une charge*	1,25	0,50
Poussée au repos	1,25	0,80
Poussée active	1,25	0,80
Poussée du remblai	1,25	0,80
Pression hydrostatique	1,10	0,90
Précontrainte	**Maximum α_P**	**Minimum α_P**
Sollicitations secondaires dues à la précontrainte	1,05	0,95

Tableau B.18 : Coefficient de tenue des matériaux *CSA-S6-00* (CSA, 2000)

Béton	$\phi_c = 0{,}75$
Armature :	
Treillis, fils et barres d'armature	$\phi_s = 0{,}90$
Torons de précontrainte	$\phi_p = 0{,}95$
Barre à haute résistance	$\phi_p = 0{,}90$

B.4.3.1 Combinaison ÉLUL n°1

Ces efforts sont dus au poids propre de la poutre, de la dalle et du diaphragme sur une travée simple de 40 m, auxquels s'ajoutent l'enrobé bitumineux, les chasse-roues et les garde-fous agissant sur une poutre continue de deux travées de 40 m de portée. Les tableaux B.19 et B.20 montrent les charges pondérées reparties et concentrées sur une

poutre extérieure du pont étudié. Les moments pondérés dus à la charge permanente sont présentés au tableau B.21.

Tableau B.19 : Charge permanente pondérée sur une poutre extérieure pour la combinaison ÉLUL n°1

Composant	Charge du pont kN/m	Charge D de la poutre kN/m	α_D max	α_D min	α_D max D kN/m	α_D min D kN/m
Poutre	86.6	14.43	1.1	0.95	15.88	13.71
Dalle	61.92	10.32	1.2	0.9	12.38	9.29
Enrobé	18.3	3.05	1.5	0.65	4.58	1.98
Chasse-roues	6.2	1.03	1.2	0.9	1.24	0.93
Garde-fous	2	0.33	1.2	0.9	0.40	0.30

Tableau B.20 : Charge concentrée pondérée due au poids du diaphragme sur une poutre extérieure pour la combinaison ÉLUL n°1

Composant	Force kN	α_D max	α_D min	α_D max .D kN/m	α_D min .D kN/m
Diaphragme	7.28	1.2	0.9	8.75	6.56

Tableau B.21 : Les moments pondérés dus à la charge permanente pour la combinaison ÉLUL n°1

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	M_{Dmax} poutre +dalle+ diaphragme (kN-m)	M_{Dmin} poutre +dalle+ diaphragme (kN-m)	M_{Dmax} enrobé + chasse + garde (kN-m)	$M_{D\ min}$ enrobé + chasse + garde (kN-m)	M_{Dmax} (kN-m)	M_{Dmin} (kN-m)
0	0	0	0	0	0	0
4	2070	1682	323	167	2393	1849
8	3687	2996	547	283	4234	3279
12	4853	3943	671	347	5524	4290
16	5543	4503	696	360	6239	4863
20	5769	4687	622	321	6391	5008
24	5543	4503	448	231	5991	4734
28	4853	3943	174	90	5027	4033
32	3687	2996	-199	-103	3488	2893
36	2070	1682	-671	-347	1399	1335
40	0	0	-1243	-642	-1243	-642

Le tableau B.22 montre les valeurs des moments pondérés totaux le long d'une travée continue. On considère également la charge vive (maximale et minimale) qui a été calculée dans le tableau B.5. On constate à partir du tableau B.22 que la section la plus critique pour le moment positif à l'état limite ultime est la section à mi travée (à 20 m) où la valeur du moment est la plus grande (10556 kN-m).

Tableau B.22 : Les moments pondérés totaux pour une poutre externe pour la combinaison ÉLUL n°1

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	M_{Dmax} (kN-m)	M_{Dmin} (kN-m)	$1.7M^{+}_{gmax}$ (kN-m)	$1.7\ M^{-}_{gmin}$ (kN-m)	M total max (kN-m)	M total min (kN-m)
0	0	0	0	0	0	0
4	2393	1849	1814	-253	4207	1596
8	4234	3279	3189	-507	7423	2772
12	5524	4290	3983	-759	9507	3531
16	6239	4863	4255	-1075	10494	3788
20	6391	5008	4165	-1266	10556	3742
24	5991	4734	3687	-1519	9678	3215
28	5027	4033	2905	-1791	7932	2242
32	3488	2893	1736	-2047	5224	846
36	1399	1335	467	-2473	1866	-1138
40	-1243	-642	0	-3336	-1243	-3978

B.4.3.2 Combinaison ÉLUL n° 2

On a utilisé les charges permanentes et vives utilisées de la combinaison précédente ÉLUL n°1 (α_D D +1.7 L) mais avec un coefficient différent pour la charge vive. De plus, on considère également la charge du fluage calculée auparavant (figure B.8) et la charge du retrait calculée auparavant (figure B.9).

Le tableau B.23 montre les valeurs des moments pondérés totaux le long d'une travée de continue. On constate du tableau B.23 que la section la plus critique pour le moment positif à l'état limite ultime est la section à mi travée (à 20 m) où la valeur du moment est la plus grande (11788 kN-m).

Tableau B.23 : Les moments pondérés totaux pour une poutre externe pour la combinaison ÉLUL n° 2

Distance de l'extrémité de la poutre (m)	M_{Dmax} (kN-m)	M_{Dmin} (kN-m)	$1.6M^{+}_{gmax}$ (kN-m)	$1.6\ M^{-}_{gmin}$ (kN-m)	$1.15\ M_{cr}$	$1.15\ M_{sh}$	M total max (kN-m)	M total min (kN-m)
0	0	0	0	0	0	1427	1427	1427
4	2393	1849	1708	-238	224	1213	5538	3048
8	4234	3279	3001	-476	449	999	8683	4251
12	5524	4290	3749	-714	673	785	10731	5034
16	6239	4863	3967	-953	897	571	11674	5378
20	6391	5008	3919	-1191	1121	357	11788	5295
24	5991	4734	3470	-1429	1346	143	10950	4794
28	5027	4033	2733	-1687	1570	-71	9259	3845
32	3488	2893	1635	-1928	1794	-285	6632	2474
36	1399	1335	439	-2328	2018	-499	3357	526
40	-1243	-642	0	-3141	2243	-713	287	-2253

En comparant le tableau B.22 avec le tableau B.23 on constate que la combinaison ÉLUL n° 2 (α_DD +1.6L+1.15K) est plus critique que la combinaison ÉLUL n°1 (α_D D +1.7 L) et que le moment positif ultime est égal à (11788 kN-m) à mi travée (à 20 m).

ANNEXE C

DESIGN OF PRESTRESSED CONCRETE BRIDGE GIRDERS MADE WITH HIGH TO ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBRE REINFORCED CONCRETE

Shadi Braike, Bruno Massicotte and Jean-Philippe Charron
École Polytechnique de Montréal, Canada

Article publié dans les comptes rendus du 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges, 2006, Montréal, Canada, pp. ID-057-1 à ID-057-11

Abstract

The design of prestressed concrete girders is mainly governed by limits related to the tensile behaviour. Fibre reinforced concrete families (FRC), from high performance fibre reinforced concrete (HPFRC) to ultra high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC), present outstanding mechanical strength and narrow crack opening compared to conventional concrete. The utilisation of these materials allows increasing the admissible levels of compressive and tensile stresses in prestressed concrete girders, which permits to optimise further bridge design without compromising load-carry capacity and durability.

This paper proposes new design criteria adapted for the utilisation of FRC in prestressed concrete girders. The girders of a reference two-span bridge are designed with four classes of concrete: one HPC, two HPFRC and one UHPFRC. Standardised NEBT cross-sections are adopted. The studied parameters for the design optimisation are the number of tendons, the type of cross-section and the number of girders. Only the flexural behaviour is considered. Main results show that using HPFRC and UHPFRC allows reducing significantly the cross-section height of NEBT girders as well as the number of girders required to support the applied loads.

C.1 INTRODUCTION

The use of fibre reinforced concrete (FRC) in combination with prestressing tendons has been so far relatively limited in comparison to its use in stand-alone applications. For conventional concrete with low to moderate fibre dosages (less than 1% by volume), the improvement due to fibre reinforcement is relatively small [1]. However, the tensile strain hardening and the tensile softening of new generations of fibre reinforced concrete (HPFRC and UHPFRC) combined with their high compressive strength make them very interesting materials for prestressed concrete applications. Various structural elements can be designed and optimised to take advantage of the

numerous features of these new materials. As a starting point, the gain of using FRC in standardized cross-sections can provide some guidance toward further optimisation. The objective of this paper is to initiate an optimisation process applied to precast bridge girder cross-sections in which the selection of various classes of FRC provides economical and more durable design. Crack opening control with FRC enables considering partial prestressing as a promising avenue for prestressed concrete design without impairing durability. Moreover the very low water permeability of UHPFRC under tensile stresses [2] allows considering its use under harsh environment where water tightness is an important asset.

This paper compares the performance of a bridge designed using four concrete classes: conventional 50 MPa HPC, 50 MPa HPFRC, 90 MPa HPRFC and 150 MPa UHPFRC, containing 0%, 1%, 1.25% and 6% by volume of steel fibre respectively. A two-span bridge consisting of NEBT precast concrete girders with a composite cast-in-place concrete slab is used for the comparison. The parameters considered in this study are related only with the optimisation of the girder cross-section, i.e. the number of tendons, the cross-section depth and the number of girders. The girder flexural response is adopted as the basis for comparison. Software AIS [3] which predicts the girder moment-curvature response at all loading stages is used to optimise each design case.

C.2 ANALYSIS PROCEDURE

C.2.1 Bridge geometry

The comparison is based on a typical bridge (Fig. C.1) built with precast NEBT girders designed following CSA-S6 Bridge Code [4]. Conventional design leads to the bridge configuration shown in Fig. C.2 where 6 precast NEBT girders are required with the utilisation of a standard 50 MPa HPC.

C.2.2 Materials properties

Table C.1 presents the characteristics of each concrete considered in the comparative study. Based on MTQ specifications [5] an actual project [6], the two 50 MPa concretes are assumed to have similar compositions with a slightly higher sand content for the fibre reinforced concrete. HPFRC90 is produced with smaller aggregates and higher cement content as compared with 50 MPa concrete. UHFRC150 contains a very high content of cement and silica fumes as well as fine aggregate smaller than 0.5 mm. Only steel fibres are considered in the concrete mixes because their high elastic modulus provides an efficient control of crack opening for hardened concrete. Figure C.3 illustrates the stress-strain curves of the four concrete classes in compression. Figure C.4 shows the stress-strain curves and the stress-crack opening response of these concretes in tension.

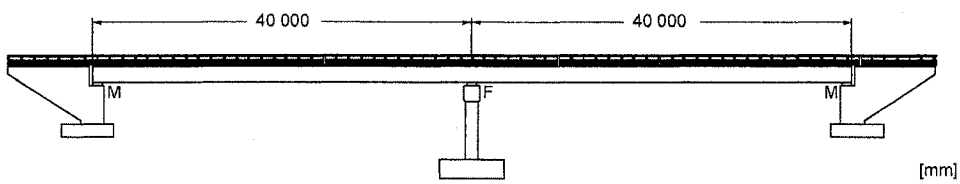


Figure C.1 : Bridge elevation view

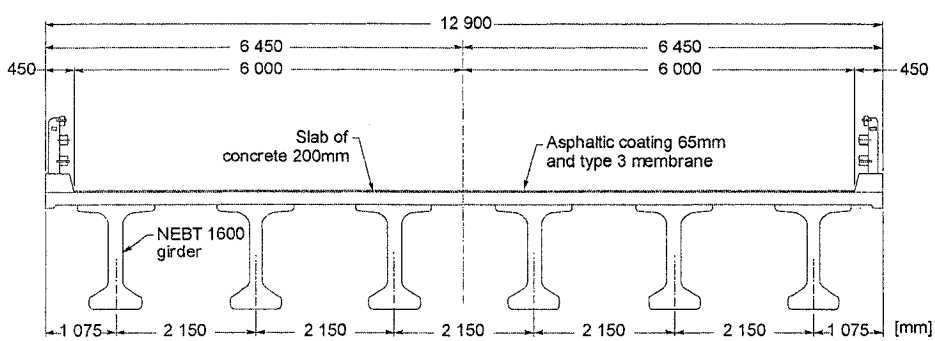


Figure C.2 : Bridge cross-section

Tableau C.1 : Identification and properties of the concrete classes

Concrete classes	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E_c (GPa)	Fibres (kg/m^3 – length and diameter)	Ref.
HPC50	50	3.0	31.2	NA	[5]
HPFRC50	50	3.0	31.2	80 – 60×0.75 mm hooked end	[6]
HPFRC90	90	4.0	42.0	100 – 30×0.5 mm hooked end	[7]
UHFRC150	150	10.9	48.0	470 – 10×0.1 mm straight	[8]

C.2.3 Software AIS

Software AIS [3] was developed specifically for bridge designers for predicting the evolution of the moment curvature response of any cross-section (prestressed concrete, steel plate girders, etc.) during all construction stages considering shored or unshored conditions. This software considers the occurrence of partial cross-section damage such as concrete and tendon losses (due to impact, corrosion, etc.), concrete repair and strengthening when required with externally bonded materials such as FRP or external prestressing [9]. Cross-sections of any shape are defined as sub-sections over which layer numerical integration is carried out to determine the moment curvature response using actual nonlinear material properties. It is based on the following assumptions:

- Plane sections remain plane under loading;
- Stresses at any point depend on the stress-strain curve of each material;
- Strain compatibility is assumed between materials.

The software can consider or not tension stiffening. Accounting for tension stiffening allows obtaining global cross-sectional response whereas not considering it would be applicable for computing the local response when crack opening, maximum reinforcement or prestressing tendon stresses are required. The latter condition applies to the present study.

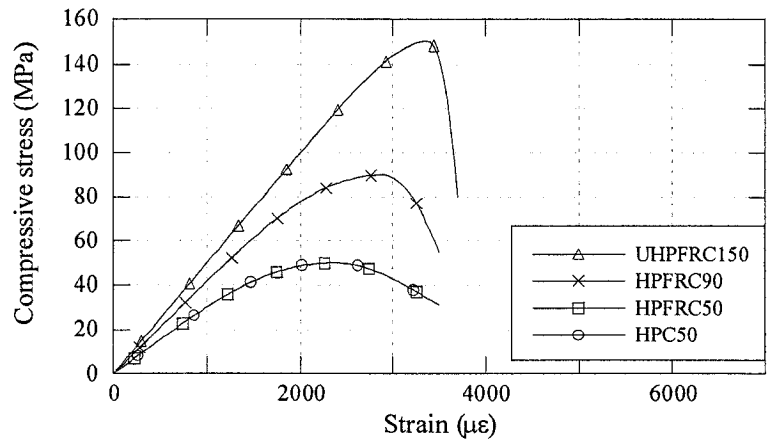
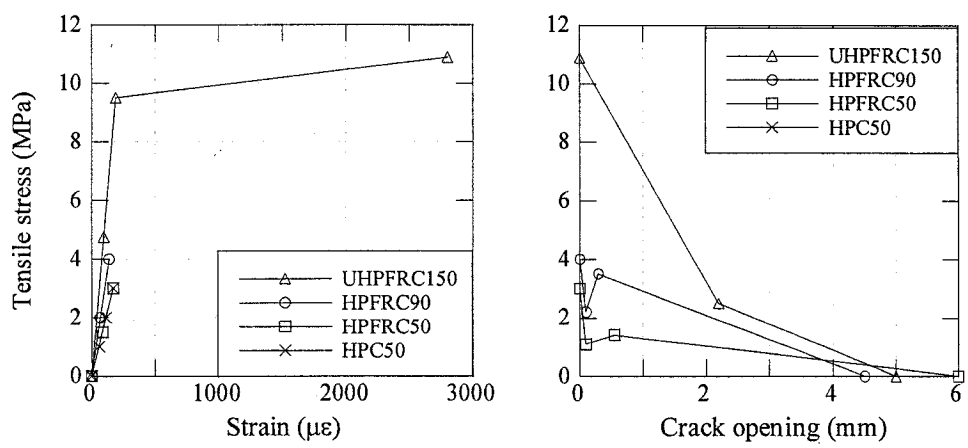


Figure C.3 : Compressive stress-strain curves for the concretes under study



a) b)

Figure C.4 : Tensile behaviour of the concretes under study
a) before crack localisation, b) after crack localisation

C.2.4 Design criteria and analysis assumptions

The most important criteria of this comparative study are related to the behaviour of the various concrete classes in tension at the bottom fibre of the girder at serviceability limit states (SLS). Table C.2 presents the chosen criteria for the

comparative study. The limits for conventional HPC are those prescribed by CSA-S6-00 [4] and MTQ design manual [5]: no tension is allowed under dead load whereas no cracking is permissible with live loads at SLS. For HPFRC classes, no tension is allowed under dead load whereas it is suggested to permit partial prestressing with live load at SLS and fatigue limit states (FLS). This assumption recognises that flexural cracks remain closed under dead load, i.e. when traffic load is not present. UHPFRC does not develop localised cracks until a very large tensile strain is reached (approximately 0.0025, see Fig. C.4). Only micro-cracks with opening of a few microns are present in the strain hardening domain of this material and its water permeability is very low [2]. For this reason tensile stresses are allowed in the elastic range under dead load and 75% of the strain-hardening deformation is admitted with live load at SLS and FLS. All the other usual design criteria specified in CSA-S6 were verified: tensile and compressive stress at top and bottom fibres of the girders, compressive stress limitations, deflection and stress variation in tendons in cracked cross-sections at FLS, and ultimate flexural strength (ULS).

Tableau C.2 : Design criteria

Load case	Criteria	HPC50	HPFRC50	HPFRC90	HPFRC150
D	Tensile stress	≤ 0	≤ 0	≤ 0	≤ 9.5 MPa – elastic
D+L	Tensile stress	$\leq 0.4\sqrt{f_c'}$	Cracked Softening	Cracked Softening	Strain Hardening
	Crack opening or strain	Not allowed	$w \leq 0.15$ mm	$w \leq 0.15$ mm	$\varepsilon_t \leq 1875\ \mu\varepsilon$
Fatigue	Tendons	Not appl.	$\Delta\sigma \leq 125$ MPa		

Note: Tensile stress is positive.

For conditions involving crack opening (at SLS and FLS), assumptions must be made on the relation between strain and crack opening. The following relationships were used:

$$w = L_r \ \varepsilon \tag{C.1}$$

where ε is the strain in a layer at a given elevation and L_r is a reference length given by:

$$L_r = \min \begin{cases} \text{stirrup spacing} = 200 \text{ mm} \\ s_m \\ h/2 \end{cases} \tag{C.2}$$

In this equation s_m is the average crack spacing whereas h is the member depth. The crack spacing was determined according to the method proposed by Moffatt [10] in which the value given by CEB-FIB [11] is modified to consider the presence of fibres:

$$s_m = s_{CEB} \cdot \left(1 - \gamma_f\right) = \left[50 + \kappa_1 \kappa_2 \frac{d_b}{4\rho_r}\right] \cdot \left(1 - \frac{f_{tf}}{f_t^{'}}\right) \tag{C.3}$$

where the parameters in the first part of the equation are related to the cross-section [11], whereas the second part takes into account the contribution of the fibres in reducing the crack spacing. Parameter f_{tf} is the uniform post-cracking strength of fibre reinforced concrete, taken equal to 1.1 and 2.2 MPa for the HPFRC50 and HPFRC90 respectively.

Maximum positive bending moments in the bridge girder were calculated according to the simplified method of CSA-S6-00 [4]. All stages of construction for this type of precast and prestressed composite structures were included in the analysis. Creep and shrinkage effects were calculated according to PCA [12] and assumed to be equivalent for all types of concrete.

C.3 BRIDGE DESIGN OPTIMIZATION

C.3.1 Original design

As a preliminary analysis, the behaviour of the girder cross-section made with the 4 concrete classes is compared in Table C.3 without any optimisation (i.e. considering 6

NEBT 1600 girders with 48 tendons). In this analysis, the design moments vary very slightly (Table C.7, appendix). The analyses show that stress conditions are similar at SLS for all cases because all materials remain elastic without cracking. However, the ultimate bending strength increases by 2, 5 and 15% with the utilisation of HPFRC50, HPFRC90 and UHPFRC150 respectively. Figure C.5 also illustrates the significant increase of rigidity of the UHPFRC girder provided by its 48 GPa elastic modulus. This property leads obviously to smaller girder deflections.

Tableau C.3 : NEBT-1600 cross-sections – 48 tendons

	Concrete type	HPC 50 MPa	HPFRC 50 MPa	HPFRC 90 MPa	UHPFRC 150 MPa
Gird.	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600
	Number of girders	6	6	6	6
	Number tendons (140mm^2)	48	48	48	48
Design criteria	Bending strength (kN-m)	17941	18282	18746	20712
	D: Bottom fibre strain (με)	-280	-280	-210	-179
	D+L: Crack opening - strain	$w = 0$ mm	$w = 0$ mm	$w = 0$ mm	$\varepsilon = -12$ με
	$\Delta\sigma$ in tendons (MPa)	32	32	27	23
	Governing parameter	Tensile stress D+L	NA	NA	NA
	Failure cause	Deck crushing	Deck crushing	Deck crushing	Deck crushing

C.3.2 Number of tendons optimisation

Reducing the number of tendons is the first parameter considered. The proposed design criteria allow cracking for the two HPFRC and elongation in the strain hardening domain in tension for the UHPFRC. Table C.4 summarises the results of the optimisation. In this analysis, the design moments vary slightly (Table C.8,

appendix) because creep effects are modified by the modification of the prestress force.

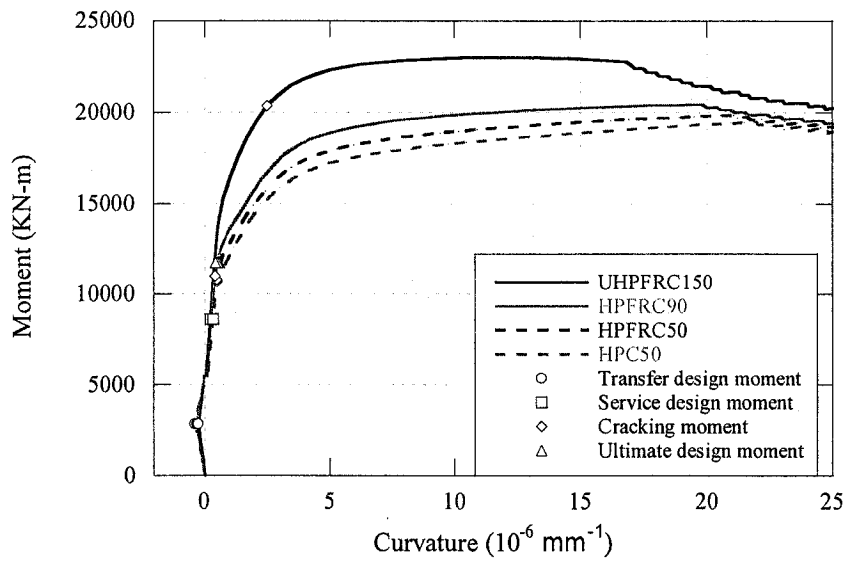


Figure C.5 : Flexural behaviour for the original design

Tableau C.4 : Number of tendons optimisation – NEBT 1600 cross-sections

	Concrete type	HPC 50 MPa	HPFRC 50 MPa	HPFRC 90 MPa	UHPFRC 150 MPa
Gird.	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1600
	Number of girders	6	6	6	6
	Number tendons (140mm^2)	44	36	34	20
Design criteria	Bending strength (kN-m)	16633	14327	14035	11047
	D: Bottom fibre strain (με)	-132	-17	-1	166
	D+L: Crack opening - strain	w = 0 mm	w = 0.019 mm	w = 0.011 mm	ε = 426 με
	$\Delta\sigma$ in tendons (MPa)	34	35	27	30
	Governing parameter	Tensile stress D+L	Tensile stress D	Tensile stress D	Flex. strength
	Failure cause	Deck crushing	Tendon rupture	Tendon rupture	Tendon rupture

Results indicate that HPFRC50 and HPFRC90 allow decreasing the number of tendons by approximately 20% mainly due to their post-cracking characteristics. The difference in the number of tendons is negligible because the governing parameter is the tensile stress induced by dead load while both materials have similar tensile strength. The strain hardening characteristics of the UHPFRC150 permits to eliminate 55% of the tendons. Consequently this design presents a slight reduction of the ultimate bending strength (Figure C.6) but still fulfills all design criteria. Finally all girders present comparable ductility.

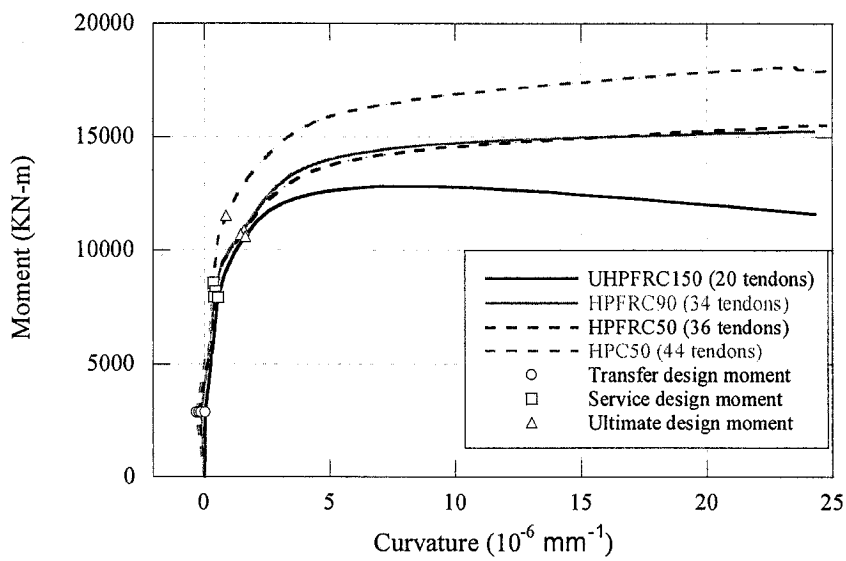


Figure C.6 : Flexural behaviour for the number of tendons optimisation

C.3.3 Girder cross-section optimisation

The second parameter for optimisation is the reduction of the girder cross-section while keeping the original number of girders for the bridge. Table C.5 presents the results.

Smaller girder cross-sections lead to reduced bending strength but imply also smaller bending moments (Table C.9, appendix), (Figure C.7). Reducing the girder depth

with the HPC50 and HPFRC50 could not be achieved. However NEBT girder height could be reduced by up to 25 and 37.5 % for the HPFRC90 and the UHPFRC150 respectively. Shallower cross-sections lead to more flexible girders and higher deflection. These criteria were not considered in the analysis. Finally all cross-sections exhibited an excellent ductility.

Tableau C.5 : Optimised NEBT cross-sections – 6 girders

	Concrete type	HPC 50 MPa	HPFRC 50 MPa	HPFRC 90 MPa	UHPFRC 150 MPa
Gird.	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1200	NEBT 1000
	Number of girders	6	6	6	6
	Number tendons (140mm^2)	44	36	46	40
Design criteria	Bending strength (kN-m)	16633	14327	13229	10812
	D: Bottom fibre strain ($\mu\varepsilon$)	-132	-17	-10	191
	D+L: Crack opening - strain	$w = 0$ mm	$w = 0.019$ mm	$w = 0.02$ mm	$\varepsilon = 762\ \mu\varepsilon$
	$\Delta\sigma$ in tendons (MPa)	34	35	39	65
	Governing parameter	Tensile stress D+L	Tensile stress D	Tensile stress D	Tensile stress D, Flex. strength
	Failure cause	Deck crushing	Tendon rupture	Deck crushing	Deck crushing

C.3.4 Number of girder optimisation

The last parameter of optimisation is the number of girders. In this case larger girder spacing increase the bending moments (D and D+L) for the FRC girders compared to the reference HPC bridge (Table C.10, appendix). The minimum girder heights determined in the previous section (Table C.5) were used for this analysis. The final designs for the minimum number of girders with the optimum cross-section are shown in Table C.6 and in Fig. C.8.

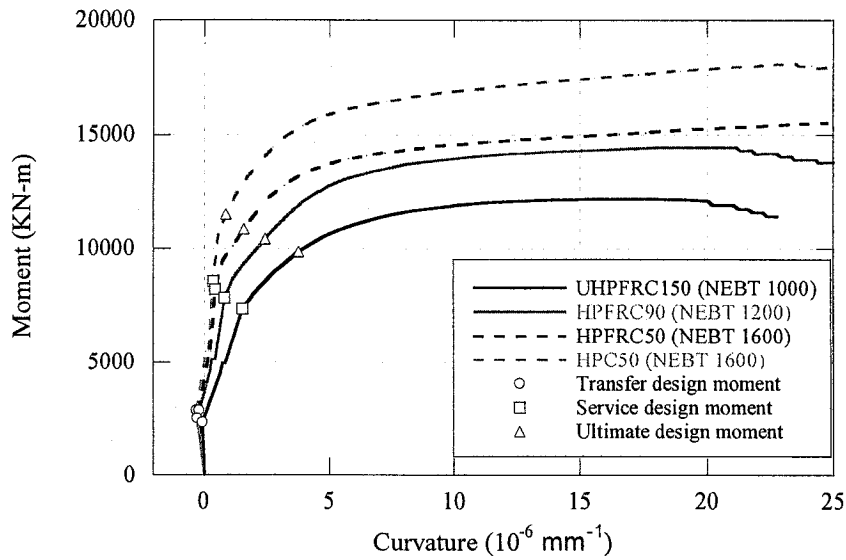


Figure C.7 : Flexural behaviour for the girder cross-section optimisation

Tableau C.6 : Response of the minimal section for minimum number of girders

	Concrete type	HPC 50 MPa	HPFRC 50 MPa	HPFRC 90 MPa	UHPFRC 150 MPa
Gird.	Section	NEBT 1600	NEBT 1600	NEBT 1200	NEBT 1000
	Number of girders	6	5	4	4
	Number tendons (140mm^2)	44	42	60	58
Design criteria	Bending strength (kN-m)	16633	16717	17153	14788
	D: Bottom fibre strain ($\mu\varepsilon$)	-132	-53	-8	177
	D+L: Crack opening - strain	$w = 0$ mm	$w = 0.017$ mm	$w = 0.042$ mm	$\varepsilon = 962\ \mu\varepsilon$
	$\Delta\sigma$ in tendons (MPa)	34	39	49	67
	Governing parameter	Tensile stress D+L	Compr. top fibre	Tensile stress D	Tensile stress D, Flex. strength
	Failure cause	Deck crushing	Tendon rupture	Deck crushing	Deck crushing

For resisting higher design moments, the number of tendons in the girders of the three FRC solutions was increased. For the HPFRC90 and the UHPFRC150, the proposed designs with only 4 girders are fully optimised since the maximum permissible number of tendons in the cross-sections (~60) was reached. This optimisation is very interesting because fewer girders could allow considerable cost reduction in terms of materials, supports and installation time.

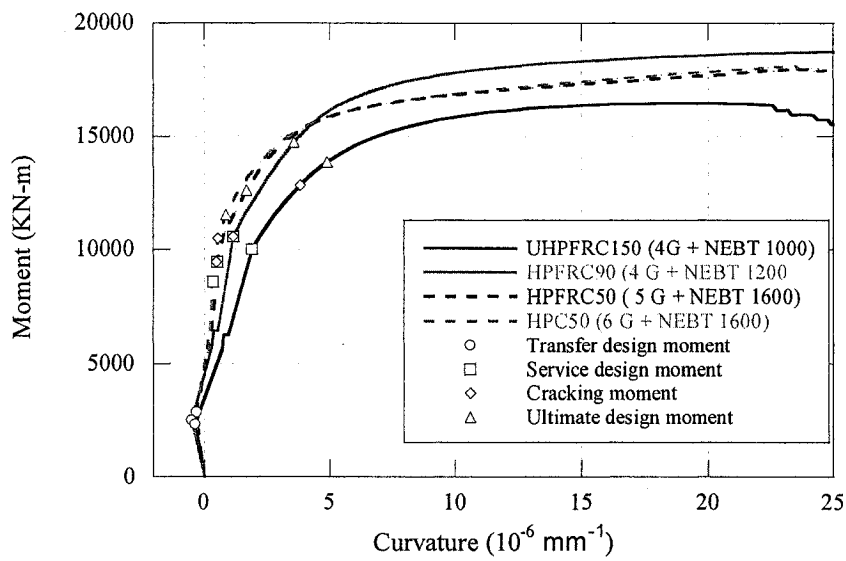


Figure C.8 : Flexural behaviour for the number of girder optimisation

C.4 CONCLUSION

The utilisation of FRC allows adopting new design criteria thereby enabling design optimisation. Girders made with HPFRC can be designed with partial prestressing allowing small cracks at SLS that have limited impair on durability in harsh environment. On the other hand, the UHPFRC remains without localised crack at SLS thereby presenting a very low permeability that is inferior to intact HPC permeability [2].

This paper focuses exclusively on the comparison of the flexural behaviour of NEBT cross-sections made with 4 classes of concrete. The main conclusions of this study are:

- For the same girder cross-section, the number of required tendons decreases by 20 and 55% with utilisation of HPFRC90 and UHPFRC150 respectively;
- Height of NEBT cross-section can be reduced from 1600 to 1200 mm with HPFRC90 and further down to 1000 mm with UHPFRC150;
- For the girders with the optimised height, it was possible to reduced the number of girders from 6 to 4 for the bridge with HPFRC90 and UHPFRC150;
- HPFRC90 was found to be the most effective materials for this selected application since it allows a significant reduction of the cross-section height and the number of girder with a limited potential increase of the fabrication costs.
- The high modulus of elasticity of HPFRC90 and UHPFRC150 leads to a reduction of the initial elastic strain under application of prestressing force and a reduction in creep strain. Consequently loss of prestressing decreases and the application of prestressing is more efficient.

FRC brings other benefits in prestressed structural elements. The presence of steel fibres enhances the bond strength which reduces the transfer length of tendons. The softening behaviour of fibre reinforced concrete also provides structural elements with higher bending strength and shear resistance [1,7]. Those materials present a superior resistance to impact loads, a common damage for bridge girders. Finally the presence of steel fibres in concrete substantially improves its stiffness and durability after cracking.

References

1. Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W., "High performance fibre reinforced cement composites 2 (HPFRCC 2)", Proceedings of the Second International RILEM Workshop, USA, June 1995 (E&FN SPON, UK, 1996) 292-329

2. Charron, J.-P., Denarié, E., Brühwiler, E., "Permeability and absorption of ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) under high tensile deformation" Submitted to Cement and Concrete Research, 2006.

3. Massicotte, B., Bédard, S. Picard, A. "Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint, Phase 1 : Étude théorique". Rapport EPM/CGS-2001-04, École Polytechnique de Montréal, Canada, 2001.

4. CSA. "Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA-S6-2000". (Canadian Standard Association Canada, 2000).

5. MTQ. " Manuel de conception des structures", (Ministère des Transports du Québec (MTQ), Québec, 2003).

6. Bastien, D. "Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de ponts", Master Thesis, (École Polytechnique de Montréal, Canada, 2004).

7. Casanova, P., "Bétons renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure", Doctoral Thesis, (Laboratoires des Ponts et Chaussées, France, 1995).

8. Habel, K., "Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete", Doctoral Thesis, (École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Swiss, 2004).

9. Folcher, D. "Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint ", Master Thesis, (École Polytechnique de Montréal, Canada, 2002).

10. Moffatt, K. "Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques", Master thesis, (École Polytechnique de Montréal, Canada, 2001).

11. CEB-FIP. "CEB-FIP Model Code 1990". (Thomas Thelford, London, 1993).

12. "Design of Continuous Highway Bridges with Precast, Prestressed Concrete Girders", (Portland Cement Association - PCA, USA,1969).

C.5 APPENDIX (DESIGN MOMENTS FOR THE DESIGN OPTIMISATION)

Tableau C.7 : Design moments for original design

Concrete type	HPC-50	HPFRC-50	HPFRC-90	UHPFRC-150
Number of girders	6	6	6	6
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
Number of tendons T15	48	48	48	48
Prestress after instantaneous losses (MPa)	1287	1287	1310	1321
Prestress after time-dependent losses (MPa)	1008	1008	1031	1042
Girder self weight (kN-m)	2823	2823	2823	2823
Slab and diaphragm weight (kN-m)	2185	2185	2185	2185
Wearing surface and parapet weight (kN-m)	442	442	442	442
Live load (service) (kN-m)	2205	2205	2205	2205
Differential shrinkage load (service) (kN-m)	248	248	279	292
Creep load (service) (kN-m)	780	780	712	681
Live load (fatigue) (kN-m)	2811	2811	2811	2811
Factored moment (kN-m)	11788	11788	11734	11709

Tableau C.8 : Design moments for number of tendons optimisation

Concrete type	HPC-50	HPFRC-50	HPFRC-90	UHPFRC-150
Number of girders	6	6	6	6
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1600
Number of tendons T15	44	36	34	20
Prestress after instantaneous losses (MPa)	1295	1318	1339	1370
Prestress after time-dependent losses (MPa)	1016	1039	1060	1091
Girder self weight (kN-m)	2823	2823	2823	2823
Slab and diaphragm weight (kN-m)	2185	2185	2185	2185
Wearing surface and parapet weight (kN-m)	442	442	442	442
Live load (service) (kN-m)	2205	2205	2205	2205
Differential shrinkage load (service) (kN-m)	248	248	279	292
Creep load (service) (kN-m)	659	407	278	-201
Live load (fatigue) (kN-m)	2811	2811	2811	2811
Factored moment (kN-m)	11614	11252	11111	10440

Tableau C.9 : Design moments for girder cross-section optimisation

Concrete type	HPC-50	HPFRC-50	HPFRC-90	UHPFRC-150
Number of girders	6	6	6	6
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
Number of tendons T15	44	36	46	40
Prestress after instantaneous losses (MPa)	1295	1318	1315	1339
Prestress after time-dependent losses (MPa)	1016	1039	1036	1060
Girder self weight (kN-m)	2823	2823	2509	2332
Slab and diaphragm weight (kN-m)	2185	2185	2185	2185
Wearing surface and parapet weight (kN-m)	442	442	442	442
Live load (service) (kN-m)	2205	2205	2205	2205
Differential shrinkage load (service) (kN-m)	248	248	205	179
Creep load (service) (kN-m)	659	407	320	17
Live load (fatigue) (kN-m)	2811	2811	2811	2811
Factored moment (kN-m)	11614	11252	10634	9966

Tableau C.10 : Design moments for umber of girder optimisation

Concrete type	HPC-50	HPFRC-50	HPFRC-90	UHPFRC-150
Number of girders	6	5	4	4
Section	NEBT1600	NEBT1600	NEBT1200	NEBT1000
Number of tendons T15	44	42	60	58
Prestress after instantaneous losses (MPa)	1295	1306	1286	1307
Prestress after time-dependent losses (MPa)	1016	1027	1007	1028
Girder self weight (kN-m)	2823	2823	2509	2332
Slab and diaphragm weight (kN-m)	2185	2618	3266	3266
Wearing surface and parapet weight (kN-m)	442	530	663	663
Live load (service) (kN-m)	2205	2646	3307	3307
Differential shrinkage load (service) (kN-m)	248	275	258	226
Creep load (service) (kN-m)	659	583	564	261
Live load (fatigue) (kN-m)	2811	3374	4217	4217
Factored moment (kN-m)	11614	12926	14629	13952