POLYPUBLIE

Développement de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres pour les ponts

Éric Niamba

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

Date	2009
Type	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis Mémoire de maîtrise/Master's thesis
URL de PolyPublie PolyPublie URL	https://publications.polymtl.ca/8438/
Conditions d'utilisation Terms of use	© Tous droits réservés / All rights reserved
Référence Citation	Niamba, É. (2009). Développement de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres pour les ponts [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/8438/

Détails de la thèse
Thesis details

Directeurs de recherche Advisors	Jean-Philippe Charron, & Bruno Massicotte
Programme Program	Non spécifié

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

DÉVELOPPEMENT DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES POUR LES PONTS

ERIC NIAMBA

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)

Juillet 2009

© Eric Niamba, 2009.

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: 978-0-494-53916-3
Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-53916-3

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 :

DÉVELOPPEMENT DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES POUR LES PONTS

présenté par : NIAMBA Eric

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. SARRAZIN Marc, M.Sc., membre

REMERCIEMENTS

Ce projet de recherche est l'aboutissement de deux ans de travail à l'École Polytechnique de Montréal en partenariat avec l'entreprise Béton Brunet et la Ville de Montréal. De nombreuses personnes y ont apporté leur contribution, de la plus minime à la plus grande, elles ont toutes été importantes à mes yeux.

Mes remerciements iront donc en tout premier lieu à mon directeur de recherche Jean-Philippe Charron, tout d'abord pour la confiance qu'il m'a témoignée, pour ses conseils pertinents, son attention, son soutien financier et sa rigueur tout au long du projet.

Je tiens également à remercier mon co-directeur de recherche Bruno Massicotte, 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.

Je remercie tous les membres du personnel Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal pour leur aide dans le déroulement de mes essais expérimentaux. À ce sujet, un gros merci à Cédric Androuët pour tout l'effort consenti aussi bien lors de la fabrication des parapets que lors des essais au laboratoire. Je tiens à remercier particulièrement Guillaume Cossette pour son aide lors de la fabrication des parapets et Viacheslav Koval ainsi que Denis Fortier pour leurs idées précieuses dans mon montage expérimental.

De plus, je tiens à remercier l'entreprise Béton Brunet pour avoir mis à ma disposition les ressources nécessaires à la fabrication et au transport des parapets ainsi que la Ville de Montréal pour la collaboration et le soutien financier pour la réalisation de ce projet.

Je souhaiterais également remercier tous les professeurs du Groupe de Recherche en Génie des Structure pour tout le savoir qu'ils ont su me communiquer.

Enfin, j'aimerais remercier ma famille au Burkina Faso pour son soutien moral tout au long de ce projet.

RÉSUMÉ

Au Canada, les parapets de ponts sont dans la majorité des cas fabriqués en chantier, ceci dans le but d'assurer une bonne connection avec la dalle de pont. Cette technique de construction des parapets nécessite une longue période de fabrication en chantier qui retarde la mise en service des ouvrages neufs ou en cours de réparation. De plus, on constate souvent une fissuration prématurée des parapets puisque le retrait du béton au jeune âge est restreint dans ces éléments continus ancrés sur une dalle rigide. L'exposition à des conditions rigoureuses hivernales et l'apparition prématurée des fissures favorisent une détérioration rapide des parapets. Pour pallier à ces problématiques, la solution envisagée est l'utilisation des parapets préfabriqués en béton renforcés de fibres. En effet, l'installation des parapets préfabriqués est plus rapide avec un système d'ancrage dans la dalle de pont facile à installer. Également, il n'y a pas de fissuration prématurée car les déformations dues au retrait sont libres de se produire et ce avant l'installation des parapets. De plus, la présence des fibres dans le béton confère aux parapets une bonne performance mécanique lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations mécaniques et environnementales sévères. Enfin, les bétons renforcés de fibres permettent de réduire la section des parapets et leur renforcement conventionnel (acier).

L'étape initiale de ce projet consistait à proposer des nouveaux dimensionnements de parapets préfabriqués dans trois gammes de béton fibrés autoplaçants (BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%) sur la base d'analyses non linéaires 3D avec un logiciel d'éléments finis, en prenant en considération le système de fixation des parapets à la dalle de pont.

La deuxième étape était de fabriquer des parapets grandeur réelle (2 m de longueur par 0,88 m de hauteur) en usine pour ensuite évaluer leurs performances mécaniques à l'aide d'une série d'essais statiques et dynamiques (tests d'impacts) en laboratoire. Ces essais ont démontré que les parapets préfabriqués en BRF proposés répondaient adéquatement aux critères du Code des ponts routiers canadien (CSA-S6-06). L'analyse du rendement global des parapets en BRF tend à favoriser l'utilisation du parapet en BRF 50MPa-1%.

Ce mémoire présente donc les dimensions des parapets préfabriqués et les résultats des essais de chargement statiques et dynamiques des différents parapets ainsi que les différentes analyses. Enfin, il résume les principales conclusions et les recommandations faites sur les parapets préfabriqués.

ABSTRACT

In Canada, bridge parapets are almost exclusively built on site to ensure a good connection with the bridge deck. This construction technique is time consuming and delays the use of new and repaired bridge decks. Moreover, shrinkage of cast-in-place parapets is restrained by the bridge deck and leads frequently to early-age cracking. The combination of cracks and the severe environmental exposition of parapets (freeze-thaw and de-icing salts) can provoke early deterioration. An effective solution to the previous problems is the utilization of precast bridge parapets made with fibre reinforced concrete. Precast parapets are quickly installed on the deck with mechanical anchors and do not show shrinkage induced cracking as their deformations are free to occur before their installation. Besides, the presence of fibre in high performance concretes allows reducing parapets cross-section, steel reinforcement and crack opening under loads.

The initial stage of this project consisted of proposing new designs of precast bridge parapets adapted to the utilization of three categories of fibre reinforced concretes (FRC 50MPa-1%, FRC 70MPa-1.5% and FRC 120MPa-4%) base on finite element calculations with computer software Atena 3D.

The second stage was to fabricate at real scale parapets (2 m long and 0.88 m high) for evaluating the mechanical performances with a various static and dynamic loadings in the laboratory. Those tests demonstrated that the proposed precast FRC parapets achieve adequately the criteria of the Canadien Highway Bridge Design Code (CSA-S6-06). The analysis of the global efficiency of parapets underlines that the FRC 50MPa-1% precast parapet is presently the optimal design.

This document presents new designs of precast parapets and the results of static and dynamic loadings. Finally, it concludes with recommendations on the use of precast bridge parapets.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **iv**

RÉSUMÉ ..... **vi**

ABSTRACT ..... **viii**

TABLE DES MATIÈRES ..... **x**

LISTE DES FIGURES ..... **xix**

LISTE DES TABLEAUX ..... **xxvi**

LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS ..... **xxvii**

LISTE DES ANNEXES ..... **xxxi**

CHAPITRE 1 INTRODUCTION **1**

1.1 Problématique 1

1.2 Objectifs 3

1.3 Méthodologie 3

1.3.1 Hypothèses de conception 3

1.3.2 Analyses non linéaires par éléments finis 4

1.3.3 Essais expérimentaux 4

1.4 Organisation du mémoire 5

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES 6

2.1 Introducion 6

2.2 Les différents types de fibres 7

2.2.1 Définition et rôle des fibres 7

2.2.2 Géométries des fibres 7

2.2.2.1 Les macrofibres 8

2.2.2.2 Les microfibres 9

2.3 Propriétés des fibres 9

2.3.1 Facteur d'élancement 10

2.3.2 Longueur critique des fibres 11

2.3.3 Propriétés physiques et mécaniques 12

2.4 Comportement des bétons renforcés de fibres à l'échelle du matériau 13

2.4.1 Procesus de fissuration du béton 14

2.4.2 Transfert d'effort dans les matrices non fisurées 15

2.4.3 Transfert d'effort dans les matrices fissurées 18

2.4.4 Zone d'avancement de la fissuration 19

2.4.5 Mécanisme d'action des fibres 20

2.4.5.1 Résistance à l'arrachement des fibres 20

2.4.5.2 Effet de l'orientation des fibres 22

2.4.5.3 Interface fibre-matrice de moindre qualité 24

2.4.5.4 Effet de pincement 28

2.5 Comportement des bétons renforcés de fibres à l'échelle de la structure 29

2.5.1 Réponse du béton renfrcé de fibres 29

2.5.2 Réponse du béton renforcé de fibres à haute performance 31

2.5.3 Essais pour caractériser le comportement mécanique des BRF 33

2.5.3.1 Essai de traction directe [RILEM, TC 162-TDF, 2000] 35
2.5.3.2 Essai de flexion sur prisme entaillé [RILEM, TC 162-TDF 2000] 35
2.5.3.3 Essai de flexion sur dalle circulaire 36
2.5.3.4 Détermination de la résistance résiduelle 38
2.5.3.4.1 Méthode ASTM C1018 38
2.5.3.4.2 Méthode JCI SF4 39
2.5.3.5 Synthèse sur les essais de caractérisation 39
2.6 Durabilité des bétons renforcés de fibres 40
2.7 Conclusion 41

CHAPITRE 3 OPTIMISATION DU DIMENSIONNEMENT DES PARAPETS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES 43

3.1 Introduction 43
3.2 Parapet de référence 44
3.3 Conception des parapets préfabriqués 46
3.3.1 Code canadien CSA-S6-06 [CSA, 2006] 46
3.3.1.1 Niveau de performance 46
3.3.1.2 Détermination du niveau de performance 47
3.3.1.3 Détermination de l'indice d'exposition du dispositif de retenue 48
3.3.1.4 Les hauteurs des parapets 48
3.3.1.5 Les ancrages 49
3.3.2 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges [1989] 51
3.3.3 Charge de dimensionnement 54
3.4 Logiciel ATENA 54
3.5 Dimensionnement des parapets préfabriqués 56

3.5.1 Modèle d'éléments finis 56
3.5.1.1 Forme globale et armature 56
3.5.1.2 Maillage 57
3.5.1.3 Contacts 59
3.5.1.4 Dimensionnement de l'ancrage mécanique 61
3.5.2 Conditions limites 62
3.5.3 Cas de chargement 63
3.5.4 Méthode de résolution 63
3.5.5 Matériaux utilisés 64
3.6 Résultats de l'optimisation des parapets 67
3.6.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa 67
3.6.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% 68
3.6.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% 69
3.6.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% 70
3.6.5 Comportement statique des parapets 71

CHAPITRE 4 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL 75

4.1 Introduction 75
4.2 Propriétés des matériaux utilisés 76
4.2.1 Composition du béton 76
4.2.2 Propriétés mécaniques des bétons 77
4.2.3 Propriétés mécaniques des armatures 79
4.2.4 Propriétés mécaniques des barres de précontrainte 79
4.3 Fabrication des parapets préfabriqués 79
4.4 Instrumentation 80
4.4.1 Instrumentation sur les armatures 80

4.4.2 Instrumentation des parapets préfabriqués 81

4.5 Montage expérimental 85

4.5.1 Montage essais statiques 88

4.5.2 Montage essais dynamiques 89

4.6 Procédure d'essai du chargement statique 91

4.7 Procédure d'essai du chargement dynamique 91

CHAPITRE 5 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX 96

5.1 Introduction 96

5.2 Fissuration initiale des parapets 96

5.3 Résultats des essais statiques 98

5.3.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa 98

5.3.1.1 Comportement du parapet en BHP 50MPa 98

5.3.1.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa 99

5.3.1.3 Déformation des cadres du parapet en BHP 50MPa 102

5.3.1.4 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BHP 50MPa 102

5.3.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% 103

5.3.2.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% 103

5.3.2.2 Mode de rupture du parapet en BR 50MPa-1% 104

5.3.2.3 Déformation des cadres du parapet en BRF 50MPa-1% 104

5.3.2.4 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 50MPa-1% 107

5.3.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% 108

5.3.3.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% 108

5.3.3.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% 109
5.3.3.3 Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BRF 70MPa-1.5% 110
5.3.3.4 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 70MPa-1.5% 111
5.3.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% 112
5.3.4.1 Comportement du parapet en BRF 120MPa-4% 112
5.3.4.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% 113
5.3.4.3 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 120MPa-4% 114
5.3.5 Résumé 115
5.4 Résultats des essais dynamiques 116
5.4.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa 116
5.4.1.1 Chargement du parapet en BHP 50MPa 116
5.4.1.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa 117
5.4.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% 119
5.4.2.1 Chargement du parapet en BRF 50MPa-1% 119
5.4.2.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% 119
5.4.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% 121
5.4.3.1 Chargement du parapet en BRF 70MPa-1.5% 121
5.4.3.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% 121
5.4.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% 122
5.4.4.1 Chargement du parapet en BRF 120MPa-4% 122
5.4.4.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% 123
5.5 Résultats des essais statiques après les essais dynamiques 124
5.5.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa 125
5.5.1.1 Comportement du parapet en BHP 50MPa 125

5.5.1.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa 125
5.5.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% 126
5.5.2.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% 126
5.5.2.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% 126
5.5.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% 128
5.5.3.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% 128
5.5.3.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% 128
5.5.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% 129
5.5.4.1 Comportement du parapet en BRF 120MPa-4% 129
5.5.4.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% 129
5.5.5 Résumé 131
5.6 Analyse du rendement global 132
5.7 Conclusions 135

CHAPITRE 6 COMPARAISON NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTALE 137

6.1 Introduction 137
6.2 Modèle analysé 138
6.2.1 Forme globale et maillage 138
6.2.2 Contacts 138
6.2.3 Matériaux 140
6.2.4 Zone de faiblesse 140
6.3 Développement du modèle numérique 142
6.3.1 Principaux développement du modèle 142
6.3.2 Influence de paramètres importants sur le modèle 144
6.3.3 Différences entre les modèles numériques et expérimentaux 145

6.4 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa armé 147
6.4.1 Comportement du parapet en BHP 50MPa armé 147
6.4.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa armé 148
6.5 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% armé 149
6.5.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% armé 149
6.5.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% armé 150
6.6 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% non armé 152
6.6.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% non armé 152
6.6.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% non armé 153
6.7 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% armé 154
6.7.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé 154
6.7.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé 156
6.8 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% non armé 157
6.8.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé 157
6.8.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé 158
6.9 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% non armé 159
6.9.1 Comportement du parapet en BRF 1200MPa-4% non armé 159
6.9.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% non armé 159
6.10 Conclusions 161

CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 163

7.1 Rappel des objectifs 163
7.2 Conclusions 164
7.3 Recommandations 167

RÉFÉRENCES.....**169**

ANNEXES.....**178**

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 – Effet de la longueur de fibre sous une charge d'arrachement [Bartos, 1980]. 12

Figure 2.2 – Precessus de fissuration du béton [Rossi et Coll, 1995].....14

Figure 2.2 – Precessus de fissuration du béton [Rossi et Coll, 1995].....14

Figure 2.3 – Champs déformation dans un volume élémentaire cylindrique contenant une fibre en son centre [Cox. 1952].....15

Figure 2.4 – Répartition longitudinale de la contrainte axiale dans la fibre(σ_f) et de la contrainte de cisaillement (τ) à l'interface fibre-matrice [Cox, 1952]...18

Figure 2.6 – Représentation idéalisée de l'avancement d'une fissure dans un composite cimentaire renforcé de fibres [Wecharatana et Shah, 1983].....20

Figure 2.7 – Arrachement des fibres alignées [Naaman, 1995].....21

Figure 2.8 – Intersection d'une fibre orientée avec une fissure [Bentur et Mendess, 1990].....22

Figure 2.9 – Flexion d'une fibre à l'intersection d'une fissure et état de contraintes [Leung et Chi, 1995].....23

Figure 2.10 – Effet d'orientation à l'arrachement de fibres ductiles (polypropylène et acier) et une fibre de carbone fragile [Leung, 1995].....24

Figure 2.11 – Structure de L'ITZ autour d'une macrofibre d'acier [Bentur, 1991] 25

Figure 2.12 – Profile de microdureté de la pâte au voisinage d'une fibre d'acier [Wei et all., 1986].....26

Figure 2.13 – Microstructure dense autour d'une microfibre de carbone [Katz et Bentur ,1995].....26

Figure 2.14 – Mécanisme d'arrêt d'une fissure selon Cook-Gordon [1964] dans un composite à interface faible.....27

Figure 2.15 – Effet de pincement [Romualdi et Baston, 1963].....28
Figure 2.16 – Courbe contrainte-déformation d'un béton conventionnel renforcé de fibres [Naaman, 1987].....29
Figure 2.17 – Courbe contrainte-déformation avec variation du volume des fibres [Mangat et Azari, 1995].....30
Figure 2.18 – Courbe théorique et expérimentale des contraintes en fonction de l'espacement des fibres [Romualdi et Mendel, 1964].....31
Figure 2.19 – Courbe contrainte-déformation d'un composite renforcé de fibres à haute performance [Naaman, 1987].....32
Figure 2.20 – Essai de traction uniaxiale [RILEM, TC 162-TDF 2000].....34
Figure 2.21 – Courbes force-déplacement et contrainte-ouverture de fissure.....35
Figure 2.22 – Essai de flexion sur prisme entaillé [RILEM, TC 162-TDF 2000].....36
Figure 2.23 – Courbes force-flèche et contrainte-ouverture de fissure.....36
Figure 2.24 – Essai de flexion sur dalle circulaire.....37
Figure 2.25 – Courbes force-flèche et contrainte-ouverture de fissure.....37
Figure 2.26 – Fonctionnement de la méthode ASTM C1018.....38
Figure 3.1 – Coupe transversale du parapet de référence de type 201 [MTQ].....45
Figure 3.2 – Détails des armatures du parapet de référence de type 201 [MTQ].....45
Figure 3.3 – Surcharge imposées par les véhicules au dispositif de retenue pour véhicule [CSA-S6-06, article 12.4.3.5].....50
Figure 3.4 – Dispositifs de retenue, géométrie et chargement [AASHTO, 1989].....52
Figure 3.5 – Exemple d'une loi constitutive en traction définie par l'utilisateur du matériau CC3DNonlinCementitious2User [Červenka, 2005].....55
Figure 3.6 – Forme globale et armatures du parapet en BO 35MPa fabriqué en chantier.....57
Figure 3.7 – Forme globale et armatures du parapet en BHP 50MPa préfabriqué.....57
Figure 3.8 – Géométrie d'élément 3D solide de tétraèdre [Červenka, 2005].....58
Figure 3.9 – Maillage du parapet et de la dalle de pont.....59

Figure 3.10 – Contacts du parapet fabriqué en chantier 60
Figure 3.11 – Contacts du parapet préfabriqué 60
Figure 3.12 – Système d'ancrage mécanique 61
Figure 3.13 – Espacement du système d'ancrage mécanique 62
Figure 3.14 – Fixation des trois côtés de la dalle de pont 62
Figure 3.15 – Chargement du parapet 63
Figure 3.16 – Méthode de Newton-Raphson complète avec incrément de charge [Červenka, 2005] 64
Figure 3.17 – Courbe contrainte-déformation post pic en traction des classes de béton à l'étude 67
Figure 3.18 – Dimensionnement du parapet en BHP 50MPa 68
Figure 3.19 – Dimensionnement du parapet en BRF 50MPa-1% 69
Figure 3.20 – Dimensionnement du parapet en BRF 70MPa-1.5% 70
Figure 3.21 – Dimensionnement du parapet en BRF 120MPa-4% 71
Figure 3.22 – Comportement du parapet MTQ et des parapets préfabriqués 72
Figure 3.23 – Fissuration du parapet de référence en BO 35MPa 73
Figure 3.24 – Fissuration du parapet en BHP 50MPa 73
Figure 3.25 – Fissuration du parapet en BRF 50MPa-1% 73
Figure 3.26 – Fissuration du parapet en BRF 70MPa-1.5% 74
Figure 3.27 – Fissuration du parapet en BRF 120MPa-4% 74
Figure 3.28 – Déformée du parapet en BRF 50MPa-1% 74
Figure 4.1 – Plan de la dalle de protection 80
Figure 4.2 – Instrumentation des cadres 81
Figure 4.3 – Position des LVDT sur la face avant du parapet 83
Figure 4.4 – Position des LVDT sur la face arrière du parapet 84
Figure 4.5 – Cellule de charge de la barre de précontrainte 85
Figure 4.6 – Montage expérimental 86
Figure 4.7 – Localisation du montage sur la dalle d'essai 87

Figure 4.8 – Confinement de la barre de précontrainte 87
Figure 4.9 – Système d'acquisition et contrôleur 88
Figure 4.10 – Plaque de chargement essais statiques 89
Figure 4.11 – Ensemble plaques et ressorts essais dynamiques 90
Figure 4.12 – Montage expérimental des essais dynamiques 90
Figure 4.13 – Impact de véhicule [Olson et al, 1970] 91
Figure 4.14 – Avant du véhicule après l'essai d'impact [NHST, 2002] 92
Figure 4.15 – Composantes de la force d'impact [IJCrash, 2004] 93
Figure 4.16 – Accélération dans la direction N en fonction du temps [NHST, 2002] 93
Figure 4.17 – Courbe force-temps obtenue de l'essai d'impact et de l'approximation 94
Figure 4.18 – Courbes de la série d'essais d'impact 95
Figure 5.1 – Fissuration initiale du parapet préfabriqué en BHP 50MPa 97
Figure 5.2 – Déformations thermiques du béton 98
Figure 5.3 – Comportement du parapet en BHP 50MPa 99
Figure 5.4 – Mode de rupture face avant du parapet en BHP 50MPa 100
Figure 5.5 – Mode de rupture face arrière du parapet en BHP 50MPa 101
Figure 5.6 – Mode de rupture dans la zone d'ancrage du parapet en BHP 50MPa 101
Figure 5.7 – Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BHP 50MPa 102
Figure 5.8 – Contrainte dans les barres de précontrainte du parapet en BHP 50MPa 103
Figure 5.9 – Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% 104
Figure 5.10 – Mode de rupture face avant du parapet en BRF 50MPa-1% 105
Figure 5.11 – Mode de rupture face arrière du parapet en BRF 50MPa-1% 105
Figure 5.12 – Mode dans la zone d'ancrage du parapet en BRF 50MPa-1% 106
Figure 5.13 – Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BRF 50MPa-1% 107
Figure 5.14 – Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 50MPa-1% 108

Figure 5.15 – Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% 109
Figure 5.16 – Mode de rupture face avant du parapet en BRF 70MPa-1.5% 110
Figure 5.17 – Mode de rupture face arrière du parapet en BRF 70MPa-1.5% 110
Figure 5.18 – Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BRF 70MPa-1.5% 111
Figure 5.19 – Contrainte dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 70MPa-1.5% 112
Figure 5.20 – Comportement du parapet en BRF 120MPa-4% 113
Figure 5.21 – Mode de rupture face avant du parapet en BRF 120MPa-4% 114
Figure 5.22 – Contrainte dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 120MPa-4% 115
Figure 5.23 – Comportement des parapets préfabriqués 116
Figure 5.24 – Chargement du parapet en BHP 50MPa 117
Figure 5.25 – Fissuration face avant après les essais d'impacts du parapet en BHP 50MPa 118
Figure 5.26 – Fissuration face arrière après les essais d'impacts du parapet en BHP 50MPa 118
Figure 5.27 – Chargement du parapet en BRF 50MPa-1% 119
Figure 5.28 – Fissuration face avant après les essais d'impacts du parapet en BRF 50MPa-1% 120
Figure 5.29 – Fissuration face arrière après les essais d'impacts du parapet en BRF 50MPa-1% 120
Figure 5.30 – Chargement du parapet en BRF 70MPa-1.5% 121
Figure 5.31 – Fissuration face arrière après les essais d'impacts du parapet en BHP 50MPa 118
Figure 5.31 – Fissuration face avant après les essais d'impacts du parapet en BRF 70MPa-1.5% 122

Figure 5.32 – Chargement du parapet en BRF 120MPa-4% 123
Figure 5.33 – Face avant après les essais d'impacts du parapet en BRF 120MPa-4%..124
Figure 5.34 – Comportement du parapet en BHP 50MPa en statique simple et en statique après les essais d'impacts 125
Figure 5.35 – Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa en statique après les essais d'impacts 126
Figure 5.36 – Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% en statique et en statique après les essais d'impacts 127
Figure 5.37 – Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% en statique après les essais d'impacts 127
Figure 5.38 – Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% en statique simple et en statique après les essais d'impacts 128
Figure 5.39 – Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% en statique après les essais d'impats 129
Figure 5.40 – Comportement du parapet en BRF 120MPa-4% en statique simple et en statique après les essais d'impacts 130
Figure 5.41 – Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% en statique après les essais d'impacts 130
Figure 6.1 – Maillage du parapet et de la dalle 138
Figure 6.2 – Contacts entre les macroéléments 139
Figure 6.3 – Lois de traction du BRF 50MPa-1% et du BRF 70MPa-1.5% 141
Figure 6.4 – Zone de faiblesse 142
Figure 6.5 – Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BHP 50MPa armé 148
Figure 6.6 – Fissuration face avant du parapet en BHP 50MPa armé 149
Figure 6.7 – Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 50MPa-1% armé 150
Figure 6.8 – Fissuration face avant du parapet en BRF 50MPa-1% armé 151

Figure 6.9 – Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 50MPa-1% non armé 152
Figure 6.10 – Fissuration face avant du parapet en BRF 50MPa-1% non armé.....153
Figure 6.11– Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé 154
Figure 6.12 – Fissuration face avant du parapet en BRF 50MPa-1% armé.....156
Figure 6.13 – Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé.....157
Figure 6.14 – Fissuration face avant du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé.....158
Figure 6.15 – Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 120MPa-4% non armé.....159
Figure 6.16 – Fissuration face avant du parapet en BRF 120MPa-4% non armé.....160

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 – Différentes formes de fibres [ABQ, 2005] 8
Tableau 2.2 – Élancement des fibres [Source Association Béton Québec] 10
Tableau 2.3 – Propriétés physiques et mécaniques des fibres [Beaudoin, 1982] 13
Tableau 3.1 – Hauteur minimale des dispositifs de retenue [CSA-S6-06, Tab.12.8] 49
Tableau 3.2 – Surcharges sur les dispositifs de retenue [CSA-S6-06, Tab.3.6] 50
Tableau 3.3 – Informations de conception de dispositif de retenue selon le niveau de performance[AASHTO, 1989] 53
Tableau 3.4 – Identification et propriétés des classes de béton à l'étude 66
Tableau 4.1 – Composition des bétons à l'étude 78
Tableau 4.2 – Caractéristiques mécaniques des bétons à l'étude 78
Tableau 5.1 – Tableau comparatif des résistances et modes de rupture des parapets ... 131
Tableau 5.2 – Coûts des différens types de béton 133
Tableau 5.3 – Coûts des armatures et de la manutension des parapets préfabriqués 133
Tableau 5.4 – Rendement global des différents parapets 134

LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS

LISTE DES ABRÉVIATIONS

- AASHTO — American Association of State Highway and Transportation Officials;
- ABQ — Association Béton Québec ;
- ASTM — American Society for Testing and Materials;
- BFUP — Bétons Fibrés à Ultra haute Performance ;
- BHP — Béton à Haute Performance ;
- BO — Béton Ordinaire;
- BRF — Béton Renforcé de Fibres ;
- CH — Hydroxyde de Calcium ;
- CSA — Canadian Standard Association (Association Canadienne de Normalisation);
- CSH — Silicates de Calcium hydratés ;
- $DJMA_1$ — Débit Journalier Moyen Annuel pour la première année après la construction ;
- ITZ — Zone de Transition Interfaciale;
- JCI — Japanese Concrete Institute ;
- LVDT — Linear Variable Differential Transformer;
- MTQ — Ministère des Transports du Québec ;
- NHTSA — National Highway Traffic Safety Administration;
- PL-1 — Parapet de niveau de performance 1 ;
- PL-2 — Parapet de niveau de performance 2 ;
- PL-3 — Parapet de niveau de performance 3 ;

- RILEM Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux ;

LISTE DES SYMBOLES GRECS

- δ_{150} Flèche correspondant à 1/150 de la portée ;
- ε_m Déformation de la matrice ;
- ε^t_{loc} Déformation à la localisation de la fissuration ;
- ε^f_1 Déformation aux points d'intégration de l'élément fini ;
- σ_{fu} Contrainte de rupture de la fibre ;
- $\sigma_f(x)$ Contrainte de traction de la fibre à la section x ;
- σ_{mu} Résistance à la traction de la matrice ;
- σ_b Résistance moyenne à la flexion ;
- τ_{au} Contrainte de cisaillement élastique ;
- τ_{fu} Contrainte de cisaillement (adhérence) ;
- $\tau(x)$ Contrainte de cisaillement à la section x ;
- ν Coefficient de poisson ;

LISTE DES SYMBOLES LATINS

- a_N Accélération normale au parapet ;
- B_e Indice d'exposition du dispositif de retenue ;
- d Diamètre de la fibre ;
- E Module élastique ;

- E_f Module d'élasticité de la fibre ;
- F Force d'impact ;
- F_{BWH} Force transversale ;
- F_{BWL} Force longitudinale ;
- F_{BWV} Force verticale ;
- f'_c Contrainte de compression du béton ;
- f_t Contrainte de traction du béton ;
- G_m Module de cisaillement de la matrice à l'interface ;
- h Hauteur de l'éprouvette ;
- k_c Coefficient de courbure de la route ;
- k_h Coefficient relatif au type de route ;
- k_g Coefficient de pente de la route ;
- k_s Coefficient de hauteur du tablier ;
- l Longueur de la fibre ;
- L Portée de la poutre ;
- l_c Longueur critique de la fibre ;
- L_{ch} Longueur caractéristique du béton ;
- L_t Longueur de référence pour tenir compte de la taille du maillage ;
- L'_{ch} Taille caractéristique en traction ;
- M Masse du véhicule ;
- r Rayon de la fibre ;
- R Rayon de la matrice autour de la fibre ;
- S Espacement moyen des fibres ;

- T Aire sous la courbe à 1/150^{e} de la portée ;
- V_f Volume de fibres ;
- V_{fcr} Volume critique des fibres (%);
- w Largeur de l'éprouvette ;
- x Position de la section ;

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Comparaison des courbes force-déplacement obtenues de l'analyse numérique avant leur lissage aux courbes force-déplacement obtenues des essais au laboratoire 150

Annexe B – Tableaux servant à déterminer les coefficients nécessaires au calcul de Be, ainsi que les niveaux de performance tirés du code CSA-S6-06.....150

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 PROBLÉMATIQUE

Un des éléments importants des ponts, le parapet ou dispositif de retenue des véhicules, subit des dommages soit par la collision de véhicules, soit par les conditions hivernales rigoureuses caractérisées par l'abrasion des chasse-neiges et l'exposition à de fortes concentrations des sels de déverglaçage favorables à une détérioration rapide. La conception des parapets est régie par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-06. Le code limite actuellement ses recommandations aux parapets fabriqués en chantier afin d'assurer la continuité de ces éléments pour la reprise d'efforts. Malgré sa performance mécanique évidente, ce système de construction comporte certains inconvénients. Cette technique de construction exige premièrement une longue période de fabrication in situ qui retarde la mise en service des ouvrages. Deuxièmement, il n'est

pas rare d'observer une fissuration précoce des parapets puisque le retrait du béton au jeune âge est restreint dans ces éléments continus ancrés sur une dalle rigide.

Au cours des 20 dernières années, de nombreux travaux de recherche ont permis d'améliorer la capacité de déformation en traction du béton par l'incorporation de fibres et ont conduit à l'émergence des bétons fibrés à haute et à ultra haute performance. Ces nouveaux matériaux présentent d'excellentes propriétés : des résistances mécaniques élevées, une faible perméabilité, un excellent contrôle sur le développement de la fissuration, une grande ductilité et un comportement autoplaçant à l'état frais. De plus, les éléments structuraux à base de bétons renforcés de fibres (BRF) présentent une bonne durabilité et une bonne performance mécanique lorsqu'ils sont soumis à des sollicitations mécaniques et environnementales sévères.

Dans ce contexte, les BRF représentent des matériaux parfaitement adaptés pour le dimensionnement de nouveaux parapets préfabriqués. Ces éléments préfabriqués présentent un fort potentiel pour accélérer la construction et la réhabilitation des ponts en milieu urbain. Deux facteurs motivent principalement l'accélération des travaux de construction : la courte saison favorable à la mise en place du béton et les coûts sociaux importants liés à la gestion de la circulation entravée (environ 30 % du budget de construction en milieu urbain). Dans le contexte canadien où les conditions environnementales sont très rigoureuses, la disponibilité de parapets préfabriqués innovateurs et de longévité prolongée sera un gain important pour les gestionnaires de réseau routier qui pourront épargner certains travaux de réhabilitation.

1.2 OBJECTIFS

L'enjeu scientifique de ce projet consiste à proposer de nouveaux dimensionnements de parapets préfabriqués en béton renforcé de fibres et la technique d'ancrage au tablier de pont afin de palier aux problématiques liées à l'utilisation de parapets fabriqués en chantier. Les parapets préfabriqués permettront de réduire les délais de construction et d'éliminer la fissuration précoce des éléments fabriqués en chantier. L'utilisation des bétons renforcés de fibres permettra de prolonger la durabilité des parapets et de réduire leur épaisseur pour un niveau de performance équivalent.

Plus spécifiquement le projet vise à dimensionner des parapets préfabriqués avec trois gammes de bétons fibrés autoplaçants (BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%) et à proposer un système d'ancrage adéquat et facile à mettre en place.

Le second objectif consiste à réaliser des essais en laboratoire visant à valider expérimentalement par des essais statiques et dynamiques (tests d'impact) que les parapets conçus présentent une bonne résistance mécanique et répondent aux exigences prescrites dans le code CSA-S6-06 [2006].

Ce projet de recherche s'inscrit dans la continuité du projet sur la conception et l'optimisation de parapets préfabriqués de pont de Braike [2006].

1.3 MÉTHODOLOGIE

1.3.1 Hypothèses de conception

La conception des parapets préfabriqués de type PL-2 est basée sur le parapet coulé en place de type 201 du Ministère des Transports du Québec (MTQ). Cette étude propose

des parapets préfabriqués conçus avec trois gammes de bétons renforcés de fibres (BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%). Les bétonschoisis sont ceux développés par Braike [2006]. Pour leur mise en place sur le chantier un système d'ancrage a été conçu. Ce système d'ancrage est constitué d'un manchon noyé dans le parapet dans lequel on vient visser et mettre en tension une barre de précontrainte qui traverse la dalle de tablier du pont.

1.3.2 Analyses non linéaires par éléments finis

Les dimensions et les détails d'armature des trois gammes de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres ont été obtenues sur la base de calculs par éléments finis. En effet, une modélisation par éléments finis à l'aide du logiciel d'analyse non linéaire Atena 3D [Červenka, 2005] a permis d'optimiser le dimensionnement des parapets préfabriqués et d'évaluer leurs performances mécaniques. Le dimensionnement des parapets préfabriqués a été optimisé en faisant varier l'épaisseur des parapets ainsi que la quantité d'armature conventionnelle.

1.3.3 Essais expérimentaux

Afin de vérifier la performance mécanique des parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres ainsi que le système d'ancrage, une campagne expérimentale au laboratoire a été réalisée. Pour cela, des parapets préfabriqués à grandeur réelle ont été construits chez Béton Brunet et ont ensuite été soumis à des essais statiques et dynamiques. Un montage spécial a été conçu pour permettre la réalisation de ces essais expérimentaux.

1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE

En plus du chapitre d'introduction, le mémoire compte 6 autres chapitres. Le chapitre 2 donne une description des propriétés des fibres ainsi que leur action dans le béton à travers une revue de littérature. Le chapitre 3 présente l'optimisation des dimensionnements des parapets préfabriqués de pont de type PL-2 ainsi que leur système d'ancrage aux tabliers de pont. Le chapitre 4 décrit les programmes expérimentaux statique et dynamique réalisés pour évaluer le comportement statique des parapets préfabriqués et leur comportement lors des impacts de véhicules. Le chapitre 5 regroupe les résultats expérimentaux, leur analyse et leur interprétation. Le chapitre 6 expose la comparaison entre les résultats de l'analyse numérique réalisée pour l'optimisation du dimensionnement des parapets préfabriqués et ceux des essais expérimentaux. Enfin, le chapitre 7 résume les principales conclusions tirées suite aux essais et analyses et donne une série de recommandations pour de futurs travaux de recherche.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

2.1 INTRODUCTION

Par ses nombreuses qualités, le béton se prête à de multiples conceptions nouvelles. Non seulement il peut être moulé dans des formes diverses, mais il a une excellente résistance à la compression, une grande rigidité et une excellente résistance au feu.

Deux caractéristiques limitent néanmoins son utilisation : le béton est fragile et résiste mal à la traction. Cependant, la récente mise au point de bétons renforcés de fibres offre la possibilité de pallier à ces lacunes. Pour mettre au point et utiliser de manière efficace les BRF, il est important de comprendre comment les fibres en fonction de leur forme et leurs caractéristiques agissent dans la matrice de béton.

À travers cette revue de documentation seront présentés:

- les différents types de fibres;
- les propriétés physiques et mécaniques des fibres;
- les mécanismes d'action des fibres;
- les performances des bétons renforcés de fibres.

2.2 DIFFÉRENTS TYPES DE FIBRES

2.2.1 Définition et rôle de fibres

Les fibres sont des produits obtenus à partir de l'acier (inoxydable, galvanisé, fil tiré à froid, tôle découpée), du plastique (acrylique, nylon, polyester, polyéthylène et polypropylène), du verre (sodocalcique, borosilicaté) et de matériaux naturels (jute, palmier, bambou).

Le rôle des fibres est le même que celui des armatures, c'est-à-dire reprendre les efforts de traction après la fissuration du béton. Les fibres empêchent la formation, la propagation et la coalescence des fissures au sein de la matrice cimentaire. Les fibres cousent à la fois les fissures existantes en empêchant leur développement et limitent la formation d'autres fissures en renforçant la matrice cimentaire.

2.2.2 Géométries des fibres

Les fibres sont de formes variées (Tableau 2.1) et présentent une très bonne compatibilité avec le béton car elles sont relativement stables lorsqu'elles sont dans la masse de ciment et forment un mélange homogène. Les formes couramment utilisées sont regroupées dans le tableau ci-dessous [ABQ, 2005].

Tableau 2. 1: Différentes formes de fibres [ABQ, 2005]

Bouts ondulés 	Bouts plats 	Bouts en crochets 
Crêpé 	Tôle ondulée déformée 	Tôle ondulée déformée 
Tôle ondulée déformée 	Amorphe	Autre machinage

Les fibres droites fonctionnent par adhérence et permettent de limiter fortement les ouvertures de fissures. Les fibres ondulées et les fibres ayant des crochets à leurs extrémités fonctionnent par ancrage. Le crochet, qui se déforme progressivement sous les efforts de traction, est généralement reconnu comme étant le meilleur ancrage pour des BRF de résistances usuelles (35 à 70MPa).

2.2.2.1 Les macrofibres

Ce sont des fibres de diamètre de l'ordre de 0.1 à 1 mm et de longueur variant entre 6 et 76 mm. Le volume des macrofibres utilisées représente environ 0.5 % à 1.5 % du volume de béton pour des applications structurales. Les macrofibres permettent d'augmenter considérablement la ténacité du béton à savoir son aptitude à dissiper de l'énergie pendant le processus de rupture et sa résistance à la propagation brutale des

fissures. Les macrofibres sont utilisées au niveau des dallages (sols industriels), les dalles de tabliers de ponts, les voussoirs de tunnels, revêtements de chaussées.

2.2.2.2 Les microfibres

Ce sont généralement les filaments synthétiques tels que les fibres de verre, de carbone, polyéthylène, de diamètre de l'ordre de 5 à 40 μm et de longueur de quelques millimètres (mm). Le volume des microfibres utilisées représente environ 0.1 % du volume de béton. On peut aussi avoir des fibres d'acier dans cet ordre de grandeur, mais leur section transversale est rectangulaire avec une surface rugueuse, comparée aux microfibres de carbone ayant une section circulaire et une surface généralement lisse.

Les microfibres ajoutées à la pâte de ciment, ou au mortier, permettent d'améliorer leur résistance à la traction, en flexion et leur module élastique [Pierre, 1999]. Elles ont une grande surface spécifique, ce qui leur permet de travailler principalement en adhérence. Les microfibres sont utilisées dans la préfabrication d'éléments minces tels que les murs rideaux, les toitures en voile mince de béton, les tuyaux d'égout.

Après avoir présenté les différents types de fibres, leur forme et leur rôle, il convient de définir les propriétés physiques et mécaniques qui les caractérisent.

2.3 PROPRIÉTÉS DES FIBRES

Les propriétés physiques et mécaniques des fibres varient en fonction de leur nature. En effet, les fibres sont caractérisées par leur diamètre, leur densité, leur pourcentage d'allongement à la rupture, leur module d'élasticité, leur résistance à la traction, leur température d'inflammation et leur température de fusion d'oxydation ou de

décomposition [ABQ, 2005]. Les paragraphes suivants définissent quelques propriétés importantes des fibres.

2.3.1 Facteur d'élancement

Le facteur d'élancement représente le rapport de la longueur sur le diamètre équivalent de la fibre (Tableau 2.2). Le lien entre la matrice et la fibre augmente proportionnellement avec le facteur d'élancement. L'augmentation du facteur d'élancement des fibres accroît la résistance à la flexion et la ténacité du béton. Cependant des fibres de trop grande longueur ont tendance à former des boules dans le mélange (phénomène d'oursins), créant ainsi des problèmes d'ouvrabilité [Beaudoin, 1982]. Dans le tableau 2.2 on remarque que les microfibres (polypropylène et carbone) ont un élancement élevé. Cela permet de développer du frottement et d'accroître la ténacité du béton.

Tableau 2. 2: Élancement des fibres [source Association Béton Québec]

Types de fibres	Élancement l / d
Métalliques	25-100
Polypropylène	140-1700
Carbone	150-400

2.3.2 Longueur critique des fibres

La longueur critique correspond à la longueur d'ancrage pour laquelle la résistance est gouvernée par les propriétés du matériau. Dans les conditions d'équilibre, la longueur critique est donnée par l'expression suivante [Bentur et Mindess, 1990].

$$l_c = \frac{r\sigma_{fu}}{\tau_{fu}} \tag{2.1}$$

où

l_c : longueur critique de la fibre,

r : rayon de la fibre,

σ_{fu} : contrainte de rupture de la fibre,

τ_{fu} : contrainte de cisaillement (adhérence).

Bartos (1980) a proposé une représentation graphique qui permet de comprendre le processus de rupture durant un essai d'arrachement en fonction de la longueur des fibres. La longueur l_m correspond à la limite qui permet de distinguer deux modes de ruptures : la rupture par décollement brutal de la fibre ($l < l_m$) et la rupture par décollement progressif ($l > l_m$). Il faudra noter qu'au-delà de la longueur critique (l_c), il n'y a pas d'accroissement de la capacité de reprise. (Figure 2.1)

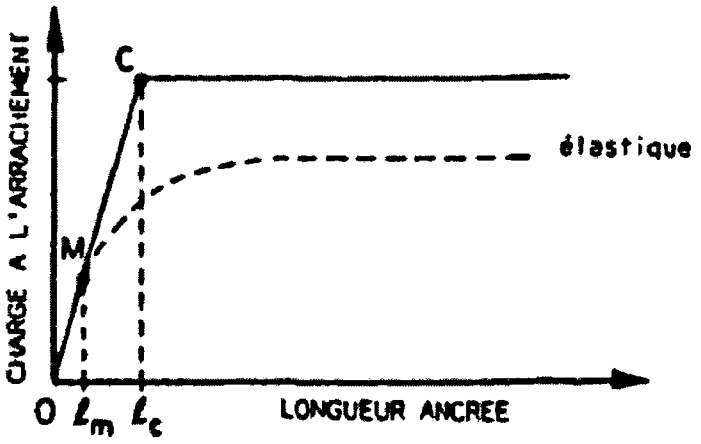


Figure 2. 1: Effet de la longueur de fibre sous une charge d'arrachement [Bartos, 1982]

2.3.3 Propriétés physiques et mécaniques

Le Tableau 2.3 présente quelques propriétés physiques et mécaniques de certaines fibres.

Les fibres de propylène se distinguent par un allongement à la rupture élevé, mais elles ont un module élastique faible et une faible résistance à la traction. Quant aux fibres de carbone, elles ont un allongement à la rupture faible mais un module élastique élevé et une résistance à la traction élevée. Les fibres d'acier offrent à la fois une résistance élevée, une rigidité élevée et une grande déformation à la rupture.

Tableau 2. 3: Propriétés physiques et mécaniques des fibres [Beaudoin, 1982]

Fibres	Diamètre µm	Densité	Allongement de rupture, %	Module d'élasticité, GPa	Résistance traction, GPa
Acier	5-500	7.8	3 - 4	200	1 - 3
Verre	9 – 15	2.6	2 – 3.5	80	2 - 3
Polypropylène	7.5	0.9	20	5	0.5
Particules de mica	0.01 - 200	2.9	----	170	0.25
Amiante	0.02 – 20	2.5 - 3.4	2.3	200	3
Carbone	7.5	1.7 - 2	0.5 - 1	300 - 400	2 - 3

2.4 COMPORTEMENT DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES À L'ÉCHELLE DU MATÉRIAU

Les fibres noyées dans le béton limitent la formation, la propagation et la coalescence des microfissures au sein de la matrice cimentaire. En effet, les fibres cousent à la fois les fissures existantes en empêchant leur développement et limitent la formation d'autres fissures en renforçant la matrice cimentaire.

Les paragraphes qui suivent traiteront du processus de fissuration du béton, des transferts d'efforts dans les matrices fissurées et les matrices non fissurées, de la résistance à l'arrachement des fibres, de l'effet d'orientation des fibres, de la microstructure à l'interface fibre-matrice, de l'interface faible, de l'effet de pincement et de la zone d'avancement de la fissuration.

2.4.1 Processus de fissuration du béton

Les macrofibres et les microfibres jouent deux rôles très distincts dans le processus de fissuration du béton (Figure 2.2) qui comporte trois étapes [Rossi et Coll, 1995]:

- une première étape de microfissuration diffuse au sein du béton;
- une deuxième étape de localisation de la fissuration à cause de la propagation et de la coalescence des microfissures déjà existantes qui vont amener la création de macrofissures;
- une troisième étape de propagation des macrofissures qui entraîne la rupture du béton.

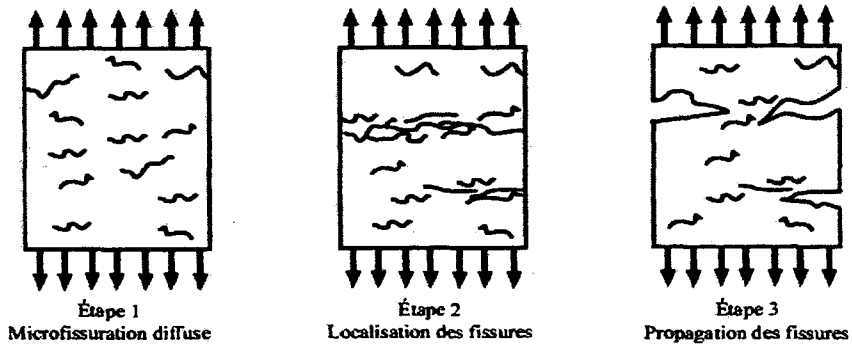


Figure 2. 2: Processus de fissuration du béton [Rossi et Coll, 1995]

Durant la première étape de microfissurations diffuses, seules les microfibres, en raison de leurs petites dimensions, peuvent agir au niveau du matériau endommagé et stabiliser ainsi la microfissuration. En effet, lorsqu'elles sont utilisées en grand nombre, ces fibres constituent des obstacles efficaces qui s'opposent à la propagation et à la coalescence des microfissures au sein du matériau.

Quant aux macrofibres, elles interviennent au cours de la troisième étape de la fissuration en cousant les macrofissures et en retardant leur propagation qui entraîne souvent la ruine totale d'une structure. Utilisées en petit nombre, en raison de leur rôle et de leurs dimensions plus importantes, les macrofibres agissent à l'échelle de la structure en augmentant sa capacité portante.

2.4.2 Transfert d'effort dans les matrices non fissurées

Dans la première étape du chargement, l'interaction entre les fibres et la matrice est de nature élastique. En effet, au cours de cette étape, la taille des fissures est très petite par rapport à la taille de la structure; le matériau est donc homogène du point de vue macroscopique. Les travaux bien connus de Cox [1952], ont permis de développer un premier modèle analytique qui décrit le transfert d'effort dans la zone élastique. Son modèle est basé sur l'analyse du champ de contraintes autour d'une fibre discontinue entourée d'une matrice cimentaire. La figure 2.3 montre schématiquement les déformations autour de la fibre avant et après le chargement.

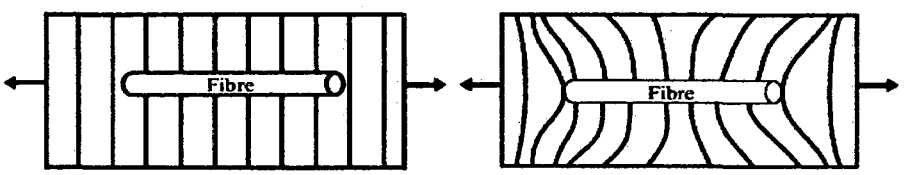


Figure 2. 3: Champs de déformation dans un volume élémentaire cylindrique contenant une fibre en son centre [Cox, 1952]

Afin de déterminer les contraintes dues à ces déformations, des hypothèses simplificatrices ont été posées [Bentur et Mindess, 1990]:

- la fibre et la matrice sont deux matériaux élastiques;
- l'interface fibre-matrice est infiniment mince;
- il n'y a pas de glissement entre la fibre et la matrice à l'interface : il y a adhérence parfaite entre les deux;
- les propriétés de la matrice au voisinage de la fibre sont les mêmes que celles au sein de la matrice;
- les fibres sont parallèles entre elles et rangées de façon répétitive, c'est-à-dire que pour chaque section la distribution spatiale des fibres est uniforme;
- chaque fibre agit indépendamment des autres fibres et du reste de la matrice.

Ainsi des expressions de la distribution des contraintes de traction $\sigma_f(x)$ dans la fibre ainsi que de la distribution des contraintes de cisaillement $\tau(x)$ à l'interface fibre-matrice ont pu être développées [Nammur et Naaman, 1989] :

$$\sigma_f(x) = E_f \varepsilon_m \left[\frac{1 - \cosh \beta_1 (\frac{l}{2} - x)}{\cosh \frac{\beta_1 l}{2}} \right] \tag{2.2}$$

$$\tau(x) = E_f \varepsilon_m \left[\frac{G_m}{2E_f \ln(R/r)} \right]^{1/2} \frac{\sinh \beta_1 (\frac{l}{2} - x)}{\cosh \frac{\beta_1 l}{2}} \tag{2.3}$$

avec

$$\beta_1 = \left[\frac{2G_m}{E_f r^2 \ln(R/r)} \right]^{1/2} \tag{2.4}$$

$$\ln R/r = \frac{1}{2} \ln(\frac{\pi}{V_f}) \tag{2.5}$$

où

E_f : module d'élasticité de la fibre,

ε_m : déformation de la matrice,

l : longueur de la fibre,

x : position de la section,

G_m : module de cisaillement de la matrice à l'interface,

R : rayon de la matrice autour de la fibre,

r : rayon de la fibre,

V_f : volume de fibres.

Ces deux distributions de contrainte sont représentées graphiquement à la figure 2.4. Il est à noter que la contrainte de cisaillement est maximale aux extrémités de la fibre et nulle en son centre contrairement à la contrainte de traction qui est maximale au centre de la fibre et décroît jusqu'à être nulle à ses extrémités.

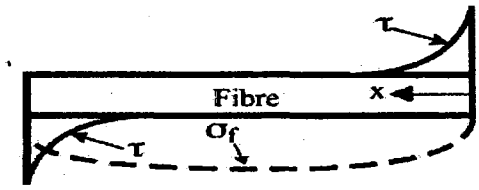
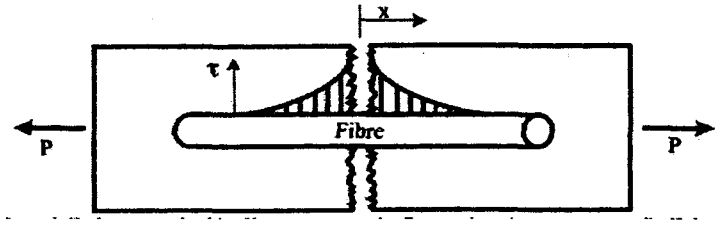


Figure 2. 4: Répartition longitudinale de la contrainte axiale dans la fibre (σ_f) et de la contrainte de cisaillement (τ) à l'interface fibre-matrice [Cox, 1952]

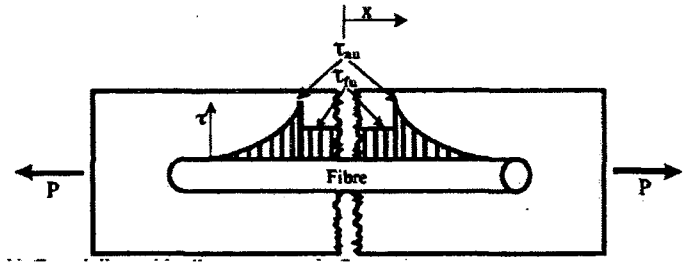
En fait, dans le domaine élastique, la fibre développe des contraintes jusqu'à ce que l'adhérence fibre-matrice cède et donc fissure. À partir de ce moment les fibres agissent via le frottement. Toutefois cette théorie fonctionne seulement lorsque la compacité granulaire et le squelette granulaire du mélange de béton sont normaux, c'est-à-dire qu'il doit y avoir assez de pâte pour enrober toutes les fibres afin que l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre la fibre et la matrice soit respectée.

2.4.3 Transfert d'effort dans les matrices fissurées

Les mécanismes de transfert d'efforts dans les matrices fissurées sont pratiquement identiques à ceux des matrices non fissurées : interface élastique, décollement puis glissement avec friction [Bartos, 1981; Gray, 1984]. La différence majeure réside dans le fait que, dans le cas des matrices non fissurées, la valeur maximale de la contrainte de cisaillement à l'interface se situe aux extrémités de la fibre alors que dans le cas des matrices fissurées, cette valeur se situe de chaque côté de la fissure (Figure 2.5.a). Si un décollement s'est déjà produit à cet endroit (lors de la propagation de la fissure ou lors du chargement), la distribution de la contrainte de cisaillement sera une combinaison d'un cisaillement de friction (τ_{fu}) adjacent à la fissure et de contraintes décroissantes de cisaillement élastique (τ_{au}) en s'éloignant de cette fissure (Figure 2.5.b).



(a) Cas où il n'y a pas de décollement avant la fissuration (aucune perte d'adhérence)



(b) Cas où il y a décollement avant la fissuration (perte d'adhérence partielle)

Figure 2. 5: Répartition de la contrainte de cisaillement à l'interface fibre-matrice dans une matrice fissurée [Gray, 1984]

2.4.4 Zone d'avancement de la fissuration

Les travaux de Wecharatana et Shah [1983] ont montré qu'en présence d'une fissure dans un matériau fibré, on peut observer trois zones distinctes (Figure 2.6) :

- une zone d'ouverture de la fissure;
- une zone de couture des fissures par les fibres, où les efforts sont transférés par le décollement avec friction des fibres;

- une zone microfissurée (microfissuration diffuse) en tête de fissure, ce qui entraîne un soulagement de la contrainte.

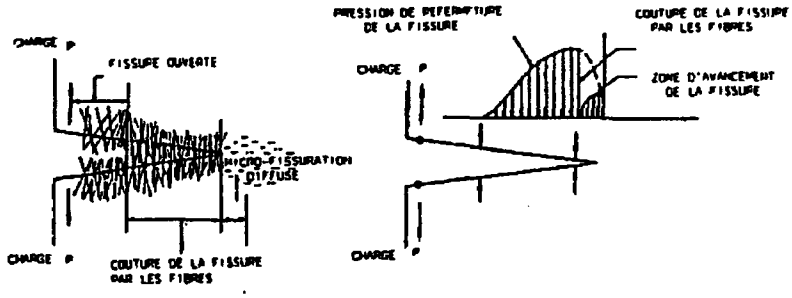


Figure 2. 6: Représentation idéalisée de l'avancement d'une fissure dans un composite cimentaire renforcé de fibres [Wecharatana et Shah, 1983]

L'étude des mécanismes d'action des fibres dans le béton, montre que la présence des fibres dans le matériau composite limite la propagation des fissures et ensuite leur ouverture. Ainsi les paragraphes suivants traiteront de la performance des bétons renforcés de fibres.

2.4.5 Mécanisme d'action des fibres

2.4.5.1 Résistance à l'arrachement des fibres

Dans une matrice cimentaire fragile, le décollement se produit toujours avant l'arrachement de la fibre dans la matrice. Les cas suivants se présentent pour des longueurs de fibres données comparées à la longueur critique l_c :

- si $l < l_c$, la fibre se décolle de la matrice, glisse et ne rompt pas, mais elle ne transmet pas toute la charge qu'elle pourrait transmettre;

- si $l = l_c$, la fibre se rompt lorsque la contrainte maximale appliquée atteint la résistance à la traction de la fibre; elle transmet alors toute la charge qu'elle peut transmettre;
- si $l > l_c$, la fibre se rompt mais toute longueur supplémentaire par rapport à l_c est inutile car la fibre transmet déjà le maximum de la charge sur une longueur l_c.

L'utilisation optimale des fibres correspond au cas où la longueur des fibres est égale à la longueur critique ($l = l_c$)

Des tests d'arrachement des fibres droites et alignées [Naaman, 1995] ont montré que les contraintes de cisaillement à l'interface au départ supposées élastiques entraînent un décollement graduel et la contrainte transférée à travers l'interface devient graduellement une contrainte de friction (Figure 2.7).

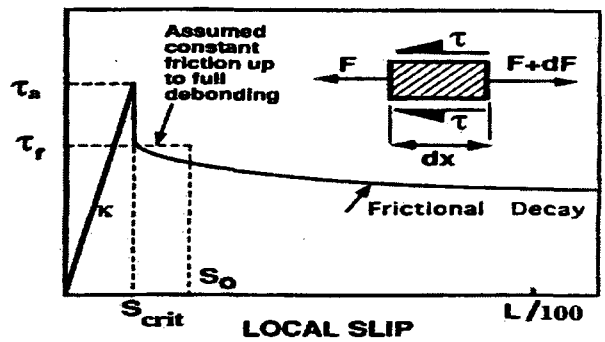


Figure 2. 7: Arrachement des fibres alignées [Naaman, 1995]

Ces tests d'arrachement ne sont valables que pour des fibres droites et alignées selon la direction du chargement. Ces conditions ne sont cependant jamais rencontrées en pratique, d'où la prise en compte de l'effet de l'orientation des fibres.

2.4.5.2 Effet de l'orientation des fibres

L'orientation des fibres (Figure 2.8) a une influence considérable sur la résistance à l'arrachement et doit être prise en compte puisque dans le composite les fibres sont rarement alignées.

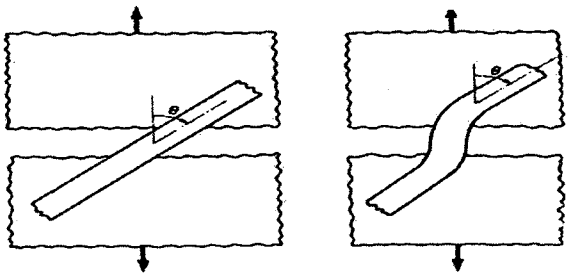


Figure 2. 8: Intersection d'une fibre orientée avec une fissure [Bentur et Mindess, 1990]

Plusieurs relations développées sur l'effet d'orientation avant la fissuration montrent une diminution de la résistance à l'arrachement avec l'augmentation de l'angle d'orientation [Cox ,1952 ; Krenchel, 1964]. Cependant, dans une fibre de pontage, l'influence de l'angle d'orientation après fissuration peut être complètement différente puisqu'il est nécessaire de considérer la flexion de la fibre due aux contraintes géométriques locales. L'effet de cette flexion est le développement d'un certain état de contraintes (Figure 2.9). Les contraintes de traction et de cisaillement transversal induites dans les fibres par le moment fléchissant s'additionnent aux contraintes dues à l'effort normal et font en sorte que la résistance et la ténacité d'un composite peuvent être réduites de façon

importante lorsque les fibres sont inclinées. En conséquence, il faut idéalement essayer d'orienter le maximum de fibre d'un élément en béton renforcé de fibres dans la direction des contraintes principales.

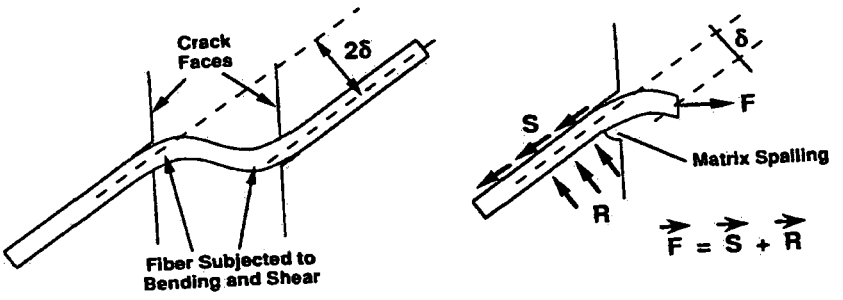


Figure 2. 9: Flexion d'une fibre à l'intersection d'une fissure et état de contraintes [Leung et Chi, 1995]

La réduction de la résistance du BRF due à l'effet de l'orientation des fibres peut être en partie compensée. En effet, si la fibre est ductile avec un faible module elle aura tendance à fléchir et une action de fermeture de la fissure peut être causée en provocant une augmentation de la résistance à l'arrachement (Figure 2.10, cas des fibres de polypropylène). Cependant, on peut avoir une rupture prématurée de la fibre si la fibre est fragile et possède un grand module élastique (fibre de carbone).

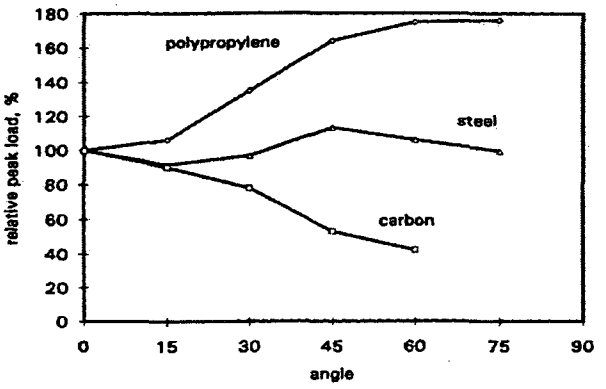


Figure 2. 10: Effet d'orientation à l'arrachement des fibres ductiles (polypropylène et acier) et une fibre de carbone fragile [Leung, 1995]

Il est établi que la microstructure à l'interface fibre-matrice joue également un rôle crucial dans la performance globale du béton renforcé de fibres.

2.4.5.3 Interface fibre-matrice de moindre qualité

La microstructure à l'interface fibre-matrice est différente de celle de l'ensemble de la matrice de ciment [Bentur, 1991]. Cette microstructure interfaciale est caractérisée par une profondeur qui est de l'ordre de 50 à 100μm. Le terme utilisé pour désigner cette zone est Zone de Transition Interfaciale (ITZ).

La ITZ dans le béton renforcé de fibres peut présenter divers types de morphologies, selon la composition des fibres, la géométrie, la surface de traitement, la composition de la matrice et le processus de production du BRF.

La microstructure de la zone de transition interfaciale, autour des macrofibres est tout à fait similaire à celle observée au voisinage des agrégats dans le béton. Elle est constituée de différentes couches (Figure 2.11) :

- Un film duplex, hétérogène et discontinu, constitué d'une fine couche de portlandite;
- Une couche constituée d'un important dépôt d'hydroxyde de calcium (CH);
- Une couche poreuse formée principalement de CSH et des cristaux d'ettringite.

La formation de cette zone est la conséquence d'un effet de paroi, résultant d'un mauvais empilement des grains de ciment dans le mélange frais au voisinage des plus grosses inclusions.

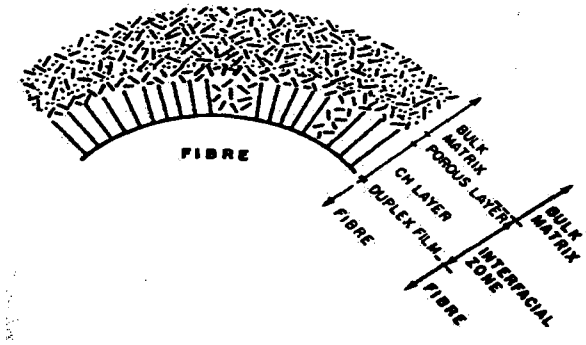


Figure 2. 11: Structure de L'ITZ autour d'une macrofibre d'acier [Bentur, 1991]

Des tests de microdureté effectués par Wei et al en 1986 (Figure 2.12) ont confirmé l'existence de cette zone aux propriétés plus faibles (une zone de faiblesse d'environ 50 μm) autour des fibres.

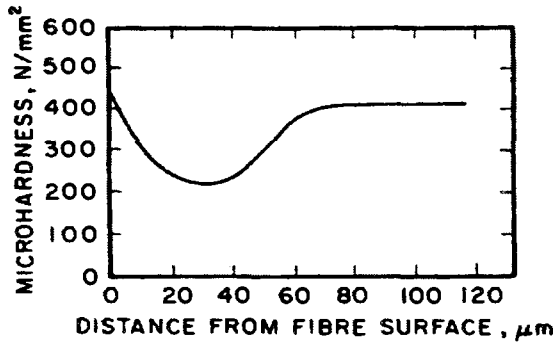


Figure 2. 12: Profil de microdureté de la pâte au voisinage d'une fibre d'acier [Wei et al., 1986]

La microstructure autour des microfibres est complètement différente de celle autour des macrofibres. Elle est caractérisée par une zone de transition dense (Figure 2.13). Les observations montrent que cette zone n'est pas trop différente de celle de la matrice globale.

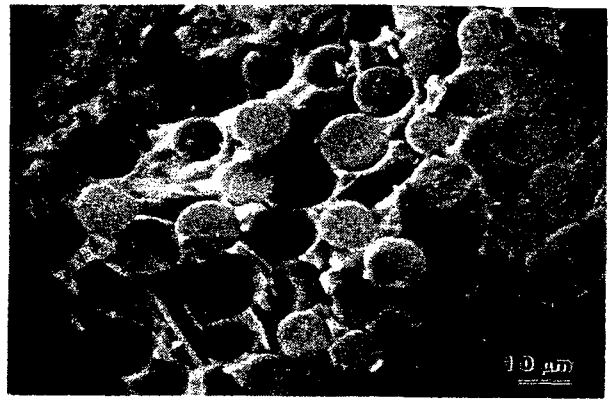


Figure 2. 13: Microstructure dense autour d'une microfibre de carbone [Katz et Bentur, 1995]

La densité de la microstructure développée peut être liée au fait que la taille de la microfibre est du même ordre de grandeur que celle des grains de ciment, éliminant ainsi l'effet de paroi et d'empilement dans le béton frais. Aussi, la formulation du béton avec les microfibres réduit largement le ressuage.

L'étude de la microstructure à l'interface fibre-matrice a montré que les zones de moindre résistance (interface faible) ont une influence sur le développement et le parcours de la fissuration [Cook-Gordon, 1964]. Les composites cimentaires avec interfaces fibre-matrice faibles freinent la propagation des fissures. En effet, lorsque la pointe d'une fissure se dirige vers une interface faible et la rencontre, le rayon de courbure de la fissure augmente (Figure 2.14). Ainsi la concentration de contraintes en pointe de la fissure se trouve diminuée ("émoussement"). Si elle est suffisamment diminuée, la fissuration est arrêtée, sinon la fissure change de direction de propagation en longeant généralement la fibre. Ce mécanisme d'action des fibres est principalement présent dans les bétons à rapport eau/liant élevé et dans les bétons ne contenant que très peu de particules fines, parce que dans ces matériaux l'interface est plus épaisse et de résistance faible.

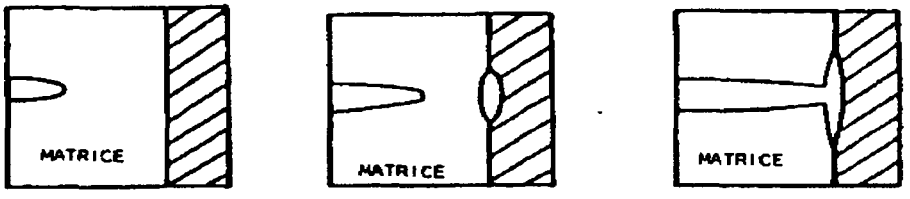


Figure 2. 14: Mécanisme d'arrêt d'une fissure selon Cook-Gordon [1964] dans un composite à interface faible

2.4.5.4 Effet de pincement

Romualdi et Batson [1963] ont analysé les mécanismes d'arrêt des fissures dans une matrice cimentaire dus à la présence de fibres. Quand une fissure apparaît, la matrice a tendance à se déformer plus que les fibres, en raison principalement de la différence entre les modules d'élasticité (faible pour la matrice cimentaire et élevé pour les fibres d'acier par exemple). Lorsqu'une fissure se propage perpendiculairement entre deux fibres, la concentration de contraintes en pointe de cette fissure met en tension la fibre qui, par réaction, applique des efforts de compression sur les lèvres de la fissure. Ce "pincement" permet de réduire de façon significative l'ouverture de la fissure (Figure 2.15).

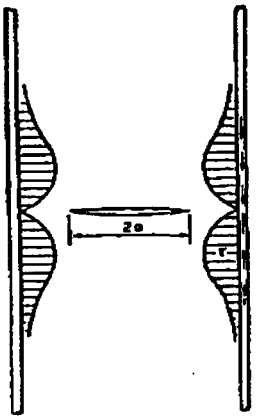


Figure 2. 15: Effet de « pincement » [Romualdi et Batson, 1963]

L'étude des mécanismes d'action des fibres dans le béton, montre que la présence des fibres limite la propagation des fissures et ensuite leur ouverture. Ainsi les paragraphes suivants traiteront de la performance des bétons renforcés de fibres.

2.5 COMPORTEMENT DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES À L'ÉCHELLE DE LA STRUCTURE

2.5.1 Réponse du béton renforcé de fibres

La réponse (Figure 2.16) d'un béton conventionnel renforcé de fibres soumis à la traction est définie par deux zones distinctes. La première zone, traduisant un comportement élastique du composite jusqu'à l'apparition de la première fissure. Ensuite la deuxième zone qui est caractérisée par le décollement et l'arrachement de la fibre quand la fissure devient importante.

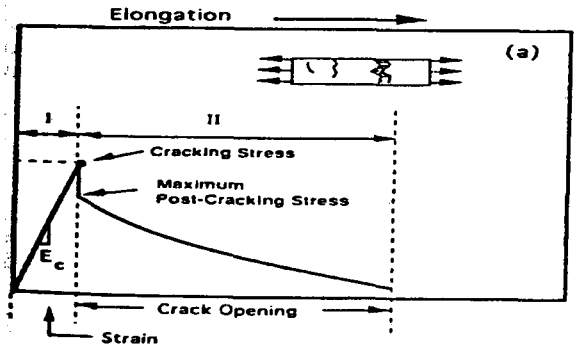


Figure 2. 16: Courbe contrainte-déformation d'un béton conventionnel renforcé de fibres [Naaman, 1987]

Des études ont montré [Mangat et Azari, 1986] que l'amélioration des propriétés mécaniques des composites est proportionnelle au volume des fibres (figure 2.17). Cependant le volume des fibres doit être limité afin d'éviter une perte de maniabilité et une augmentation des coûts de construction. Pour des macrofibres d'acier, par exemple, le dosage se situe approximativement entre 80 et 120 kg/m3 (avec l'utilisation des superplastifiants).

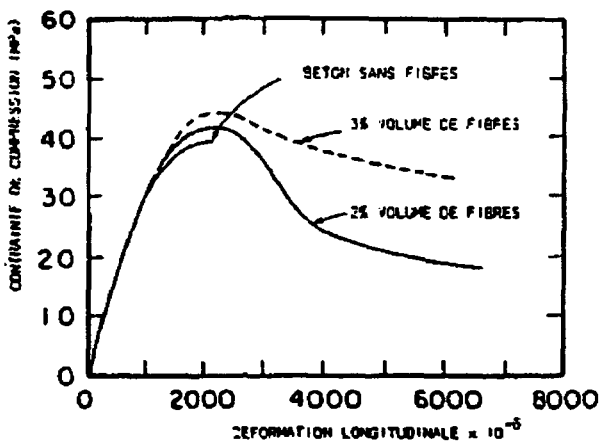


Figure 2. 17: Courbe contrainte-déformation avec variation du volume de fibres [Mangat et Azari, 1986]

Un autre paramètre qui influence les propriétés des composites est l'espacement des fibres (Figure 2.18). C'est la distance moyenne entre deux fibres voisines qui est déterminée en se basant sur des hypothèses simplificatrices :

- les fibres sont rectilignes et alignées;
- les fibres sont enrobées d'un cylindre de pâte.

Une des formules proposée par Snyder et Lankard [1972] permetant de calculer l'espacement moyen des fibres est donnée par :

$$S = 13.8d\sqrt{\frac{1}{V_f}} \tag{2.6}$$

où

S : espacement moyen des fibres,

d : diamètre des fibres,

V_f : volume des fibres en pourcentage.

On remarque que l'espacement des fibres diminue lorsque le volume des fibres augmente. Lorsque les fibres sont utilisées en grand nombre, elles constituent des obstacles efficaces qui s'opposent à la propagation des fissures. Les études de Romualdi et Batson [1963] ont d'ailleurs montré que la résistance à la traction augmente lorsque l'espacement des fibres diminue.

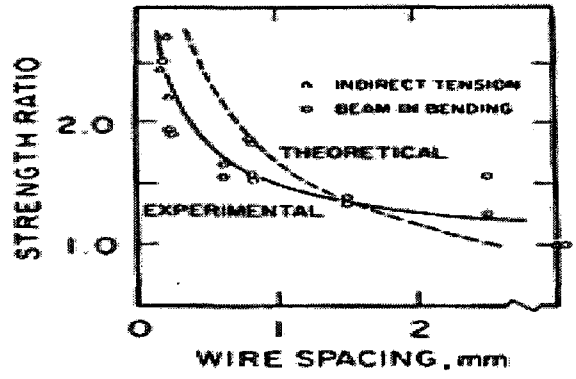


Figure 2. 18: Courbe théorique et expérimentale des rapports de contraintes en fonction de l'espacement des fibres [Romualdi et Mandel, 1964]

2.5.2 Réponse du béton renforcé de fibres à haute performance

Pour un béton renforcé de fibres à haute performance, la réponse à la traction est définie en trois zones : une zone élastique, une zone de fissuration multiple et une zone d'arrachement des fibres (Figure 2.19). Cette réponse se traduit par un comportement pseudo-écrouissant avant d'atteindre la résistance maximale. La fissuration multiple s'explique par le fait que la quantité d'énergie requise pour initier une nouvelle fissure dans le composite est souvent plus faible que celle nécessaire à la propagation d'une fissure déjà existante et retenue par les fibres. Pour obtenir de la fissuration multiple

après la phase élastique, il faut qu'un volume minimum de fibres soit incorporé dans la pâte de ciment.

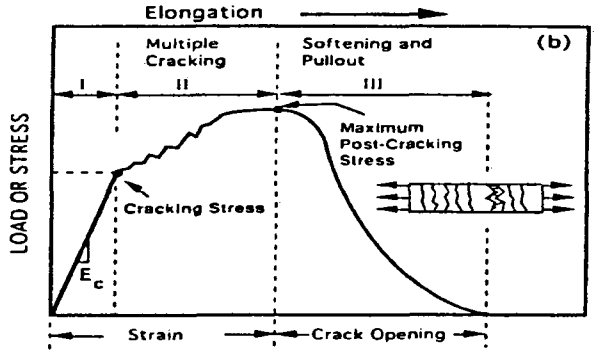


Figure 2. 19: Courbe contrainte-déformation d'un composite renforcé de fibres à haute performance [Naaman, 1987]

En théorie, il existe un volume de fibres critique permettant de stabiliser la progression de la fissuration en forçant une multifissuration. Plusieurs modèles ont été élaborés dont celui de TJjiptoboro et Hansen [1993] qui indique que le volume critique des fibres est fonction de trois paramètres principaux : l'énergie de rupture de la matrice, le rapport d'élancement (L/d) et la résistance en cisaillement (τ). Un modèle a été également proposé par Wu et Li [1994]. Cependant un modèle simple et cohérent avec les précédents est proposé par d'autres auteurs [Bentur et Mindess, 1990]. Pour des fibres de section circulaire l'équation prend la forme suivante :

$$V_{fcr} = 2\frac{\sigma_{mu}}{\tau_{fu}}\frac{l}{d} \qquad (2.7)$$

où V_{fcr} : volume critique des fibres,

σ_{mu} : résistance à la traction de la matrice,

τ_{fu} : résistance ultime moyenne de l'interface fibre-matrice,

l : longueur des fibres,

d : diamètre des fibres.

En analysant cette équation on conclut que si la résistance ultime moyenne de l'interface fibre-matrice (τ_{fu}) augmente, alors le volume de fibre critique diminue. Et si la résistance à la traction de la matrice augmente, on a une augmentation du volume des fibres. Enfin, si le rapport $\frac{l}{d}$ augmente, alors on a une augmentation du volume de fibres critique. Pour ne pas avoir de grand volume de fibres et éviter des problèmes éventuels de formation d'oursins, on a donc intérêt à utiliser des fibres assez courtes.

2.5.3 Essais pour caractériser le comportement mécanique des BRF

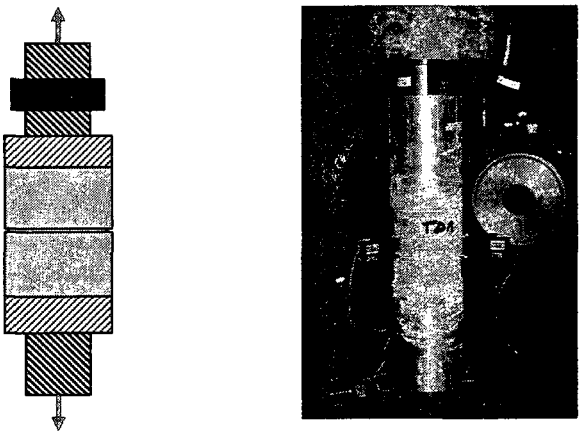
Maintenant il est reconnu que la présence des fibres dans le béton influence le comportement mécanique du matériau. La caractérisation du comportement mécanique des BRF se fait à l'aide d'un essai de traction directe, d'un essai de flexion sur prisme ou sur dalle circulaire.

2.5.3.1 Essai de traction directe [RILEM, TC 162-TDF, 2000]

L'essai consiste à appliquer une force de traction sur une éprouvette de béton carottée et entaillée (figure 2.20), la profondeur de l'entaille est de 10 mm (±1 mm). Les éprouvettes sont de forme cylindrique avec un diamètre égal à la hauteur (100 mm).

Cet essai requiert des équipements d'une grande rigidité. Des casques en aluminium sont collés au spécimen afin d'assurer le lien avec la presse. Le chargement est contrôlé avec la moyenne des déplacements de trois extensomètres placés au niveau de l'entaille. Le taux de chargement est de 0.005 mm/min jusqu'à 0.05 mm de déplacement, puis 0.1 mm/min jusqu'à 1mm et finalement 0.5 mm/min jusqu'à 10 mm.

Cet essai permet d'obtenir directement la courbe force-flèche et la relation contrainte-ouverture de fissure nécessaire à la conception des structures en bétons renforcés de fibres (Figure 2.21).



(a) schéma b) photo du dispositif d'essai

Figure 2. 20: Essai de traction uniaxiale [RILEM, TC 162-TDF, 2000]

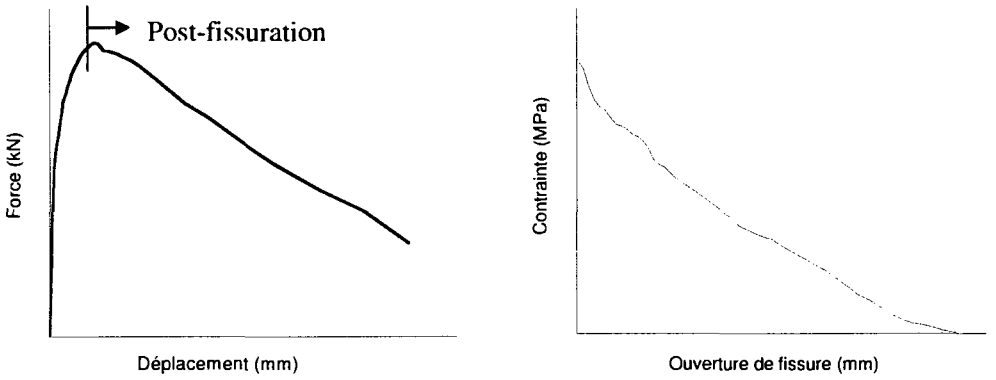


Figure 2. 21: Courbes force-déplacement et contrainte-ouverture de fissure

2.5.3.2 Essai de flexion sur prisme entaillé [RILEM, TC 162-TDF, 2000]

L'essai qui consiste à appliquer une force au centre d'un prisme entaillé à pour but d'évaluer le comportement à la traction par flexion résiduelle. Les dimensions du prisme sont données à la figure 2.22 et celles de l'entaille doivent être conformes aux prescriptions du RILEM. Le chargement est contrôlé avec le déplacement du vérin. Au début, la vitesse de chargement est de 0.05 mm/min et ensuite on augmente la vitesse de chargement à 0.2 mm/min quand la flèche atteint 0.1 mm. À la fin de l'essai, la flèche doit être d'au moins 4 mm.

Cet essai fournit la relation force-flèche (figure 2.23), il est donc nécessaire de transformer ce résultat en relation contrainte-ouverture de fissure pour son utilisation en conception, à l'aide de la méthode du calcul inverse [Nour et all, 2007].

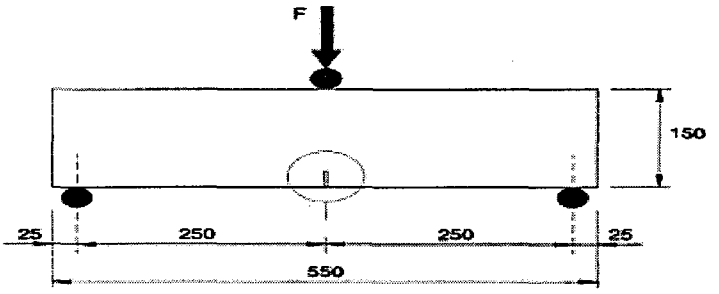


Figure 2. 22: Essai de flexion sur prisme entaillé [RILEM, TC 162-TDF, 2000]

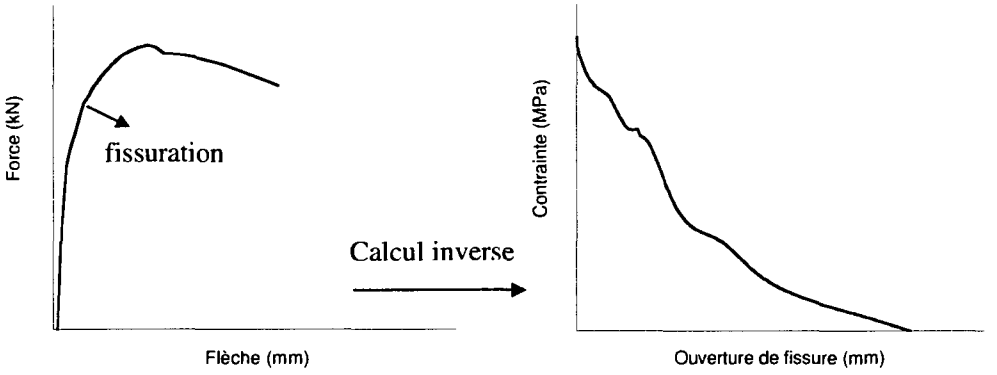


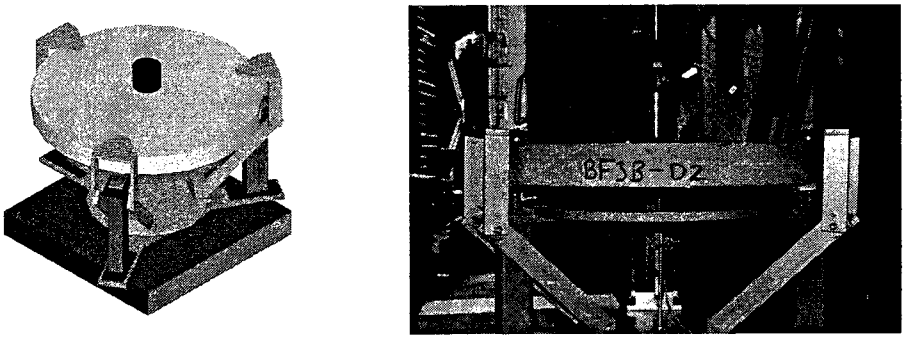
Figure 2. 23: Courbes force-flèche et contrainte-ouverture de fissure

2.5.3.3 Essai de flexion sur dalle circulaire

L'essai consiste à appliquer une charge au centre d'une dalle circulaire appuyée en trois points (figure 2.24). Un essai est rejeté si le nombre des fissures est différent de trois. Les dalles ont un diamètre de 800 mm (±10 mm) et une épaisseur de 80 mm (±5 mm). Le spécimen ne nécessite aucune préparation particulière avant d'être testé. La flèche est

mesurée au centre de la dalle. Le chargement est contrôlé par le déplacement du vérin à un taux de 4 mm/min jusqu'à 45 mm de flèche.

La relation force-flèche obtenue de l'essai est transformée en relation contrainte-ouverture de fissure en utilisant la méthode du calcul inverse (figure 2.25).



(a) schéma (b) photo du dispositif d'essai

Figure 2. 24: Essai de flexion sur dalle circulaire

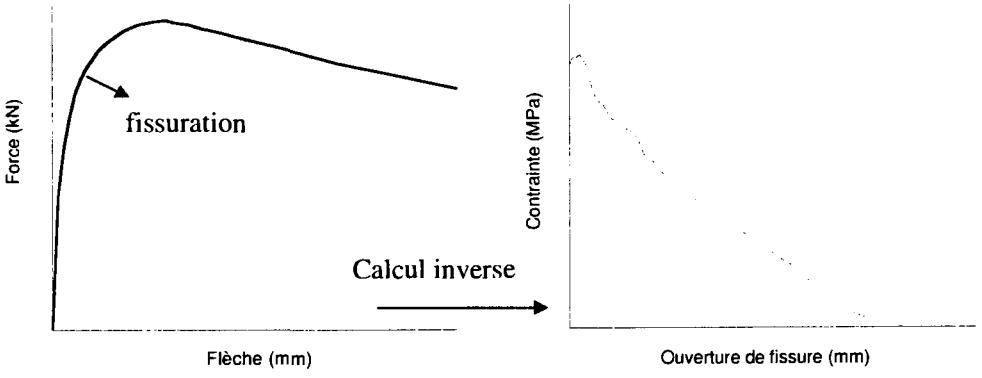


Figure 2. 25: Courbes force-flèche et contrainte-ouverture de fissure

2.5.3.4 Détermination de la résistance résiduelle

Les fibres apportent une meilleure cohésion et une résistance intrinsèque à la matrice. Cependant, c'est à l'apparition de la première fissure que les fibres sont sollicitées. Il est possible de déterminer une valeur de résistance résiduelle suite à l'atteinte de la résistance à la traction de la matrice. Voici deux méthodes d'essais de référence qui permettent de déterminer la résistance résiduelle : ASTM C1018 et JCI SF4.

2.5.3.4.1 Méthode ASTM C1018

Cette méthode a été longtemps la plus répandue pour caractériser la ténacité du béton renforcé de fibres. Elle consiste à comparer l'aire sous la courbe P-Δ du béton renforcé de fibres à celle d'un matériau parfaitement élastoplastique (Figure 2.26). On mesure d'abord l'aire sous la courbe jusqu'à la première fissure de la matrice (énergie élastique) et on divise ensuite l'aire sous la courbe mesurée à différents multiples de la déflexion à la première fissure par l'énergie élastique.

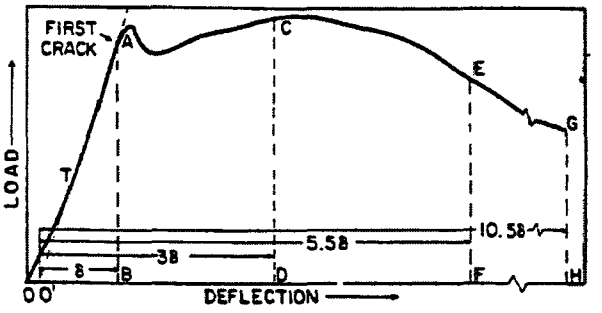


Figure 2. 26: Fonctionnement de la méthode ASTM C1018

2.5.3.4.2 Méthode JCI SF4

Cette méthode, développée au Japon, consiste à mesurer la quantité totale d'énergie absorbée lors d'un essai de flexion quatre-point jusqu'à une flèche correspondant à 1/150 de la portée. Les flèches sont mesurées à l'aide d'un cadre mobile fixé sur l'axe neutre de la poutre, éliminant ainsi toutes les déformations parasites. On calcule ensuite une résistance moyenne à la flexion qui constitue une mesure de la ténacité à partir de l'énergie et des dimensions de l'éprouvette de la façon suivante :

$$\sigma_b = \frac{T.L}{\delta_{150}.w.h^2} \tag{2.8}$$

où

σ_b : résistance moyenne à la flexion,

T : aire sous la courbe à 1/150 de la portée,

L : portée de la poutre,

δ_{150} : flèche correspondant à 1/150 de la portée,

w : largeur de l'éprouvette,

h : hauteur de l'éprouvette.

Des deux méthodes, la méthode JCI SF4 est la plus utilisée pour les méthodes de conception [ABQ, 2005].

2.5.3.5 Synthèse sur les essais de caractérisation

Les différents essais de caractérisation présentés ci-dessus permettent de déterminer la relation contrainte-ouverture de fissure (pour réaliser un calcul prédictif de capacité portante) qui est recherchée pour la conception d'éléments de structure en bétons renforcés de fibres métalliques (BRF). L'essai de traction uniaxiale offre l'avantage de

fournir directement la relation Contrainte-ouverture de fissure. Cependant cet essai est complexe de réalisation. Il requiert d'abord un carottage et rectifiage précis des spécimens, ensuite ces derniers doivent être collés sur des coiffes en aluminium, le montage doit aussi limiter la flexion tout au long de l'essai et enfin le montage expérimental doit être parfaitement aligné dans la presse hydraulique. L'essai de flexion sur prisme de même que l'essai de flexion sur dalles circulaires sont simples de réalisation et nécessitent des équipements d'usage courant dans les laboratoires. Les programmes expérimentaux complétés [De.Montaignac, R 2007] indiquent que les résultats des essais de flexion sur prisme et sur dalles circulaires présentent une meilleure reproductibilité que les essais de traction uniaxiale. De plus la méthode de calcul inverse développée qui permet de déduire la relation contrainte-ouverture de fissure depuis les essais de flexions sur prismes et sur dalles circulaires, reproduit adéquatement le comportement post-pic des bétons en BRF et conduit à une estimation satisfaisante de l'énergie de rupture en comparaison à celle obtenue avec un essai de traction uniaxiale [Nour et all, 2007]. Compte tenu donc, de la facilité de réalisation, de la fiabilité et de la reproductibilité des résultats pour obtenir la relation contrainte-ouverture de fissure, les essais de flexions sur prismes et sur dalles circulaires sont recommandés pour la conception d'éléments de structure en BRF.

2.6 DURABILITÉ DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

De nombreuses études ont été menées sur la durabilité des bétons renforcés de fibres d'acier [Hannant et Edgington, 1975]. En premier lieu, les fibres d'acier peuvent se corroder facilement notamment celles qui sont proches de la surface. Aufmuth et Coll [1974] ont déterminé que l'extension de la corrosion est fonction de la dimension de la fissure initiale. Si les fibres sont corrodées, leur diamètre est diminué et entraîne donc une diminution des propriétés mécaniques (résistance et ductilité) du composite

cimentaire. En raison de la corrosion, c'est surtout le mode de rupture qui change en passant de fibres arrachées à des fibres cassées.

Dans la réalité, peu de problèmes de durabilité ont été constatés pour des composites cimentaires renforcés de macrofibres d'acier exposés à des cycles de gel-dégel ou à des environnements sévères [Hoff, 1987]. Ishida et Coll [1985] ont pu montrer que les fibres d'acier pouvaient améliorer la résistance au gel des bétons légers, si l'interface fibre-matrice était bonne.

Les attaques par les acides, les sulfates et les réactions alcalis-granulats ne sont généralement pas aggravées par la présence des fibres, à moins qu'il y ait une réaction chimique entre les fibres et le béton.

2.7 Conclusion

En somme cette revue de documentation, a mis en évidence les différents types de fibres leurs propriétés physiques et mécaniques ainsi que leur contribution à l'amélioration des propriétés mécaniques des bétons renforcés de fibres. Cette revue de documentation qui n'est pas exhaustive, a aussi permis de présenter les mécanismes théoriques d'action des fibres dans le béton. Il est très important de garder à l'esprit que les mécanismes régissant le comportement du béton renforcé de fibres sont complexes et ne peuvent être modélisés sans avoir recours à un certain nombre d'hypothèses simplificatrices qui sont plus ou moins fidèles à la réalité.

Les bétons renforcés de fibres métalliques sont les plus utilisés car ils présentent une ductilité importante en raison de la force d'arrachement élevée des fibres; leurs

applications les plus courantes sont les dallages, les structures soumises à des chocs (séisme, impact) et les réparations en béton projeté.

Les bétons utilisés dans le cadre de ce projet sont renforcés de fibres métalliques. L'optimisation de leurs compositions a été réalisée au laboratoire de structure de l'École Polytechnique de Montréal.

CHAPITRE 3

OPTIMISATION DU DIMENSIONNEMENT DES PARAPETS PRÉFABRIQUÉS EN BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

3.1 INTRODUCTION

Les parapets préfabriqués permettent de réduire les délais de construction sur chantier et d'éliminer la fissuration précoce des éléments en place. De plus, l'utilisation d'éléments préfabriqués peu faciliter 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) pour 4 gammes de béton. Les matériaux à l'étude sont le béton de référence (BHP 50MPa) et 3 bétons renforcés de fibres (BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%). Ces parapets

dimensionnés doivent atteindre au minimum la capacité du parapet de référence coulé en place et répondent aux exigences du Code CSA-S6.

La première partie de ce chapitre présente le parapet de référence. La deuxième partie décrit les méthodes de conception des parapets selon les codes des ponts CSA-S6 et AASHTO. La troisième partie présente le logiciel utilisé dans l'analyse des parapets considérés. La quatrième partie décrit la modélisation du parapet. La dernière partie résume les résultats de l'optimisation des parapets préfabriqués ainsi que leur performance.

3.2 PARAPET DE RÉFÉRENCE

Le parapet de référence est de type fabriqué en chantier pour un niveau de performance 2 (catégorie PL-2) de type 201 du ministère des Transports du Québec [MTQ, 2003] conçu suivant le Code CSA-S6-06. Cette catégorie de parapet est utilisée couramment sur des ponts urbains où la circulation est de modérée à élevée. Les figures 3.1 et 3.2 montrent respectivement la géométrie et les détails des armatures du parapet de référence.

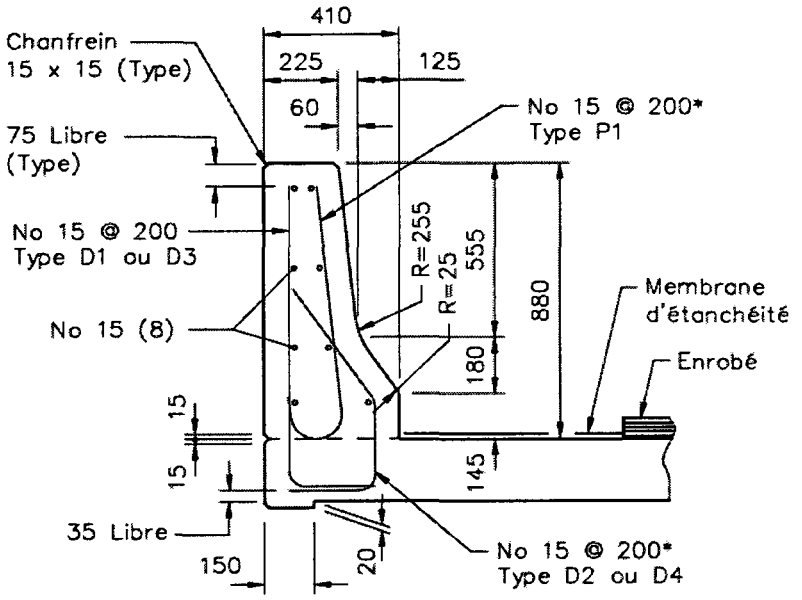


Figure 3. 1: Coupe transversale du parapet de référence de type 201 [MTQ]

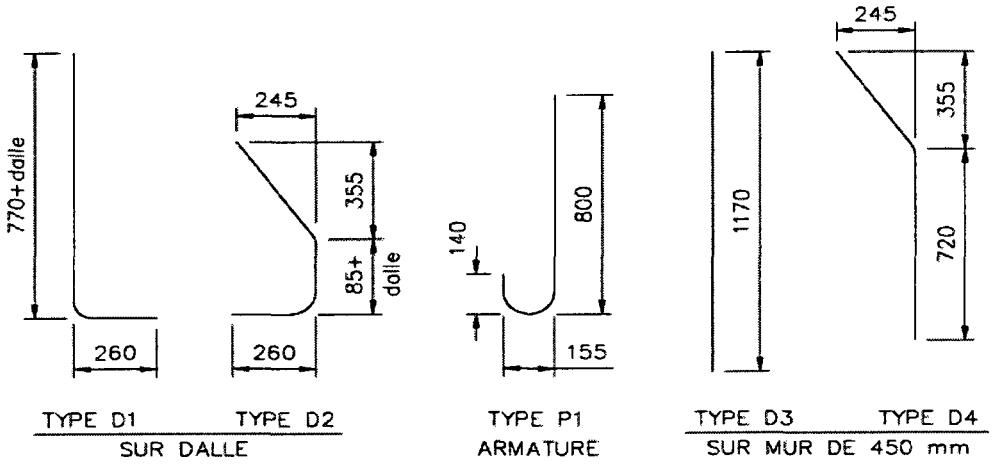


Figure 3. 2: Détails des armatures du parapet de référence de type 201 [MTQ]

3.3 CONCEPTION DES PARAPETS PRÉFABRIQUÉS

La présente section résume les exigences pour le dimensionnement des parapets préfabriqués pour deux réglementations différentes, soit le Code canadien CSA-S6-06 et le Code américain AASHTO [1989].

3.3.1 Code canadien CSA-S6-06 [CSA, 2006]

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 de sorties de route des véhicules. Le dispositif de retenue doit garder le véhicule sur le pont en le ramenant dans les voies de circulation 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 réduire les conséquences des sorties de route des véhicules soit déterminée par des essais d'impact.

3.3.1.1 Niveaux de performance

Le niveau de performance détermine le degré de tenue exigé d'un dispositif de retenue pour réduire les conséquences d'une sortie de route d'un véhicule, conformément à la description établie par les essais d'impact. Les exigences relatives aux dispositifs de retenue peuvent varier d'un site à un autre et sont basées sur la fréquence de circulation des véhicules et les conséquences de l'impact. Le code distingue les trois niveaux de performance suivants pour le 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].

Tout autre niveau de performance que les niveaux 1, 2 ou 3 est appelé niveau de performance de remplacement [article 12.4.3.2.2 du code CSA-S6-06] et doit être approuvé par les pouvoirs de réglementation pour les ponts.

3.3.1.2 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 à 12.7] du code CSA-S6-06 selon la vitesse des véhicules, le dégagement du dispositif de retenue, le pourcentage de véhicules lourds et l'indice d'exposition du dispositif de retenue.

3.3.1.3 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 10000 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 (3.1).

$$B_e = \frac{(DJMA_1)k_h k_c k_g k_s}{1000} \tag{3.1}$$

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 [Tableaux 12.1 à 12.4].

3.3.1.4 Les hauteurs des parapets

Les hauteurs requises des dispositifs de retenue doivent être conformes aux valeurs données au tableau 3.1.

Tableau 3. 1: Hauteur minimale des dispositifs de retenue [CSA-S6-06, Tab. 12.8]

	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
Piétons	—	—	—	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.

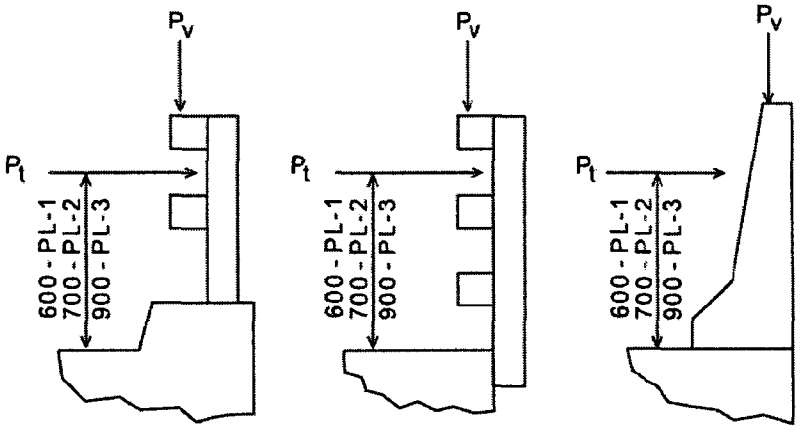
† Dans le cas d'autoroutes et de routes rurales à grande circulation à vitesse élevée, on doit envisager d'élever la hauteur du dispositif de retenue jusqu'à 1,37 *m*.

3.3.1.5 Les 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 obtenus, 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 [CSA-S6-06, article 3.8.8.1] du code et appliquées conformément à la figure 3.3 [Buth and McDevitt, 1989; AASHTO, 1994b].

Pour le dimensionnement, on doit utiliser les charges transversales, longitudinales et verticales indiquées au tableau 3.2, 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 3. 3: Surcharges imposées par les véhicules aux dispositifs de retenue pour véhicule [CSA-S6-06, article 12.4.3.5]

Tableau 3. 2: Surcharges sur les dispositifs de retenue [CSA-S6-06, Tab. 3.6]

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 de 100 kN doit être appliquée sur une longueur de dispositif de retenue équivalente à 1050 mm. La surcharge longitudinale P_l de 30 kN doit être appliquée au même endroit et sur la même longueur 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.

3.3.2 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges [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 montré à la figure 3.4 et au tableau 3.3.

Le tableau 3.3 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 niveaux de performance PL-4, PL-4T.

Le troisième groupe de charges F_{TH}, F_{TL}, F_{TV} est appliqué en haut du parapet et représente l'impact du réservoir d'une remorque (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 tel que montré à la figure 3.4 et au tableau 3.3

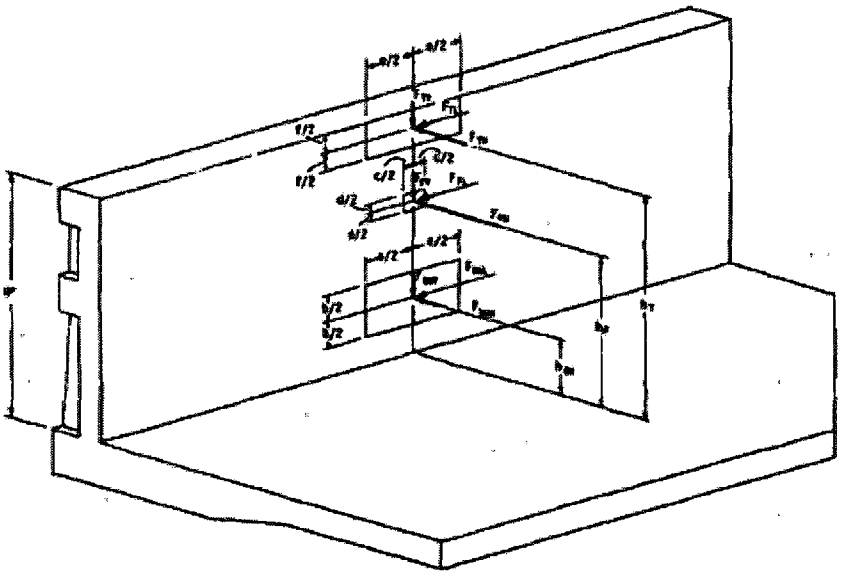


Figure 3. 4 : Dispositifs de retenue, géométrie et chargement [AASHTO, 1989]

Pour les parapets de type PL-2, les valeurs des charges à considérer sont : les charges transversale F_{BWH} = 350 kN, longitudinale F_{BWL} =100 kN et verticale F_{BWV} = 60 kN. Ces charges sont appliquées simultanément et uniformément sur une aire de hauteur 350

mm et de largeur 700 mm. Le centre d'application des charges se situe entre 430 et 700 mm de la base du parapet.

Tableau 3. 3: Informations de conception de dispositif de retenue selon le niveau de performance [AASHTO, 1989]

Quantity Designations		Bridge Railing Loads and Load Distribution and Location — Railing Performance Level				
		PL-1	PL-2	PL-3	Optional PL-4	Optional PL-4T
Group I* Loads (Body and Wheels)	F_{BWT}	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_{TH}	—	—	—	240 Kips	200 Kips
	F_{TL}	—	—	—	±60 Kips	±50 Kips
	F_{TV}	—	—	—	−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_P	—	—	—	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_{BWA}	12" (min)	12" (min)	12" (min)	12" (min)	12" (min)
	H_P	—	—	—	54" (min)	54" (min)
	H_{PA}	—	—	—	6" (min)	6" (min)
	H_T	—	—	—	—	78" (min)
	H_{TA}	—	—	—	—	8" (min)

3.3.3 Charge de dimensionnement

Pour le dimensionnement du parapet PL-2, il a été décidé de ne considérer que la charge transversale qui constitue le chargement critique. La charge maximale du code canadien des ponts multipliée par le coefficient de majoration dynamique (1.7) est de 170 kN, tandis que le code AASHTO suggère une charge maximale de 350 kN. La charge maximale choisie a donc été de 350 kN.

3.4 LOGICIEL ATENA

Le logiciel ATENA a été utilisé pour reproduire le comportement des parapets préfabriqués sous des sollicitations statiques. Ce logiciel permet de réaliser des analyses non linéaires 2D et 3D par la méthode des éléments finis. La version 3.3.2 3D du logiciel a été utilisée.

Le type de matériau choisit dans ATENA pour définir notre béton est 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. Ce modèle permet de reproduire le comportement d'un matériau écrouissant-adoucissant comme le BFUP d'une part et d'autre part ce modèle utilise les lois constitutives définies par l'utilisateur comme la courbe contrainte-déformation en traction (figure 3.5).

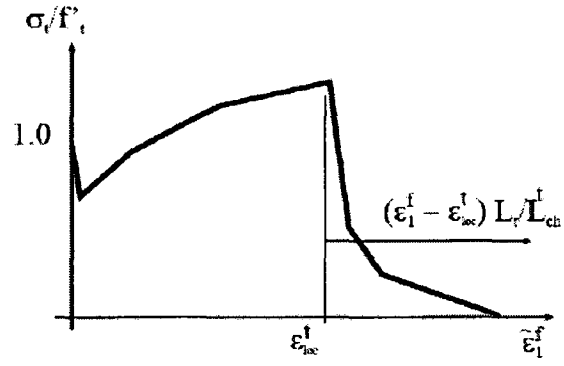


Figure 3. 5: Exemple d'une loi constitutive en traction définie par l'utilisateur du matériau CC3DNonlinCementitious2User [Červenka, 2005]

Dans la figure 3.5, L_t est une longueur de référence pour tenir compte de la taille du maillage; ce paramètre est calculé automatiquement par le logiciel et a 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]. L_{ch}^t représente la taille où le diagramme de traction est valide. En général, ils correspondent à la base de mesure des capteurs lors des essais de traction utilisés pour déterminer les valeurs de déformation. ε_{loc}^t représente la valeur de la déformation où il y a localisation de la fissuration. Lorsque la déformation de localisation est atteinte, le diagramme entre généralement dans la phase adoucissante [Červenka, 2005]. La valeur de la déformation pour calculer la résistance en traction est calculée en se basant sur certaines hypothèses [Červenka, 2005]. ε_1^f est la déformation calculée du tenseur de déformation aux points d'intégration de l'élément fini.

3.5 DIMENSIONNEMENT DES PARAPETS PRÉFABRIQUÉS

3.5.1 Modèle d'éléments finis

3.5.1.1 Forme globale et armature

Les dimensions de la section du parapet préfabriqué sont les mêmes que celles du parapet de référence de type 201 (MTQ). La longueur du parapet considérée est de 2 mètres et la dalle de pont 250 mm d'épaisseur.

La figure 3.6 montre la forme globale du parapet BO 35MPa fabriqué en chantier avec les détails des armatures. Au niveau du parapet on a des barres longitudinales et des cadres verticaux espacés à 200 mm. Ces cadres verticaux qui continuent dans la dalle de pont sont refermés à la base et assurent le transfert des efforts entre le parapet et la dalle (en BO 35MPa). L'armature de la dalle de pont est conforme aux prescriptions du manuel de conception des structures [MTQ 2003, article 8.2.3.3]. En effet, on a deux lits d'armatures chacun constitué d'armatures longitudinales espacées à 200 mm et d'armatures transversales espacées à 150 mm.

La figure 3.7 présente le parapet préfabriqué BHP 50MPa avec son armature et son système d'ancrage. Le système d'ancrage est composé de plaques, manchons, barres de précontrainte situées à 1.5 m de distance. Les cadres verticaux sont espacés de 200 mm au centre du parapet et placés à 50 mm de part et d'autre des manchons. Les cadres sont refermés à la base du parapet et ne traversent pas la dalle. La liaison parapet-dalle est assurée par les barres de précontrainte vissées dans un manchon dans le parapet et ancrées avec une plaque et écrou sous la base. Cet aspect sera décrit plus en détail à la section 3.5.1.4.

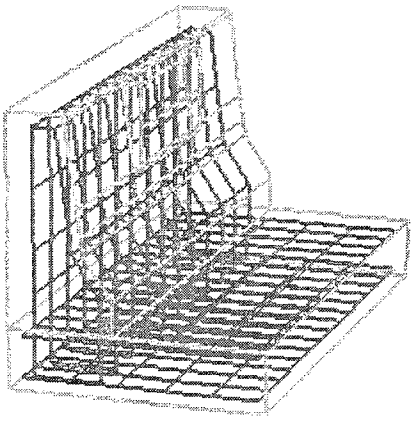


Figure 3. 6: Forme globale et armatures du parapet en BO 35MPa fabriqué en chantier

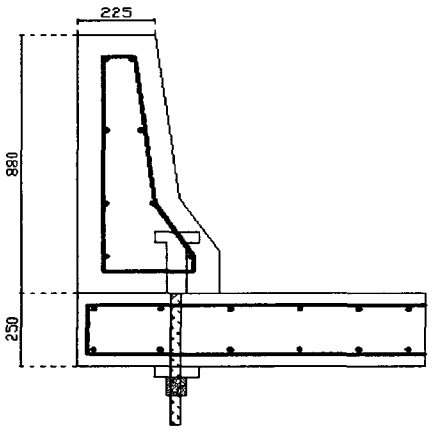


Figure 3. 7: Forme globale et armatures du parapet en BHP 50MPa préfabriqué

3.5.1.2 Maillage

Des éléments 3D de type solides tétraèdres du second degré (figure 3.8) ont été utilisés pour créer les modèles. Il s'agit d'un élément isoparamétrique avec une intégration de

type Gauss. Ces éléments ont été utilisés pour modéliser le béton, les manchons et les barres de précontraintes. Des éléments de type barre ont été choisis pour modéliser les armatures conventionnelles.

La figure 3.9 montre le maillage du parapet de référence et de la dalle de pont. La dimension maximale de l'élément utilisé est de 0.20 m, mais un raffinement a été appliqué sur la face avant et autour du point d'application de la charge sur le parapet. De plus, la compatibilité du maillage entre les macroéléments voisins est imposée.

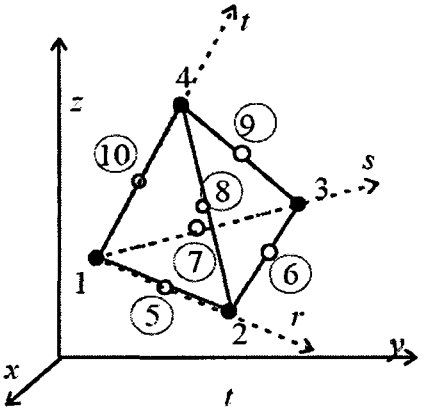


Figure 3. 8: Géométrie d'élément 3D solide de tétraèdre [Červenka, 2005]

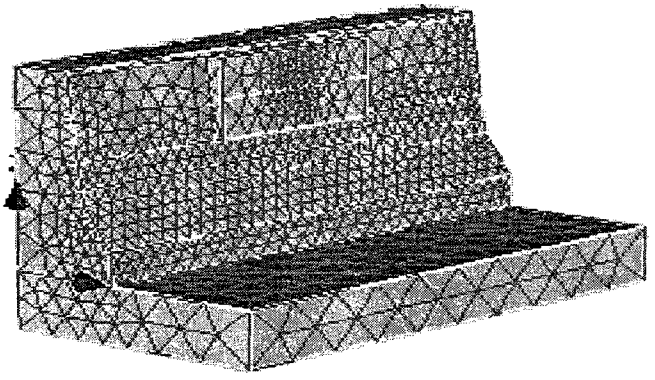


Figure 3. 9: Maillage du parapet et de la dalle de pont

3.5.1.3 Contacts

Des contacts sont générés automatiquement entre les différents macroéléments du maillage, qui sont, par défaut, des contacts parfaits.

Afin de reproduire les conditions réelles du chantier du parapet coulé en place (figure 3.10), une interface a été créée entre le parapet et la dalle de pont. L'interface représente le joint froid entre le parapet et la dalle de pont du fait que les deux éléments ne sont pas coulés en même temps.

Dans le cas du parapet préfabriqué (figure 3.11), la surface de contact est une interface faible et représente la friction entre le parapet et la dalle. Le contact est parfait entre le système d'ancrage (car noyé dans le béton) et le parapet. Afin d'appliquer la charge sur une surface de dimensions prescrites par le code AASHTO [1989], une plaque de contact parfait a été introduite dans le modèle. On a supprimé le contact entre la dalle de pont et la plaque du système d'ancrage à sa base afin de transférer intégralement la force de précontrainte appliquée à la barre de précontrainte. On a créé un contact de friction

entre la barre de précontrainte et la dalle de pont. Le diamètre du trou de la dalle est égal au diamètre de la barre de précontrainte.

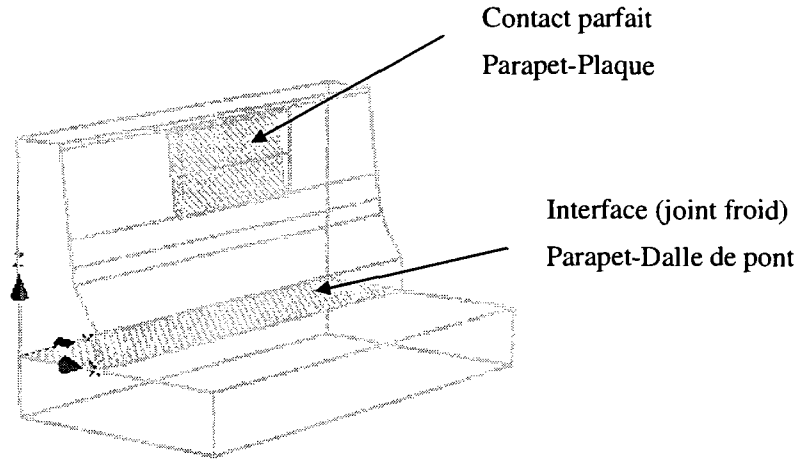


Figure 3. 10: Contacts du parapet fabriqué en chantier

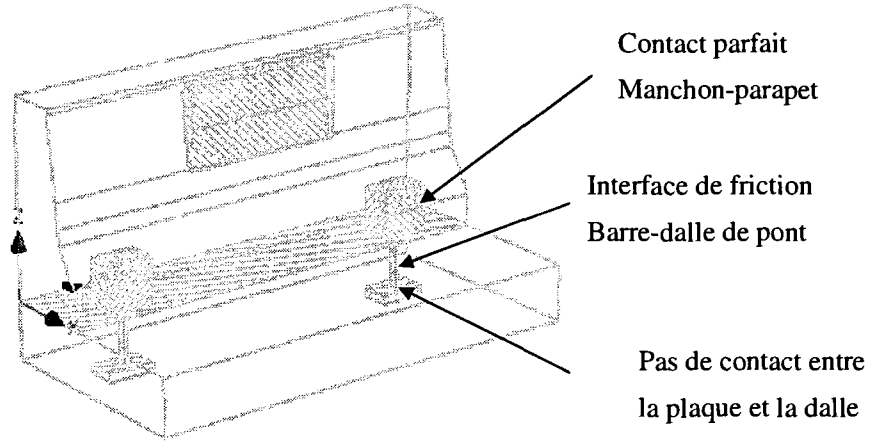


Figure 3. 11: Contacts du parapet préfabriqué

3.5.1.4 Dimensionnement de l'ancrage mécanique

Pour assurer la fixation du parapet préfabriqué à la dalle de pont, un système d'ancrage mécanique a été conçu. Une plaque d'acier soudée à un manchon est noyé dans le parapet. Une barre de précontrainte traversant la dalle est vissée dans le manchon (figure 3.12). Pour le parapet de 2 mètres, 2 ancrages mécaniques sont placés à une distance de 1.5 m (figure 3.13). La distance a été fixée sur la base des travaux de Braike [2006].

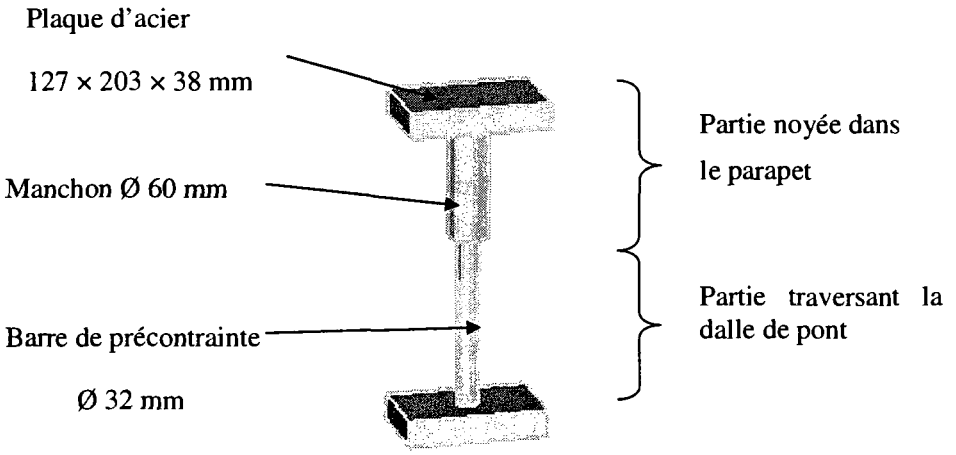


Figure 3. 12: Système d'ancrage mécanique

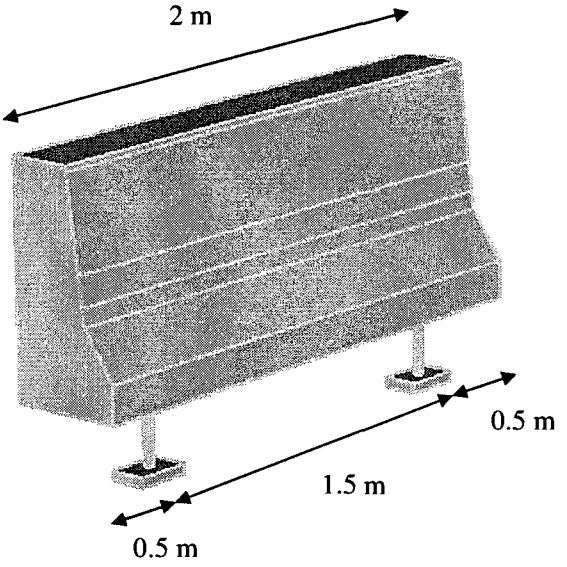


Figure 3. 13: Espacement du système d'ancrage mécanique

3.5.2 Conditions limites

Afin de reproduire les conditions limites d'un parapet préfabriqué sur un tablier de pont, les barres de précontrainte sont d'abord mises sous une tension de 240 kN. Les trois côtés de la dalle du pont sont fixés dans les trois directions pour représenter la continuité de la structure (figure 3.14).

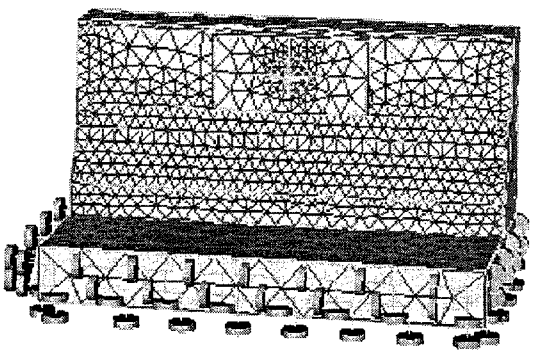


Figure 3. 14: Fixation des trois côtés de la dalle de pont

3.5.3 Cas de chargement

Les charges longitudinale et verticale imposées par AASHTO [1989] sont relativement faibles et n'affectent pas considérablement la réponse structurale du parapet [Braike, 20006]. Donc, pour simplifier la comparaison, seulement la charge transversale uniforme a été utilisée comme cas de chargement (perpendiculaire au plan du parapet). Cette charge est la plus critique pour la conception du parapet.

La charge transversale a été appliquée en déplacement contrôlé pour mesurer les efforts générés dans les ancrages et dans le parapet. Ce chargement est appliqué uniformément au centre du parapet à l'aide d'une plaque d'acier sur une surface de 700 × 350 mm à une hauteur de 680 mm de la base du parapet selon les prescriptions de l'AASHTO [1989] (figure 3.15).

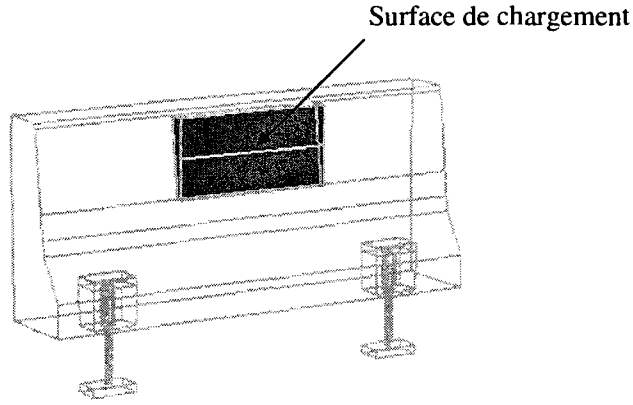


Figure 3. 15: Chargement du parapet

3.5.4 Méthode de résolution

La méthode de résolution nonlinéaire de *Newton-Raphson* a été utiliée. 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, la méthode complète *Newton-Raphson* a été utilisée en actualisant la matrice de rigidité tangente à chaque itération (figure 3.16). Pour l'ajustement automatique de la vitesse d'analyse selon la nonlinéarité de la réponse, la méthode *Newton-Raphson* est améliorée par la méthode de *Line Search*.

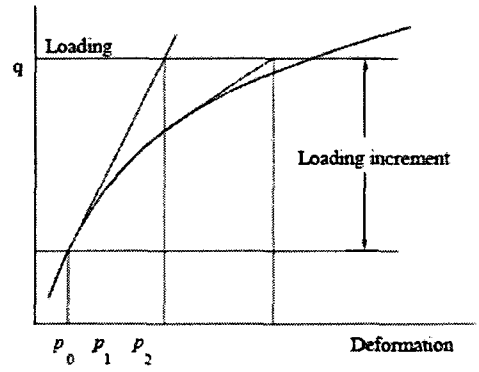


Figure 3. 16: Méthode Newton-Raphson complète avec incrément de charge [Červenka, 2005]

3.5.5 Matériaux utilisés

Le tableau 3.4 montre les données utilisées pour la modélisation des classes de béton dans le modèle. Pour le BHP 50MPa, le BRF 50MPa-1% et le BRF 120MPa-4%, les propriétés suivantes des bétons ont été introduites : $f_c^{'}$, f_t, L_{ch}, ν et E. La loi de comportement en traction (contrainte-déformation) obtenue des essais de traction directe [Beaurivage, 2008] a aussi été introduite. Enfin pour le BRF 70MPa-1.5% la loi de comportement en traction est obtenue du calcul inverse réalisé sur les essais de flexion

sur dalles circulaires. Toutes les autres données ont été prises par défaut dans le logiciel. Les courbes contrainte-déformation post-pic en traction pour les quatre types de béton étudiés (BHP 50MPa, BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%) sont illustrées à la figure 3.17.

Pour les boulons d'ancrage du parapet, on a utilisé le matériau *3D Bilinear Steel Von Mises* avec un module élastique de 210 000 MPa , un coefficient de Poisson de 0.3, une limite élastique de 848 MPa et un module d'écrouissage de 230 MPa. 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. Enfin, pour la plaque d'application de charge on a utilisé un matériau élastique avec un module élastique de 210 000 MPa et un coefficient de Poisson de 0.3.

Tableau 3. 4: Identification et propriétés des classes de béton à l'étude

Propriété	BO 35MPa (1)	BHP 50MPa (2)	BRF 50MPa 1% (2)	BRF 70MPa 1.5% (2)	BRF 120MPa 4% (2)
E (MPa)	26600	29698	27390	35897	33590
Résistance à la traction f_t (MPa)	2.5	3.0	2.5	3.2	5.7
Résistance à la compression $f_c^{'}$ (MPa)	35	54.8	42.6	70.8	123.8
Coefficient de Poisson ν	0.20	0.22	0.24	0.25	0.20
Taille caractéristique en traction L_{ch}^{t} (mm)	s/o	s/o	70	70	90
Déformation de la localisation	0	0	0	0	0.001

(1) Propriétés spécifiées

(2) Propriétés mesurées expérimentalement

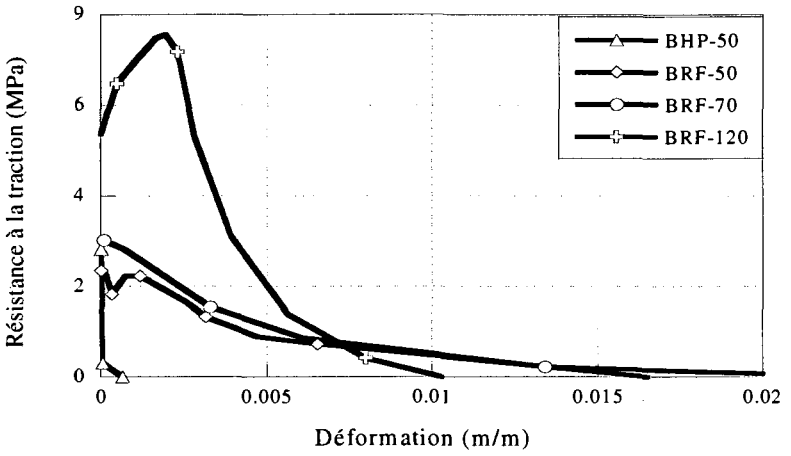


Figure 3. 17: Courbe contrainte-déformation post-pic en traction des classes de béton à l'étude

3.6 RÉSULTATS DE L'OPTIMISATION DES PARAPETS

L'optimisation a consisté à enlever progressivement les armatures conventionnelles et à réduire l'épaisseur des parapets préfabriqués pour atteindre la performance du parapet fabriqué en chantier (BO 35MPa). Les sections suivantes présentent les résultats de l'optimisation du dimensionnement obtenu.

3.6.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa

Les dimensions optimisées du parapet en BHP 50MPa sont illustrée à la figure 3.18. Le dimensionnement du parapet en BHP 50MPa est le même que celui du parapet fabriqué en chantier sauf que les cadres verticaux pénétrant dans la dalle de pont ont été remplacés par des manchons distants de 1.5m. Le ferraillage du parapet en BHP 50MPa comprend 11 cadre fermés avec un espacement de 200 mm centre à centre. La disposition des cadres a été faite de sorte que les ancrages se trouvent entre deux cadres.

L'enrobage moyen du béton autour des cadres est de 75 mm. Ces cadres ont pour fonction de reprendre les efforts et permettre une meilleure redistribution vers les zones d'ancrage. Le ferraillage comprend également 8 barres longitudinales.

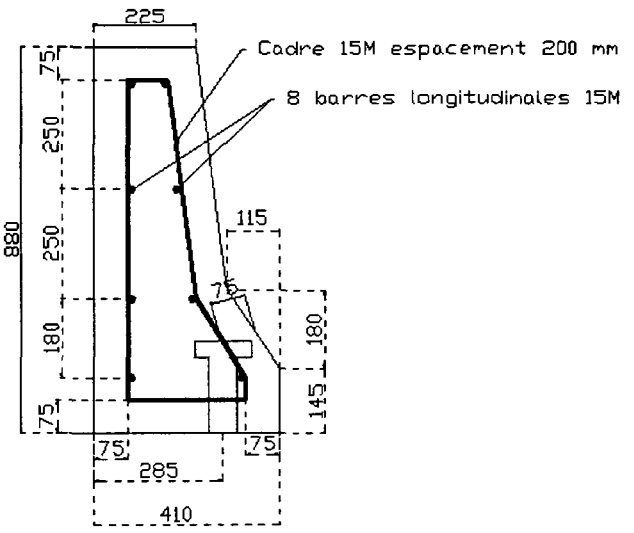


Figure 3. 18: Dimension du parapet en BHP 50MPa

3.6.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1%

Le dimensionnement optimisé du parapet en BRF 50MPa-1% est donné à la figure 3.19. Il n'a pas été possible de réduire l'épaisseur de la section, cependant l'armature conventionnelle a été limitée uniquement à 4 cadres, 2 de part et d'autre des ancrages, pour permettre une meilleure redistribution des efforts dans cette zone, et à 3 barres longitudinales servant essentiellement à maintenir les cadres dans le coffrage. Ces cadres sont disposés à 50 mm de part et d'autre de l'ancrage et l'enrobage moyen du béton autour des cadres est de 75 mm.

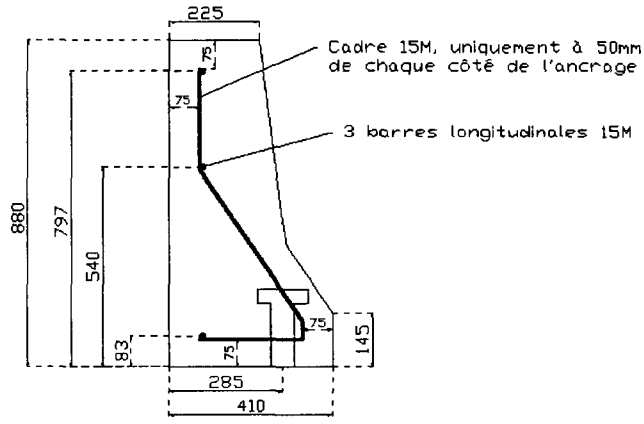


Figure 3. 19: Dimension du parapet en BRF 50MPa-1%

Pour étudier l'apport des armatures dans ce parapet, il a été décidé de fabriquer et tester le parapet sans armature (non armé).

3.6.3 Parapet préfabriqué en BRF-70MPa-1.5%

Le dimensionnement optimisé du parapet en BRF 70MPa-1.5% est illustré à la figure 3.20. Le ferraillage est similaire à celui du BRF 50MPa-1% avec 4 cadres verticaux et 3 barres longitudinales pour les maintenir en place. Cependant, on a pu réduire l'épaisseur de la section dans sa partie supérieure de 225 à 160 mm alors que l'enrobage du béton autour des cadres a été diminué de 75 mm à 60 mm.

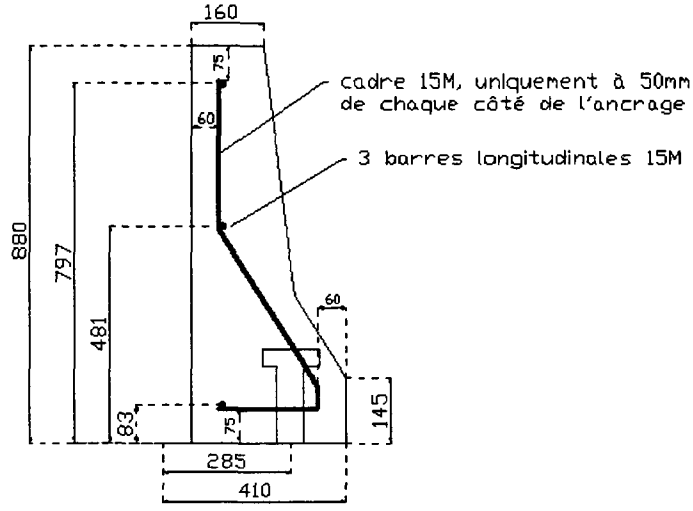


Figure 3. 20: Dimension du parapet en BRF 70MPa-1.5%

Pour étudier l'apport des armatures dans ce parapet, il a été décidé de fabriquer et tester le parapet sans armature (non armé).

3.6.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4%

Étant donné les propriétés remarquables du BRF 120MPa-4%, à savoir sa bonne résistance et sa ductilité en traction, l'optimisation du dimensionnement a permis de retirer toutes les armatures et de réduire l'épaisseur de la section dans sa partie supérieure de 225 à 95 mm (figure 3.21). On a ajouté à l'arrière du parapet un pied de 145 mm de hauteur et de 65 mm d'épaisseur dans le but de limiter les forces à reprendre par la dalle de pont lors d'un impact de véhicule. Sans ce pied, en cas d'un fort impact, la rupture interviendrait dans la dalle de pont au lieu du parapet, or cette situation n'est pas envisageable pour préserver l'intégrité structurale du pont.

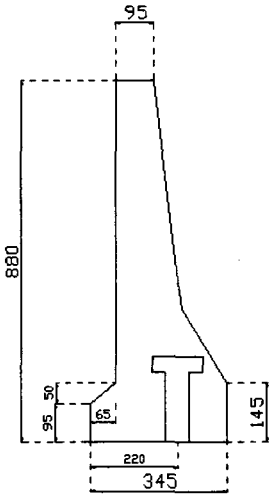


Figure 3. 21: Dimensionnement du parapet en BFUP 120-4%

3.6.5 Comportement statique des parapets

La figure 3.22 montre le comportement du parapet de référence (BO 35MPa) et des parapets préfabriqués en BHP 50MPa et en BRF 50, 70 et 120MPa. On constate que la résistance des parapets préfabriqués (varie de 330 à 410 kN) et est supérieure à celle obtenue du parapet de référence qui est de 300 kN. La rigidité initiale du parapet de référence est plus grande que celles des parapets préfabriqués à cause de la continuité entre le parapet de référence et la dalle de pont. À la charge maximale, le déplacement au centre du parapet de référence est le moins élevé alors que le déplacement le plus élevé est pour le parapet en BRF-120MPa.

La rupture du parapet de référence de même que celle des parapets en BRF 70 et 120MPa (figure 3.26 et 3.27) survient en flexion (figure 3.23) au niveau du changement de la section intérieure. Quant aux parapets préfabriqués en BHP 50MPa et BRF 50MPa-1% la rupture se produit par flexion-cisaillement au niveau de la zone d'ancrage

(figure 3.24 et 3.25). Le plan principal de rupture est représenté en pointillé dans les différents cas. La figure 3.28 montre la déformée du parapet en BRF 50MPa-1% après le chargement (déformation amplifiée pour observation).

Pour tous les cas analysés, on note des fissures verticales de flexions au centre de la face arrière du parapet. Ces fissures sont plus fines pour les parapets en BRF et presque invisibles pour le BRF 120MPa-4% ayant le plus fort dosage en fibres.

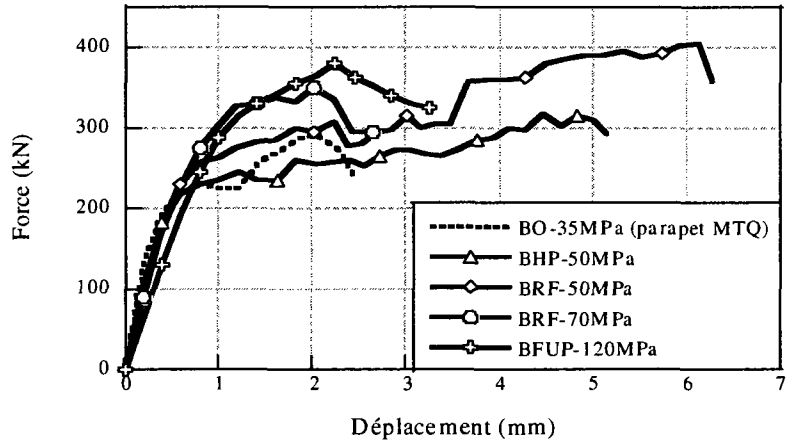


Figure 3. 22: Comportement du parapet MTQ et des parapets préfabriqués

Plan de rupture

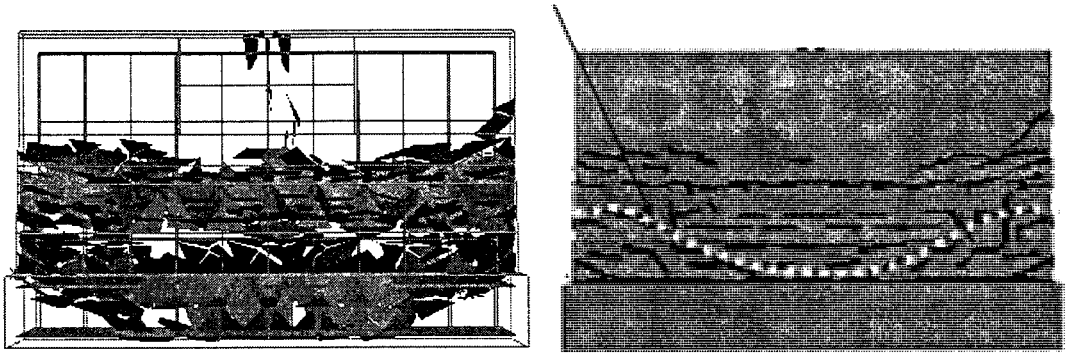


Figure 3. 23: Fissuration du parapet de référence en BO 35MPa

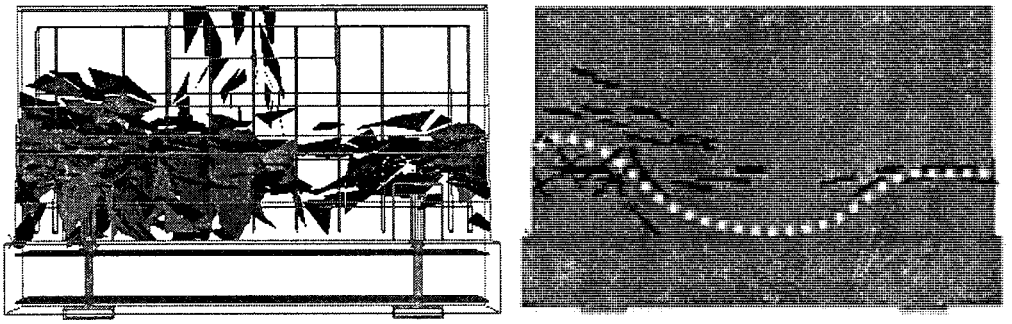


Figure 3. 24: Fissuration du parapet en BHP 50MPa

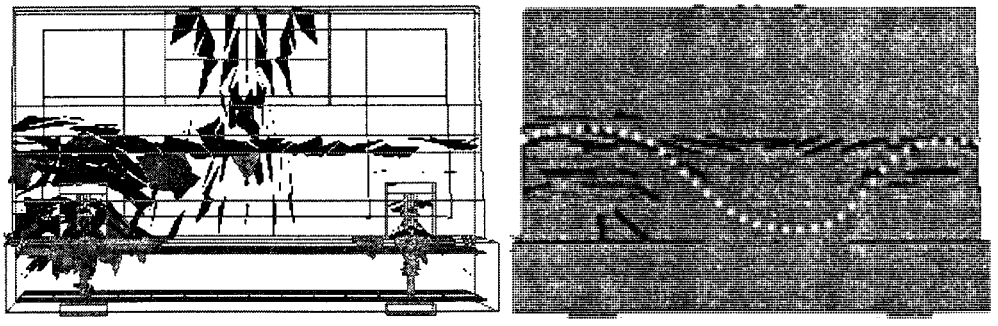


Figure 3. 25: Fissuration du parapet en BRF 50MPa-1%

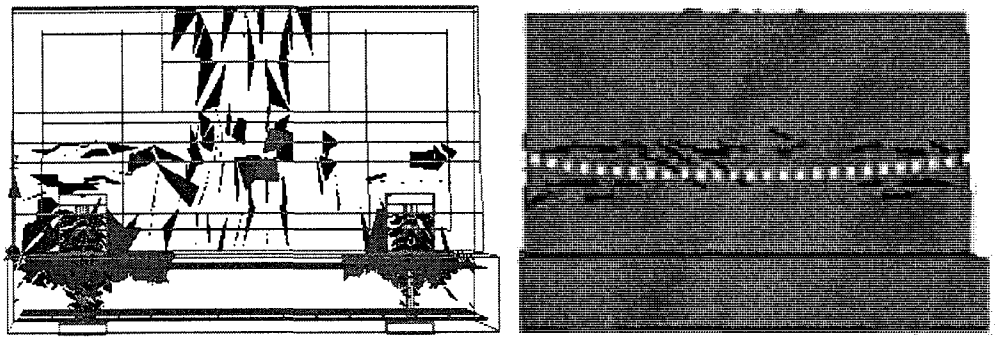


Figure 3. 26: Fissuration du parapet en BRF 70MPa-1.5%

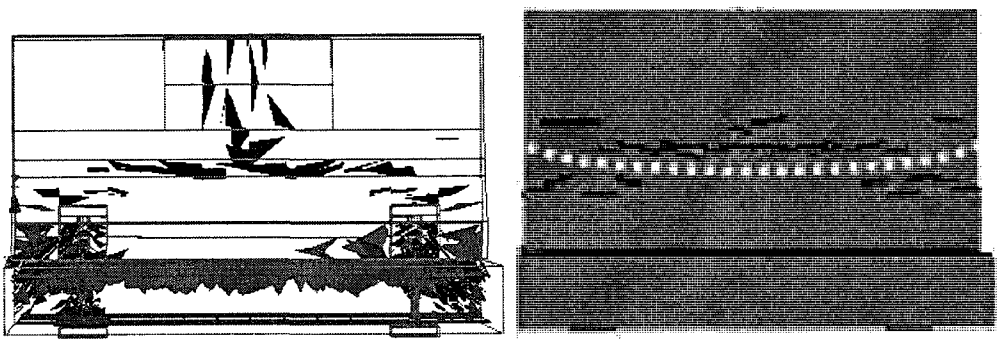


Figure 3. 27: Fissuration du parapet en BRF 120MPa-4%

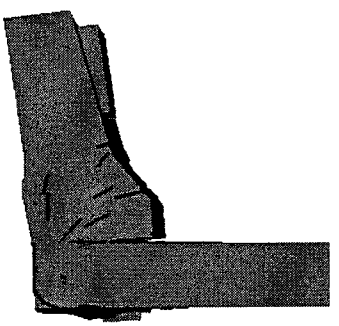


Figure 3. 28: Déformée du parapet en BRF 50MPa-1%

CHAPITRE 4

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 INTRODUCTION

Le programme expérimental de la présente étude comprend deux séries d'essais sur des parapets préfabriqués de type PL-2 grandeur réelle. Une première série d'essais statiques a été réalisée sur les quatre types de parapets BHP 50MPa, BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%. Ces essais avaient pour but d'évaluer le comportement statique des parapets en béton armé à haute performance et en bétons renforcés de fibres partiellement armés ou non. La deuxième série d'essais comprenait des essais dynamiques qui avaient pour objectif d'évaluer le comportement des parapets lors d'impacts de véhicules. Chaque essai dynamique a été suivi d'un essai statique afin de déterminer la résistance résiduelle du parapet ayant subi un impact.

Ce chapitre traite principalement de la fabrication des 16 parapets préfabriqués, de la caractérisation des matériaux, de l'instrumentation utilisée pour les mesures des déplacements des parapets et des déformations des armatures ainsi que des procédures d'essais de chargement statique et dynamique.

4.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX UTILISÉS

4.2.1 Composition des bétons

Les parapets ont été fabriqués avec 4 types de béton dont la composition est donnée dans le tableau 4.1. L'appellation des bétons fournit des informations sur la résistance à la compression et le dosage volumique en fibres métalliques, BRF 50MPa-1% indique ainsi une résistance à la compression nominale de 50 MPa et un dosage de 1% en fibres. Le BHP 50MPa constitue le matériau de référence.

La formulation des différents types de béton a été préparée au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Le BRF 50MPa-1% et le BRF 70MPa-1.5% sont des mélanges dont le squelette granulaire a été optimisé à l'aide de la méthode Baron-Lesage. En effet, on commence par optimiser le rapport Sable-Granulat (S/G) et on ajoute par la suite les quantités de ciments et de superplastifiant afin d'obtenir un béton maniable et homogène. Le BRF 120MPa-4% a été mis au point par Braike [2006] sur la base des travaux de Rossi et al. [2002]. Ce béton possède un comportement écrouissant et adoucissant en traction et une énergie de rupture élevée. Tous ces bétons sont autoplaçants et par conséquent permettent une mise en place aisée.

4.2.2 Propriétés mécaniques des bétons

La résistance à la compression et le module élastique des bétons ont été évalués avec des cylindres de 100 mm de diamètre selon les normes ASTM C109 et ASTM C469 [ASTM, 2008] respectivement. La résistance à la traction et la courbe contrainte-ouverture de fissure ($\sigma - w$) ont été déterminées par calcul inverse à partir d'un essai de flexion sur dalles circulaires de 800 mm de diamètre selon la norme ASTM C1550 [ASTM, 2008]. La méthode de calcul inverse utilisée a été décrite récemment par Nour et al. [2007]. Les spécimens de caractérisation ont subi une cure humide de 7 jours et une cure à l'air de 21 jours avant la réalisation des essais de caractérisation à 28 jours.

Le tableau 4.2 présente les caractéristiques mécaniques des différents bétons et l'analyse de ces résultats permet de constater que l'appellation des bétons est conforme aux propriétés mesurées pour la résistance à la compression. On constate une amélioration de la résistance à la traction avec une augmentation du dosage en fibres.

Tableau 4. 1: Composition des bétons à l'étude

Constituants	BHP 50MPa	BRF 50MPa 1%	BRF 70MPa 1.5%	BRF 120MPa 4%
Ciment (kg/m^3)	506	506	575	1007
Fumée de silice (kg/m^3)	44	44	50	252
Eau (kg/m^3)	233	232	212	252
Sable (kg/m^3)	822	807	842	604
Pierre (kg/m^3)	685	673	601	0
Superplastifiant (L/m^3)	5.5	6.1	12.1	42
Fibres-Longueur (mm)	-	35	30	10
Fibres- Dosage (%)	-	1.0	1.5	4.0
Rapport E/L (-)	0.43	0.43	0.35	0.20
Rapport S/G (-)	1.2	1.2	1.4	-

Tableau 4. 2: Caractéristiques mécaniques des bétons à l'étude

Propriétés	BHP 50MPa	BRF 50MPa 1%	BRF 70MPa 1.5%	BRF 120MPa 4%
f_c (MPa)	54.8	42.6	70.8	123.8
E_c (GPa)	29.7	27.4	35.9	33.6
f_t (MPa)	3.0	2.5	3.2	5.7
ν	0.202	0.24	0.25	0.20

4.2.3 Propriétés mécaniques des armatures

L'armature en acier utilisée pour le ferraillage des parapets est une armature crénelée conventionnelle ayant une limite élastique d'environ 400 MPa et une résistance ultime de l'ordre de 600 MPa. Pour le projet, uniquement des barres N° 15 ont été utilisées.

4.2.4 Propriétés mécaniques des barres de précontrainte

Les barres de précontrainte utilisées sont de type haute résistance avec une limite élastique d'environ 848 MPa et une résistance ultime de l'ordre de 1070 MPa. Ces barres sont vissées manuellement dans le manchon qui est noyé dans le parapet. Les barres de précontrainte sont ensuite mises en tension à l'aide d'un vérin manuel (tension de 240 kN).

4.3 Fabrication des parapets préfabriqués

Les parapets ont été fabriqués à l'usine de Béton Brunet. Au total 16 parapets ont été coulés : 4 en BHP-50MPa armés (figure 3.18), 4 en BRF 50MPa-1% (figure 3.19) dont 2 armés et 2 non armés, 4 en BRF 70MPa-1.5% (figure 3.20) dont 2 armés et 2 non armés, 4 en BRF-120MPa-4% (figure 3.21) dont 2 armés et 2 non armés. Les parapets préfabriqués ont tous une longueur de 2 m et une hauteur de 0.88 m.

On été fabriquées également 16 dalles de protection avec du béton ordinaire et légèrement armé avec un treillis soudé (figure 4.1), d'une largeur de 500 mm. Ces dalles ont été placées entre le parapet et la dalle d'essai. Une dalle de retenue a été fabriquée pour empêcher un glissement éventuel de la dalle de protection pendant les essais (figure 4.6).

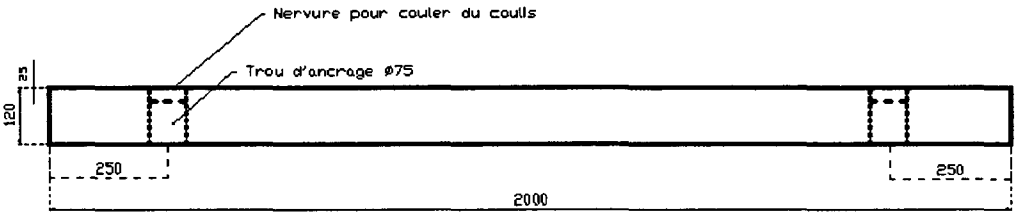
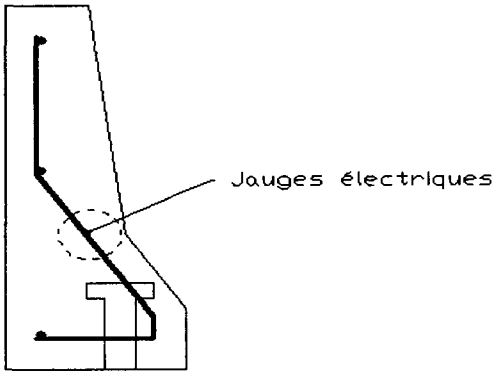


Figure 4. 1: Plan de la dalle de protection

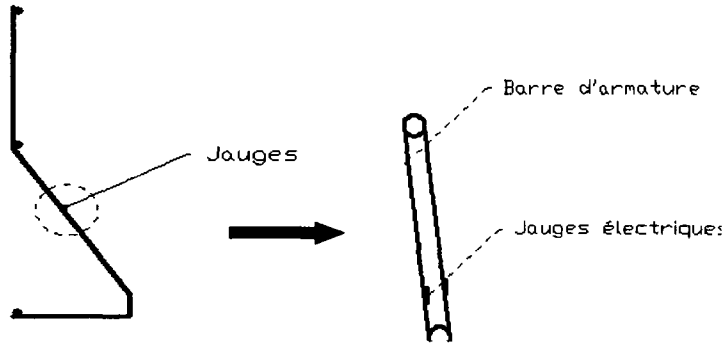
4.4 INSTRUMENTATION

4.4.1 Instrumentation sur les armatures

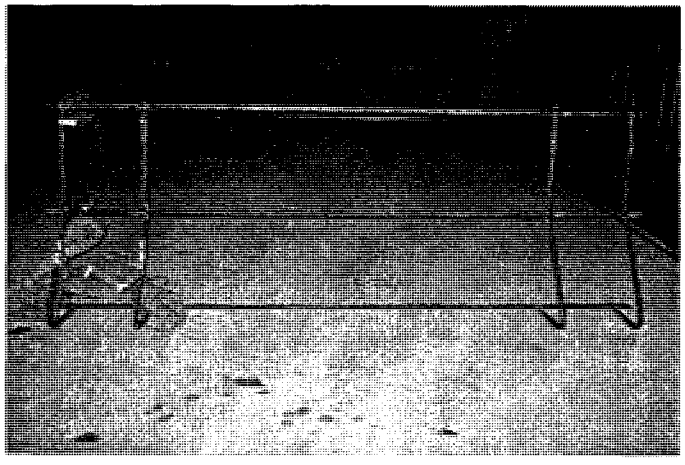
La figure 4.2 montre la position des jauges électriques installées sur les armatures. Ces jauges ont été installées sur les cadres situés de part et d'autre de l'ancrage au niveau du changement de section du parapet. Il est à noter que l'instrumentation a été installée dans une seule zone d'ancrage en supposant que les deux zones d'ancrage seraient sollicitées de la même manière (chargement symétrique). Les jauges ont été collées par paires sur chaque cadre, donc un total de 4 jauges électriques ont été utilisées par parapet.



(a) position des jauges électriques



(b) agrandissement



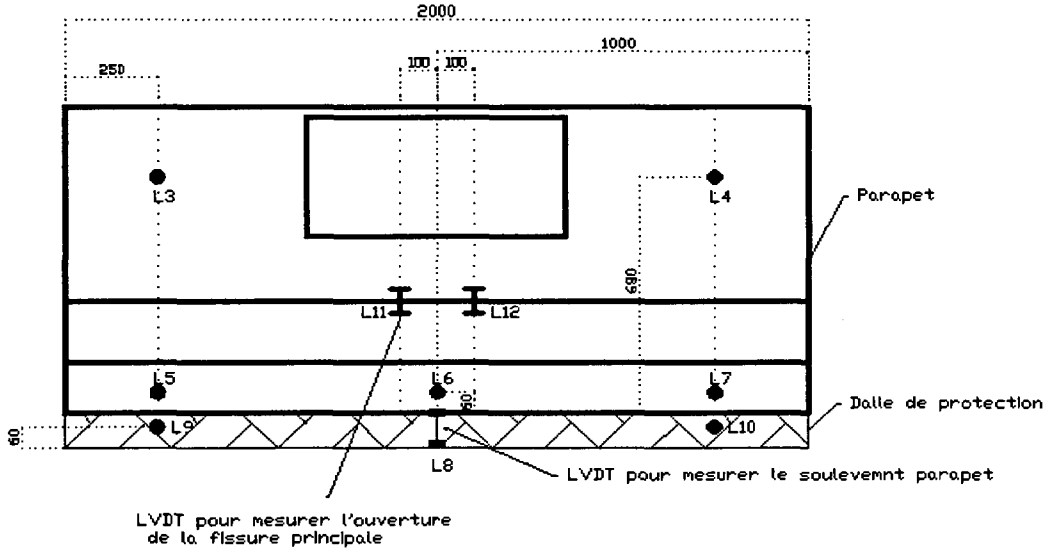
(c) photo

Figure 4. 2: Instrumentation des cadres

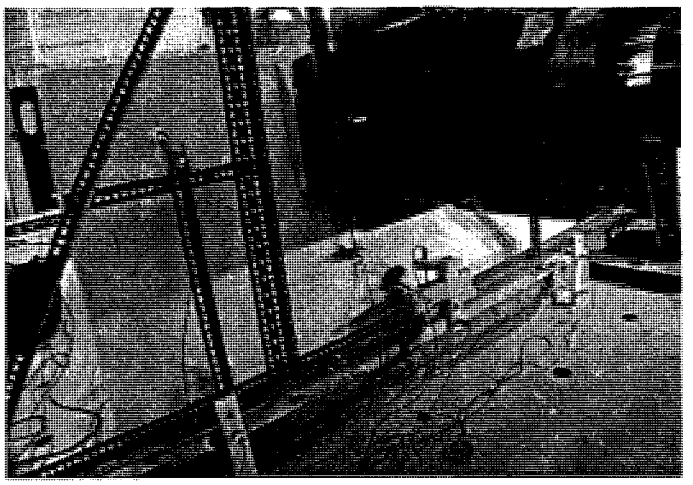
4.4.2 Instrumentation de parapets préfabriqués

Pour avoir le maximum d'informations sur le comportement des parapets préfabriqués lors des essais de chargement, un total de 11 LVDT (Linear Variable Differential

Transformer) ont été installés comme le montrent les figures 4.3 et 4.4. Le LVDT L1, placé en arrière du parapet et vis-à-vis du point d'application de la charge, mesurait le déplacement transversal du parapet sous l'effet du chargement. Les LVDT L3 et L4 mesuraient le déplacement du parapet dans la zone d'ancrage. Les LVDT à corde (L13 et L14) mesurait la déformation en traction du béton à l'arrière du parapet. Les LVDT L5, L6, L7, L9 et L10 indiquaient le glissement éventuel du parapet par rapport à la dalle de protection. Les LVDT L11 et L12 donnaient l'ouverture de la fissure au niveau de la zone de changement de section (section critique). Enfin le LVDT L8 mesurait le soulèvement du parapet et le LVDT L2 l'écrasement du parapet.

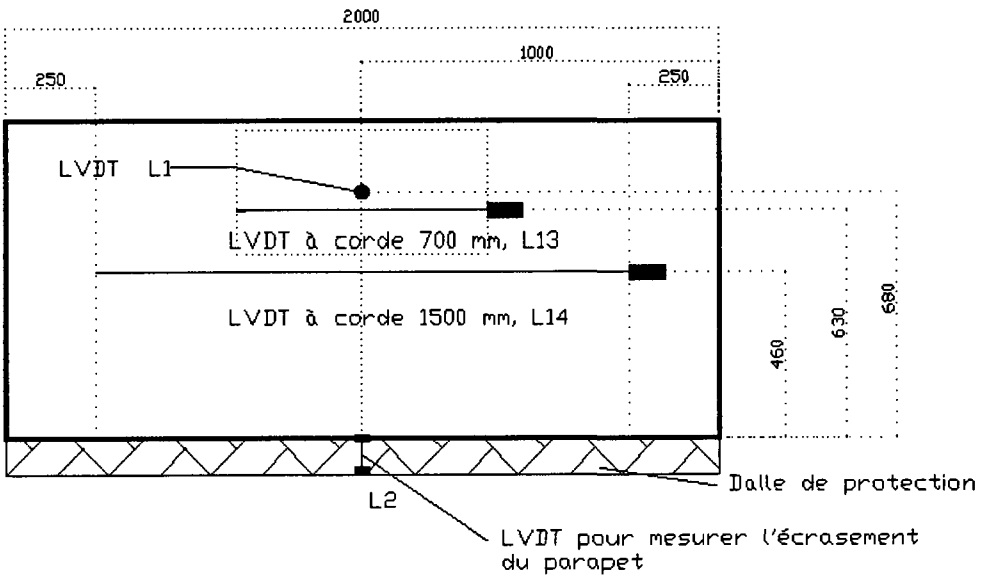


(a) plan

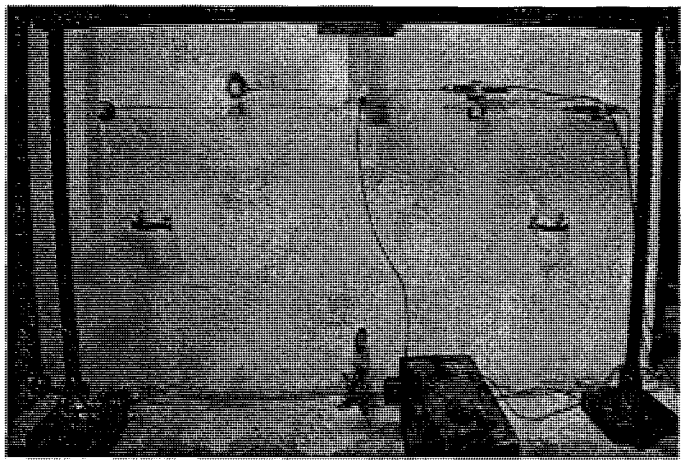


(b) photo

Figure 4. 3: Position des LVDT sur la face avant du parapet



(a) plan



(b) photo

Figure 4. 4: Position des LVDT sur la face arrière du parapet

Il est à noter que les deux barres de précontrainte qui ont servi à l'ancrage des parapets ont été instrumentées à l'aide de 2 cellules de charge d'une capacité de 1000 kN (figure 4.5). Les cellules de charge fournissaient les forces de réaction dans les barres et permettaient donc d'estimer le niveau de contrainte atteint dans les barres.

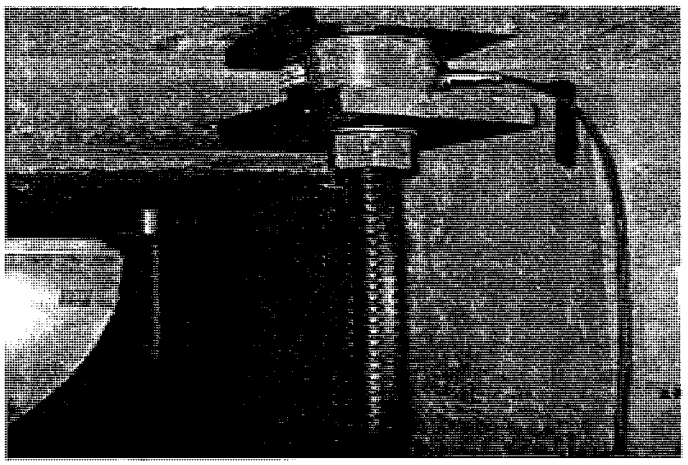
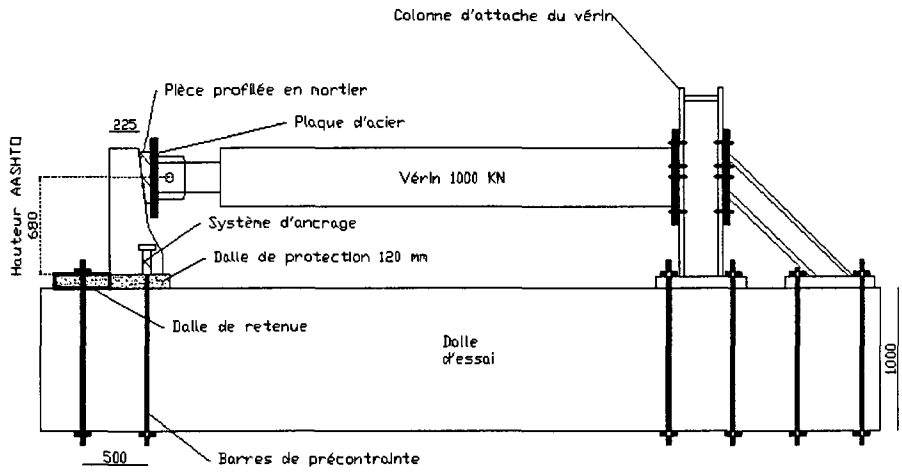


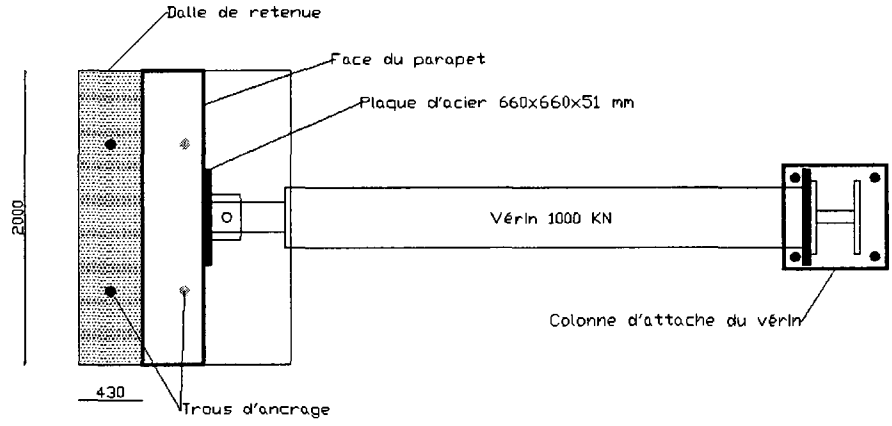
Figure 4. 5: Cellule de charge de la barre de précontrainte

4.5 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Le montage expérimental ayant servi à l'étude du comportement des parapets préfabriqués est illustré à la figure 4.6. La figure 4.7 montre la localisation du montage sur la dalle d'essai. Les trous illustrés en noir sont les trous de la dalle d'essai qui ont été utilisés pour l'ancrage de la dalle de protection et de la dalle de retenue. Les parapets sont ancrés sur la dalle d'essai à l'aide de 2 barres de précontrainte. Après leur mise en tension, un coulis de mortier est coulé dans les trous de la dalle de protection pour assurer le confinement des barres de précontrainte telles que retrouvées en conditions réelles. Le confinement des barres s'étend sur toute l'épaisseur de la dalle de protection (figure 4.8). Le chargement transversal est appliqué à l'aide d'un vérin de 1000 kN. Celui-ci est attaché sur un cadre rigide en acier. Le vérin est asservi à l'aide d'un contrôleur et les données expérimentales sont enregistrées par un système d'acquisition (figure 4.9).



(a) Vue en élévation



(b) Vue en plan

Figure 4. 6: Montage expérimental

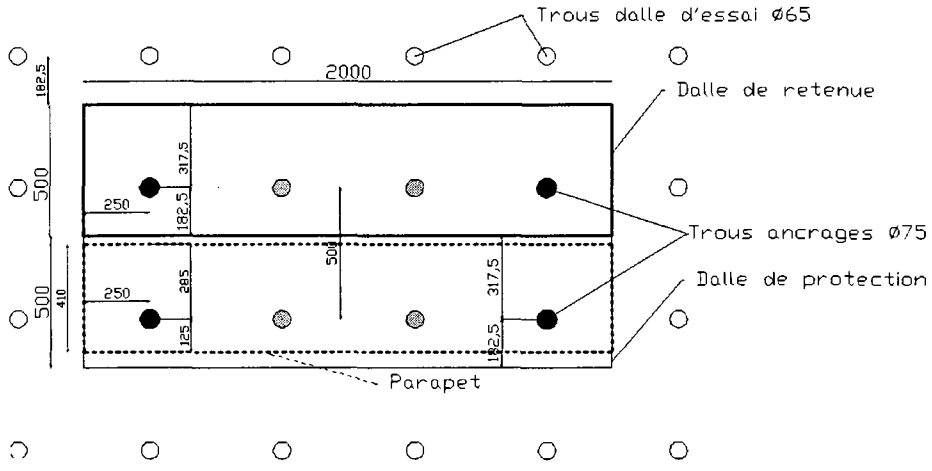


Figure 4. 7: Localisation du montage sur la dalle d'essai

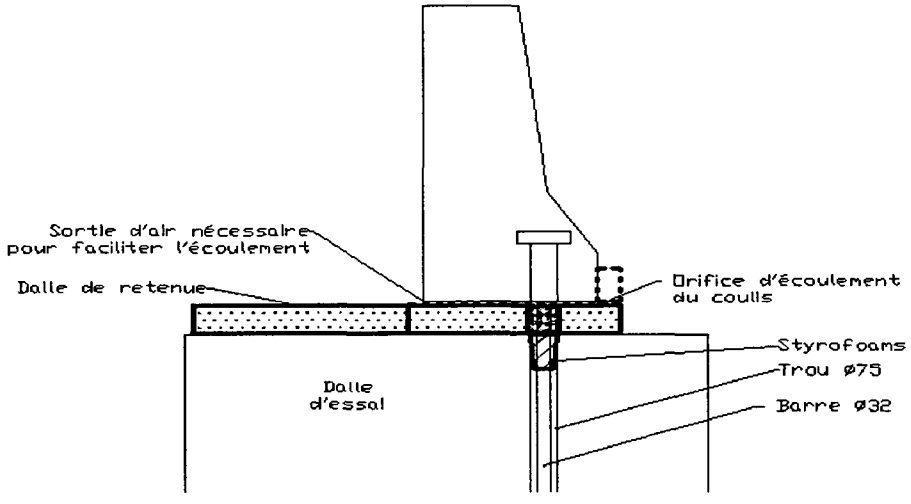


Figure 4. 8: Confinement de la barre de précontrainte



Figure 4. 9: Système d'acquisition et contrôleur

4.5.1 Montage essais statiques

Le chargement statique a été appliqué par le vérin par l'intermédiaire de 2 plaques en acier et d'une pièce profilée en mortier de haute résistance (figure 4.10). La première plaque d'acier directement fixée au vérin avait une hauteur de 560 mm, une largeur de 520 mm et une épaisseur de 50 mm. La deuxième plaque d'acier soudée à la première avait une hauteur de 350 mm, une largeur de 700 mm et une épaisseur de 100 mm. Enfin, la pièce en mortier avait une hauteur de 350 mm, une largeur de 700 mm et une épaisseur épousant la forme du parapet et variant de 35 à 80 mm.

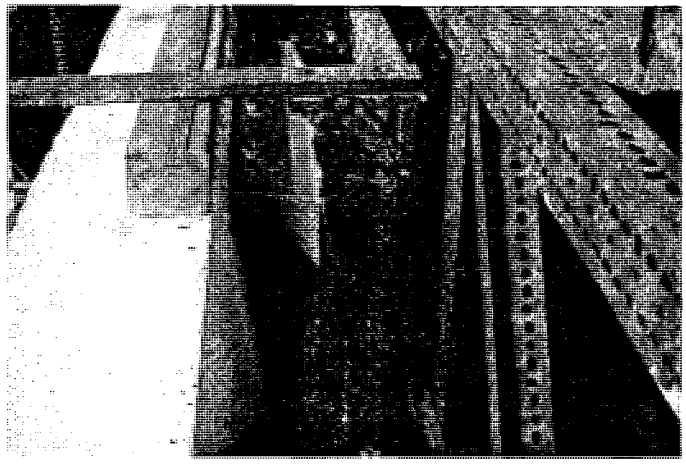


Figure 4. 10: Plaque de chargement essais statiques

4.5.2 Montage essais dynamiques

Un ensemble de plaques et ressorts a été spécialement conçu pour la réalisation des essais dynamiques afin d'éliminer les effets d'inertie survenant lors de l'application de chargements très rapides. Cet ensemble est constitué d'un groupe de 4 ressorts élastiques installés entre 2 plaques d'acier comme le montre la figure 4.11. Cet ensemble a été installé à l'avant du vérin et ensuite relié au parapet par le biais d'une pièce profilée en mortier de haute résistance (figure 4.12). De plus 4 capteurs de déplacement ont été installés pour mesurer le déplacement entre les plaques lors du chargement. Connaissant la constante de rigidité du groupe de 4 ressorts, il était possible d'évaluer la force appliquée au parapet en fonction du déplacement entre les plaques.

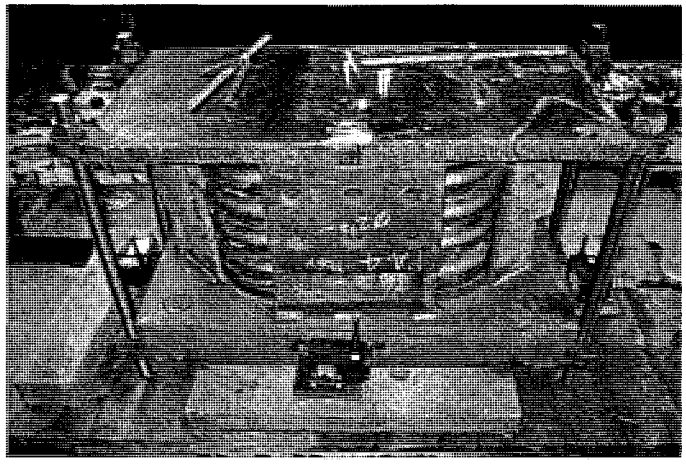


Figure 4. 11: Ensemble plaques et ressorts essais dynamiques

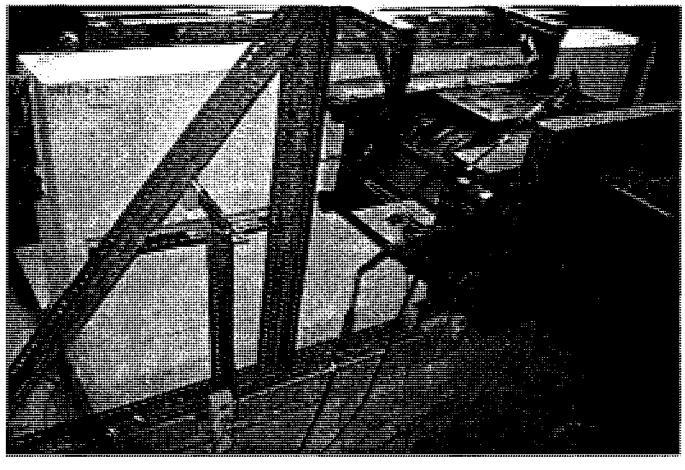


Figure 4. 12: Montage expérimental des essais dynamiques

4.6 PROCÉDURE D'ESSAI DU CHARGEMENT STATIQUE

L'essai statique commence par une précharge d'environ 12 kN pour assurer le contact entre la plaque de chargement et le spécimen. Ensuite, le vérin applique un déplacement contrôlé à 0.02 mm/s. À chaque niveau de déplacement correspondant à un palier de 100 kN, une pause est réalisée pour tracer l'évolution des fissures. Le chargement est appliqué jusqu'à ce qu'une flèche de 35 mm ou une force de 150 kN en post-pic soit atteinte. Enfin le déchargement est fait manuellement.

4.7 PROCÉDURE D'ESSAI DU CHARGEMENT DYNAMIQUE

Les spécifications de la norme AASHTO [1989] exigent que les parapets d'un pont résistent à une collision et redirigent le véhicule vers la voie de circulation (figure 4.13). La forme profilée et normalisée des nouveaux parapets proposés dans ce projet (type *New Jersey*) garantit la redirection du véhicule en cas de collision. Cependant la résistance et le comportement des parapets doivent être vérifiée à l'aide d'un essai d'impact.

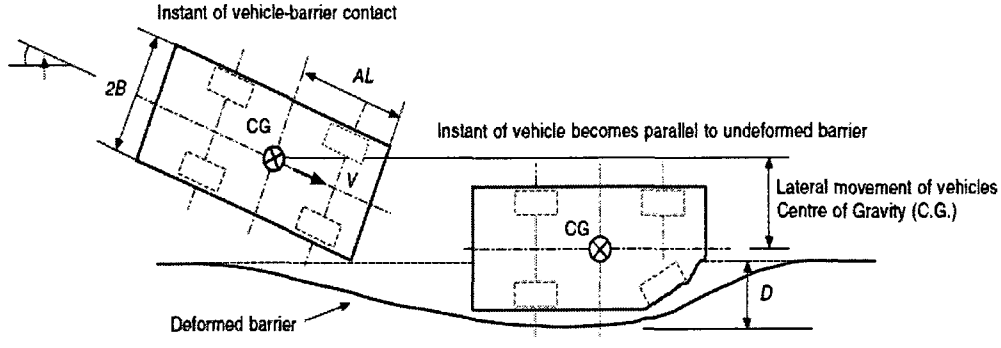


Figure 4. 13: Impact de véhicule [Olson et al, 1970]

Dans notre cas d'étude, l'essai dynamique a consisté à reproduire l'essai d'impact d'un véhicule de marque Toyota Echo modèle 2000 ayant un poids de 1244 kg et une largeur de 1.6 m. Le parapet testé est de type *New Jersey*; la vitesse du véhicule est de 110 km/h et l'angle d'incidence est de 20^0. Le test d'impact a été réalisé par le National Highway Traffic Safety Administration [NHTSA, USA 2002] conformément aux exigences de la norme AASTHO [1989]. La figure 4.14 montre l'avant du véhicule Toyota Echo modèle 2000 après l'essai d'impact sur le parapet de type *New Jersey* [NHTSA, 2002]. On voit l'endommagement subit par le véhicule.

La force d'impact comprend 2 composantes (figure 4.15) dont une force dans la direction X, une dans la direction Y. Ces forces peuvent être converties dans un système d'axes tangentiel et normal au parapet. La force dans la direction N perpendiculaire au parapet est critique, en conséquence seule cette composante sera reproduite au laboratoire. La composante normale de l'accélération mesurée pendant l'essai d'impact, est illustrée à la figure 4.16.

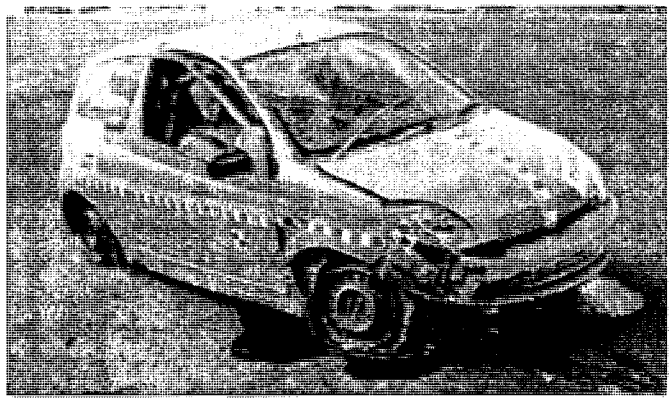


Figure 4. 14: Avant du véhicule après l'essai d'impact [NHST, 2002]

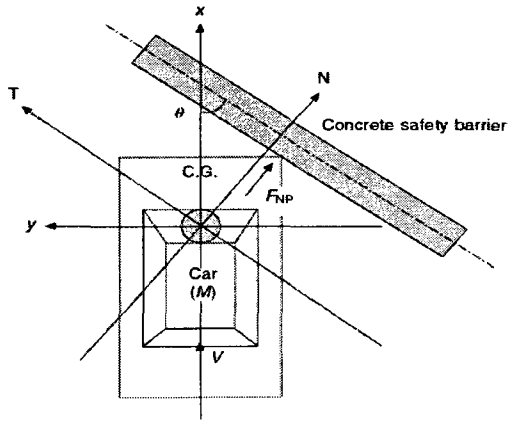


Figure 4. 15: Composantes de la force d'impact [IJCrash, 2004]

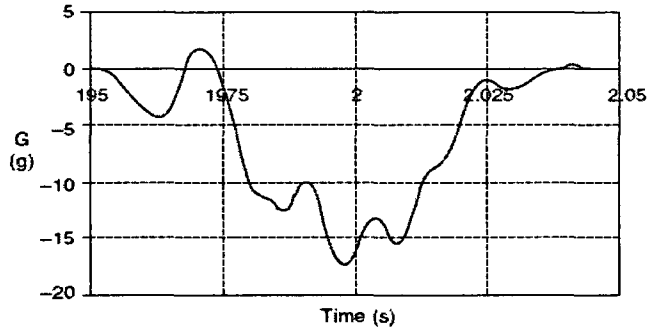


Figure 4. 16: Accélération dans la direction N en fonction du temps [NHST, 2002]

Pour obtenir la force en fonction du temps, il suffit d'appliquer l'équation :

$$F = M.a_N \tag{4.1}$$

où M : masse du véhicule (kg),

a_N : accélération normale au parapet (m/s^2),

La force d'impact maximale appliquée au parapet est :

$$F = M.a_{N_{Max}} = 1244 \times 17.5 \times 9.8 = 213.3 \text{ kN}$$

Il était impossible de reproduire exactement les oscillations du signal de la figure 4.16. La sollicitation de l'essai d'impact a été simulée par une courbe sinusoïdale s'y approchant (figure 4.17).

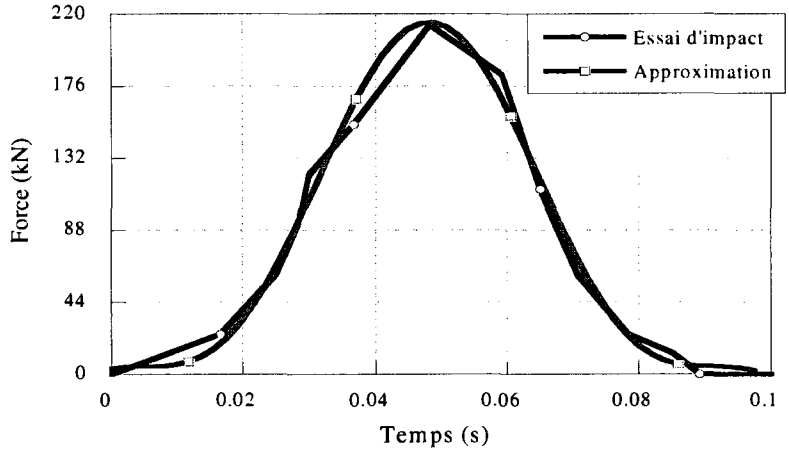


Figure 4. 17: Courbes force-temps obtenues de l'essai d'impact et de l'approximation

Le temps total de l'essai d'impact (essai d'inpact) a été de 0.1 seconde. Pour pouvoir reproduire un tel signal en 0.1 seconde, la capacité dynamique du vérin a d'abord été vérifée. Suite à des essais préliminaires, un protocole de chargement et se présentant comme suit a été établi (figure 4.18) Une force d'impact de 21.5 kN en 0.1 seconde a été appliquée, ensuite les forces d'impact de 53.5 kN et de 107.5 kN toujours à un temps de 0.1 seconde ont été appliquées successivement. Pour atteindre la force d'impact maximale de 215 kN, le temps d'application de chargement a été doublé pour atteindre

0.2 seconde car la capacité hydraulique du vérin disponible pour les essais était alors insuffisante.

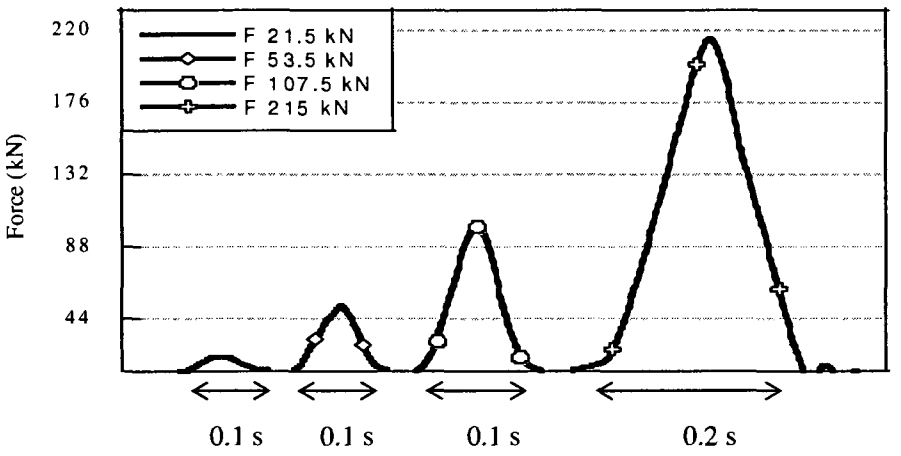


Figure 4. 18: Courbes de la série d'essais d'impact

Chaque essai dynamique a été suivi d'un essai statique pour évaluer la résistance résiduelle des parapets après les impacts. Le même protocole d'essai a été utilisé tel que décrit à la section précédente. Cependant, les parapets ont été déchargés une fois que la charge maximale est atteinte par mesure de sécurité. En effet, lors de l'application de la force, les ressorts se compriment et emmagasinent de l'énergie. Cette énergie peut être libérée soudainement et peut entraîner une rupture brutale lorsque le parapet atteint sa résistance maximale.

Les résultats obtenus lors des essais statiques et dynamiques sont présentés dans le chapitre suivant, notamment la réponse des parapets sous les différents cas de chargement et les patrons de fissuration.

CHAPITRE 5

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

5.1 INTRODUCTION

Cette section présente l'analyse des résultats des essais statiques et des essais dynamiques sur les parapets préfabriqués. Les résultats concernent le comportement des parapets sous différents cas de chargement, leur mode de rupture, les déformations dans des armatures et dans les barres de précontrainte.

5.2 FISSURATION INITIALE DES PARAPETS

Tous les parapets présentaient une fissuration initiale localisée au niveau des ancrages avant les essais sauf ceux fabriqués en BRF 120MPa-4%. La figure 5.1 donne un aperçu de la fissuration observée sur le parapet en BHP 50MPa, les fissures ont été tracées au crayon feutre pour les rendre visibles sur la photo. La fissuration était importante dans le

cas du parapet en BHP 50MPa et diminuait avec l'augmentation du dosage en fibres dans le béton. Cette fissuration serait due à une déformation thermique empêchée du béton lors de la phase de durcissement. En effet, le système d'ancrage (plaque+manchon) noyé dans la masse du béton et fixé au moule aurait empêché tout mouvement du béton durant la période d'échauffement du béton. La figure 5.2 schématise cette déformation thermique qui se traduit soit par une dilatation (a), soit par un contraction du béton (b) entraînant ainsi des concentrations de contraintes au niveau des ancrages et par conséquent la fissuration du béton.

Afin d'éviter cette problématique, il faudrait dorénavant permettre un certain déplacement aux ancrages durant le durcissement du béton.

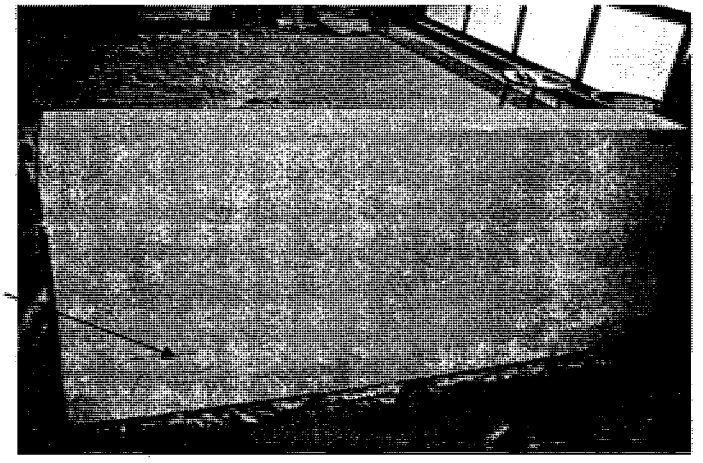
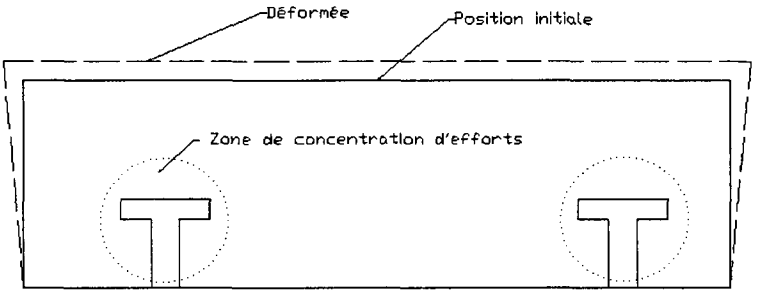
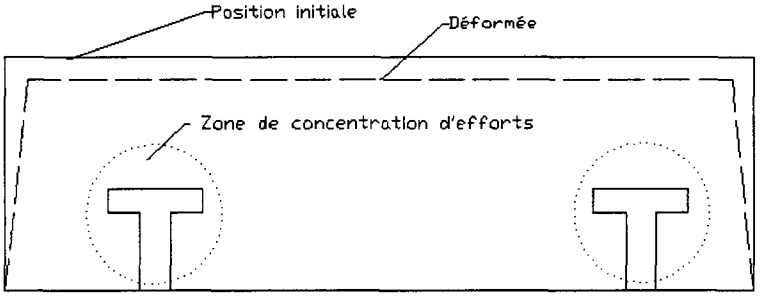


Figure 5. 1: Fissuration initiale du parapet préfabriqué en BHP 50MPa



(a) dilatation



(b) contraction

Figure 5. 2: Déformations thermiques du béton

5.3 RÉSULTATS DES ESSAIS STATIQUES

5.3.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa

5.3.1.1 Comportement du parapet en BHP 50MPa

Le parapet préfabriqué en BHP-50MPa présente un comportement élastique jusqu'à environ 100 kN (figure 5.3), ensuite la rigidité diminue avec l'apparition des fissures créées par la force transversale appliquée au centre du parapet. Une fois la résistance maximale atteinte, la force tend à se stabiliser vers une valeur correspondant à la limite

de résistance du béton et à la plastification des cadres verticaux. Afin de faciliter le démontage des parapets après les essais, les parapets ont été déchargés avant la rupture complète lorsque l'un des 2 critères suivants a été atteint, soit une flèche supérieure à 35 mm ou une force inférieure à 150 kN. Les petites chutes de résistance constatées sont dues aux pauses de chargement qui ont été effectuées lors des essais pour permettre de tracer l'évolution des fissures. Le traçage des fissures a été fait à chaque 50 kN. La présence importante d'armature dans le BHP-50 explique la grande ductilité constatée lors de l'essai.

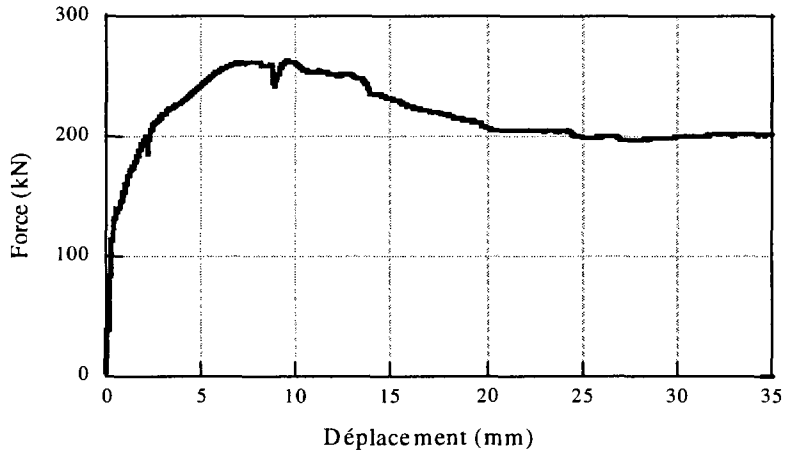


Figure 5. 3: Comportement du parapet en BHP 50MPa

5.3.1.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa

La figure 5.4 montre le parapet BHP 50MPa après la rupture. La fissuration a commencé au niveau de l'ancrage où la fissuration initiale a été relevée et ensuite elle s'est propagée vers la base du parapet. Le parapet préfabriqué en BHP 50MPa a présenté un mode de rupture en flexion-cisaillement autour des manchons d'ancrage du côté de la

face intérieure. L'ouverture maximale des fissures en fin d'essai était d'environ 35 mm. Au centre de la face arrière du parapet des fissures verticales dues à la flexion ont été relevées (figure 5.5).

La figure 5.6 montre que la zone d'ancrage a été fortement sollicitée, d'où la plastification des cadres et l'éclatement du béton.

La dalle de protection a subi aussi de la fissuration au niveau des points d'ancrage due à des forces concentrées qui se sont développées sous l'effet de l'écrasement du parapet.

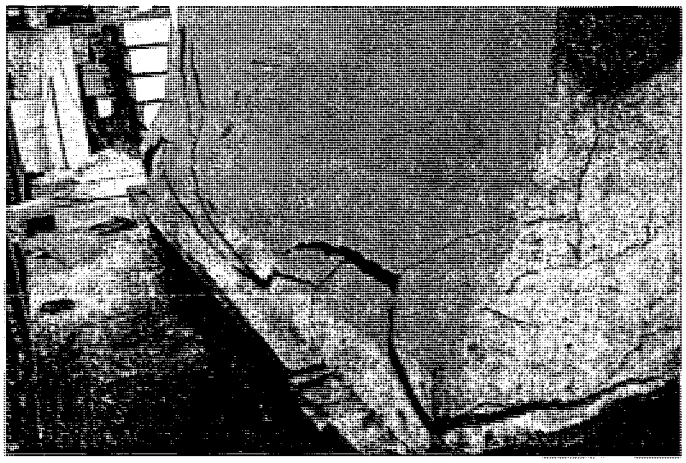


Figure 5. 4: Mode de rupture face avant du parapet en BHP 50MPa

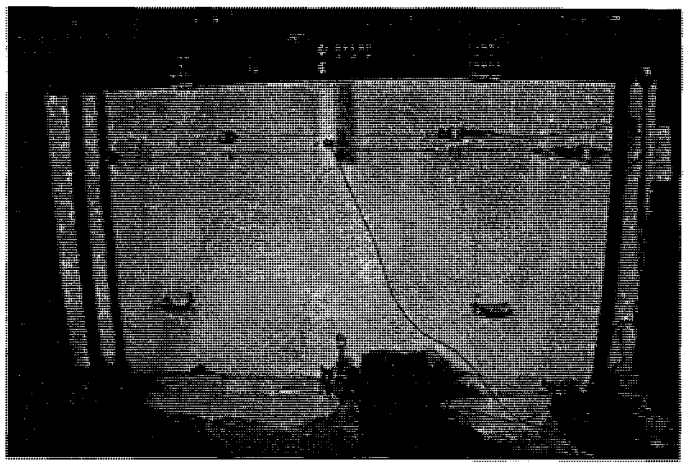


Figure 5. 5: Mode de rupture face arrière du parapet en BHP 50MPa



Figure 5. 6: Mode de rupture dans la zone d'ancrage du parapet en BHP 50MPa

5.3.1.3 Déformation des cadres du parapet en BHP 50MPa

Les déformations enregistrées (figure 5.7) sur les cadres d'armature de part et d'autre des ancrages montrent qu'à la charge maximale les cadres ont plastifié (déformations supérieures à 2000 µm/m). Le cadre externe a été fortement sollicité et s'est rompu.

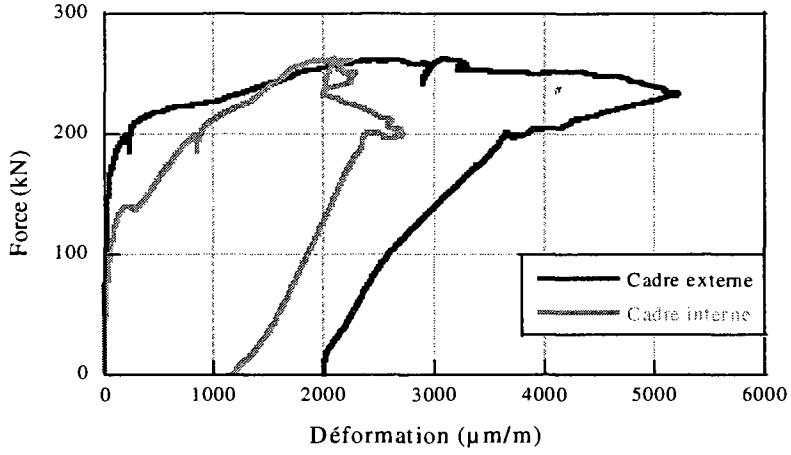


Figure 5. 7: Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BHP 50MPa

5.3.1.4 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BHP 50MPa

Au début du chargement, la contrainte dans les barres était de 250 ou 300 MPa car une tension initiale a été appliquée dans les barres de précontrainte avant l'essai. Les contraintes dans les barres de précontrainte à la charge maximale (260 kN) sont restées inférieures à la limite élastique qui est de 850 MPa (figure 5.8). Les barres de précontrainte n'ont donc pas été plastifiées. La fissuration initiale au niveau des ancrages expliquerait la faible sollicitation des barres de précontrainte. La force appliquée sur le parapet est reprise de manière uniforme ou équilibrée dans les 2 ancrages.

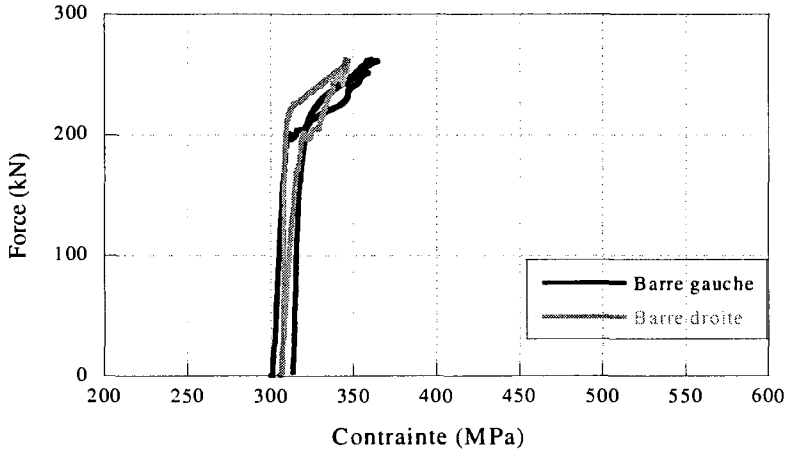


Figure 5. 8: Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BHP 50MPa

5.3.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1%

5.3.2.1 Comportement du parapet en BRF-50MPa-1%

Le parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% présente un comportement élastique jusqu'à environ 150 kN et ensuite la rigidité diminue avec l'apparition des fissures (figure 5.9). Ce parapet présente une rigidité plus élevée comparativement à celle du BHP 50MPa et une meilleure résistance du fait de la présence des fibres. À la charge maximale qui est de 360 kN, le déplacement au centre du parapet est de 10 mm. La force diminue et se stabilise à 220 kN avant le déchargement du parapet.

La figure 5.9 présente les résultats du parapet en BRF 50MPa-1% armé et non armé. Mais dans la suite du rapport, seulement les résultats du parapet armé seront présentés.

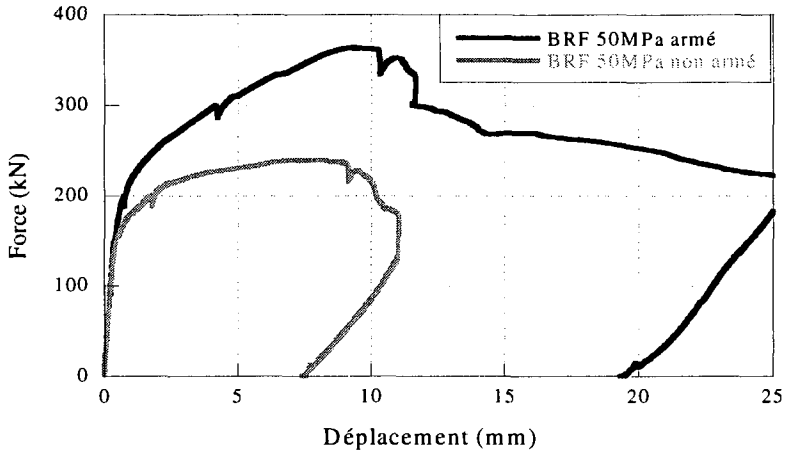


Figure 5. 9: Comportement du parapet en BRF 50MPa-1%

5.3.2.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1%

Le parapet en BRF 50MPa-1% a présenté un mode de rupture en flexion-cisaillement autour des manchons d'ancrage du côté de la face intérieure (figure 5.10). Au centre de la face arrière des fissures verticales dues à la flexion ont été relevées (figure 5.11). Il y avait plus de fissures verticales du fait de l'action des fibres, cependant l'ouverture de ces fissures verticales était plus fine.

La figure 5.12 montre le mode de rupture au niveau de l'ancrage et l'arrachement des fibres. Aucun détachement de blocs de béton n'a été observé du fait de la présence des fibres. Les fibres noyées dans le béton empêchent le développement des fissures et limitent la formation d'autres fissures en renforçant la matrice cimentaire.

Une multitude de fissures a également été relevée sur la face intérieure. En effet, les fibres ont la particularité d'absorber l'énergie de fissuration et de redistribuer les efforts dans le béton.

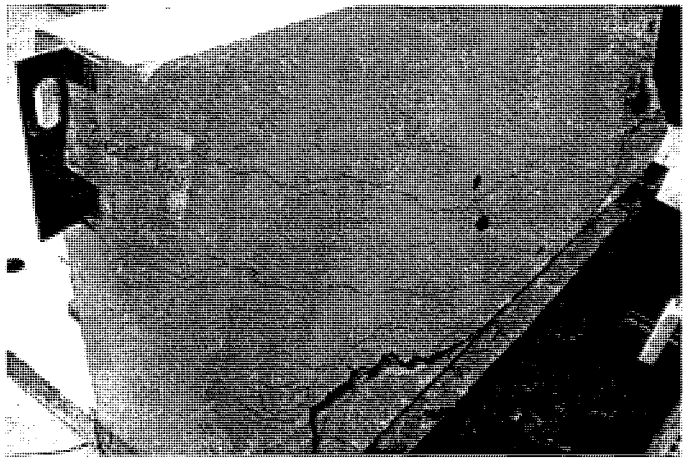


Figure 5. 10: Mode de rupture face avant du parapet en BRF 50MPa-1%

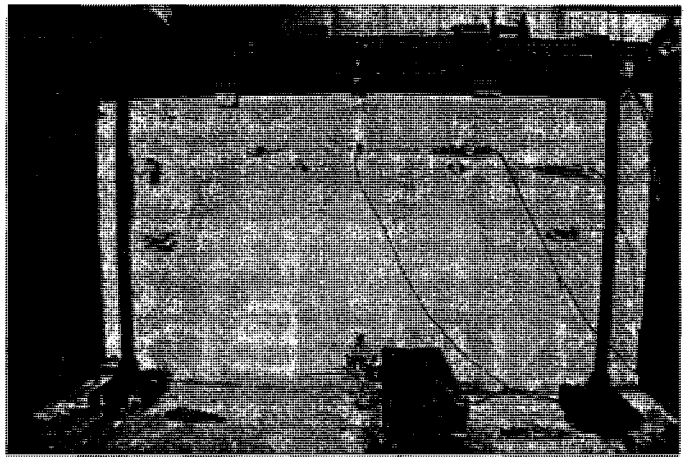


Figure 5. 11: Mode de rupture face arrière du parapet en BRF 50MPa-1%



Figure 5. 12: Mode de rupture zone d'ancrage du parapet en BRF 50MPa-1%

5.3.2.3 Déformation des cadres du parapet en BRF 50MPa-1%

Les déformations enregistrées au niveau des cadres dans la zone d'ancrage montrent que les cadres ont tous plastifié à la charge maximale (figure 5.13). Les cadres présentent des déformations de plus de 2000 µm/m. Ces cadres contribuent donc à la résistance du parapet. Les cadres ont commencé à se déformer avec l'apparition des fissures à une force d'environ 100 kN. Cependant, Il n'y a pas eu de rupture de barre d'armature.

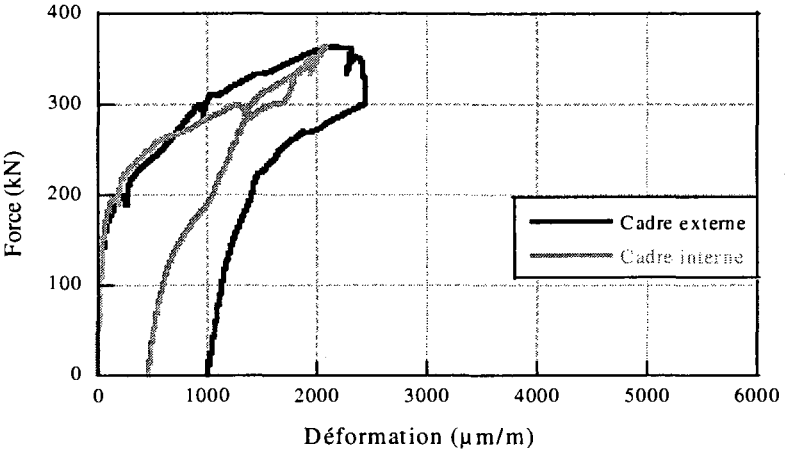


Figure 5. 13: Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BRF 50MPa-1%

5.3.2.4 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 50MPa-1%

À la charge maximale (360 kN), les contraintes dans les barres de précontrainte étaient inférieures à la limite élastique (850 MPa). Les barres de précontrainte n'ont donc pas plastifié.

On remarque sur la figure 5.14 que la barre de précontrainte à droite a été plus sollicitée que celle de gauche. Ceci est logique puisque qu'il y avait davantage de fissuration initiale du côté gauche. Lorsque la fissuration se développe rapidement autour de l'ancrage, le transfert des efforts est moins efficace et la force transmise à la barre de précontrainte est moins grande. Par conséquent la barre de précontrainte à gauche a été moins sollicitée.

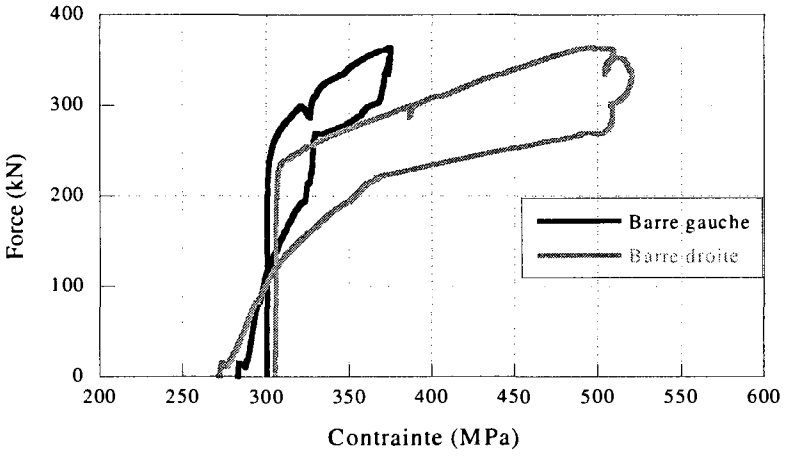


Figure 5. 14: Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 50MPa-1%

5.3.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5%

5.3.3.1 Comportement du parapet en BRF 70-1.5%

Le parapet en BRF 70MP-1.5% présente un comportement élastique jusqu'à environ 150 kN et ensuite la rigidité diminue avec l'apparition des fissures (figure 5.15). Ce parapet présente une rigidité comparable à celle du BRF 50MPa-1%. À la charge maximale qui est de 350 kN, le déplacement au centre du parapet est de 17 mm. La force diminue et se stabilise à 280 kN avant le déchargement du parapet.

La figure 5.15 présente les résultats du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé et non armé. Mais dans la suite du rapport, seulement les résultats du parapet armé seront présentés.

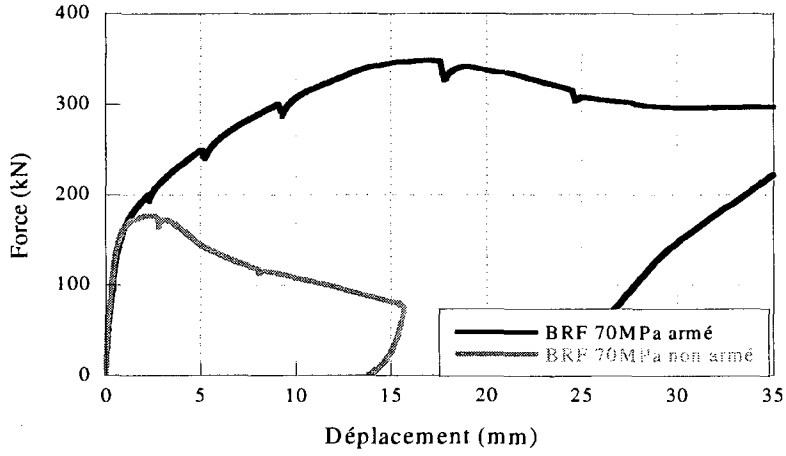


Figure 5. 15: Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5%

5.3.3.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5%

Sur les parapets en BRF 70MPa-1.5% on a constaté également de la fissuration initiale au niveau des ancrages, cependant ces fissures n'ont pas eu d'effet sur le mode de rupture. En effet une légère ouverture de ces fissures a été observée lors de l'application de la force, mais le mode de rupture finale a été une rupture en flexion au changement de section du profil intérieur (figure 5.16). L'ouverture maximale des fissures est d'environ 35 mm au changement de la section à la fin du chargement. Au centre de la face arrière, des fissures verticales dues à la flexion ont été relevées. Ces fissures verticales sont plus fines pour les parapets en BRF 70MPa-1.5% que pour le parapet en BRF 50MPa-1% (figure 5.17). La présence des fibres a permis une meilleure redistribution des efforts dans le corps du parapet.

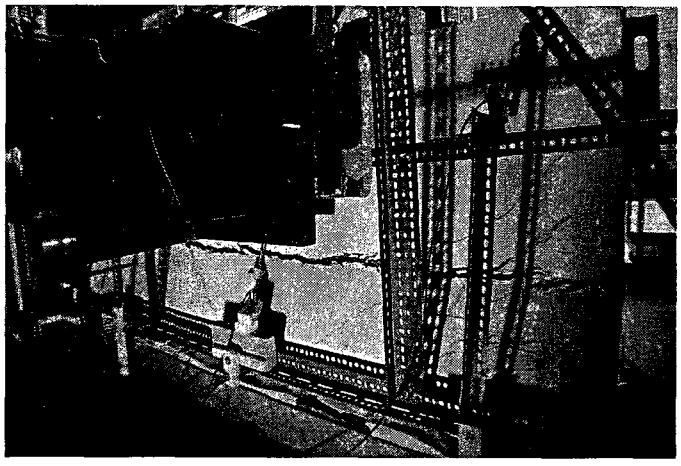


Figure 5. 16: Mode de rupture face avant du parapet en BRF 70MPa-1.5%

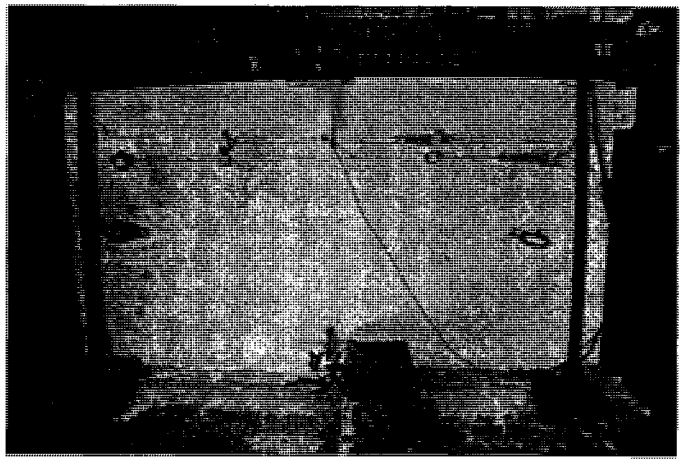


Figure 5. 17: Mode de rupture face arrière du parapet en BRF 70MPa-1.5%

5.3.3.3 Déformation des cadres du parapet en BRF 70MPa-1.5%

À la charge maximale (350 kN), les déformations enregistrées (figure 5.18) montrent que les cadres au niveau des ancrages ont tous plastifié avec des déformations

supérieures à 2000 μm/m, le cadre externe a été le plus sollicité. Les cadres ont commencé à se déformer avec l'apparition des fissures à une force d'environ 150 kN.

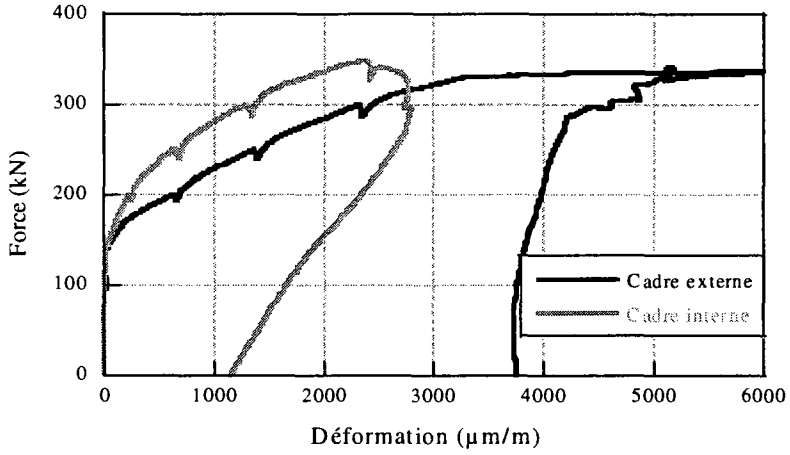


Figure 5. 18: Déformation des cadres au niveau des ancrages du parapet en BRF 70MPa-1.5%

5.3.3.4 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 70MPa-1.5%

La contrainte maximale enregistrée dans les barres de précontrainte à la charge de maximale est inférieure à leur limite élastique qui est de 850 kN (figure 5.19). Donc les barres de précontrainte n'ont pas plastifié.

On remarque également que la barre de précontrainte à droite a été plus sollicitée que celle de gauche puisque c'est du côté gauche qu'on a davantage de fissuration initiale, par conséquent il y a eu moins de transfert d'effort dans l'ancrage gauche.

La force transversale appliquée au centre du parapet est équilibrée dans les 2 ancrages jusqu'à 250 kN et ensuite une plus grande partie est reprise par la barre de précontrainte à droite.

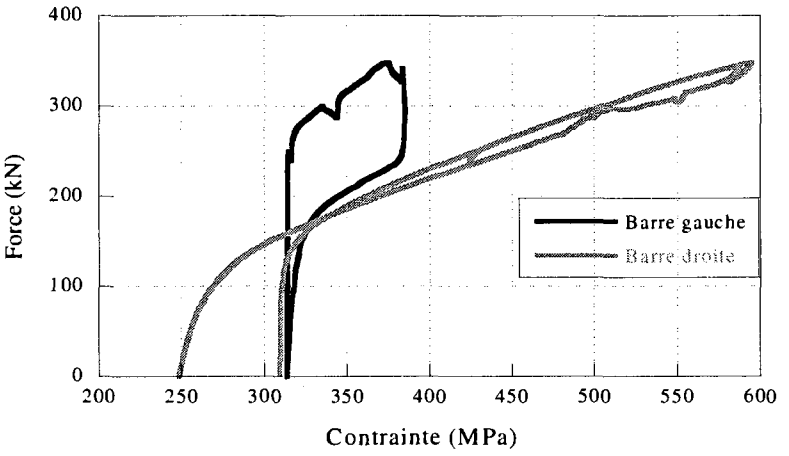


Figure 5. 19: Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 70MPa-1.5%

5.3.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4%

5.3.4.1 Comportement du parapet en BRF 120MPa-4%

Le parapet en BRF 120MPa-4% présente un comportement élastique jusqu'à environ 100 kN et ensuite la rigidité diminue avec l'apparition des fissures (figure 5.20). Ce parapet, qui ne contient aucun cadre vertical, présente une résistance comparable à celle des autres parapets. À la charge maximale qui est de 320 kN, le déplacement au centre du parapet est de 12 mm.

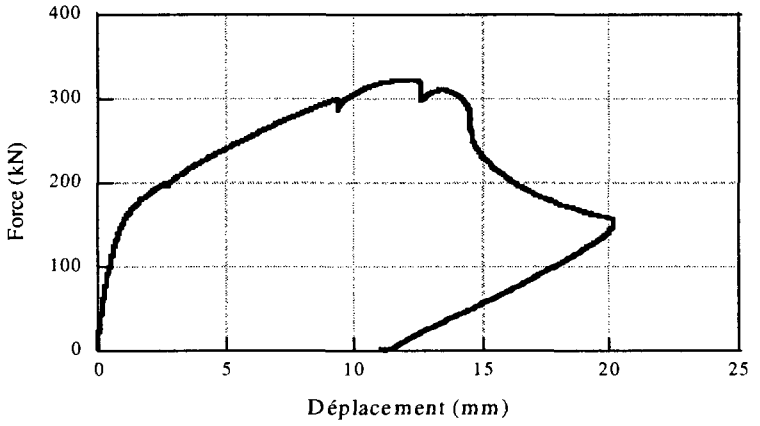


Figure 5. 20: Comportement du parapet en BRF 120MPa-4%

5.3.4.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4%

Avec les parapets en BRF 120MPa-4%, on n'a pas relevé de préfissuration au niveau des ancrages compte tenu de sa résistance à la traction élevée. Le parapet en BRF 120MPa-4% a présenté une rupture en flexion au changement de la section du profil intérieur (figure 5.21). L'ouverture maximale de la fissure est d'environ 35 mm au changement de la section à la fin du chargement. Au centre de la face arrière les fissures verticales dues à la flexion sont presque invisibles dû au fort dosage en fibres du matériau (4%). La fissuration multiple s'explique par le fait que la quantité d'énergie requise pour initier une nouvelle fissure dans le BRF 120 est souvent plus faible que celle nécessaire à la propagation d'une fissure déjà existante et retenue par les fibres.

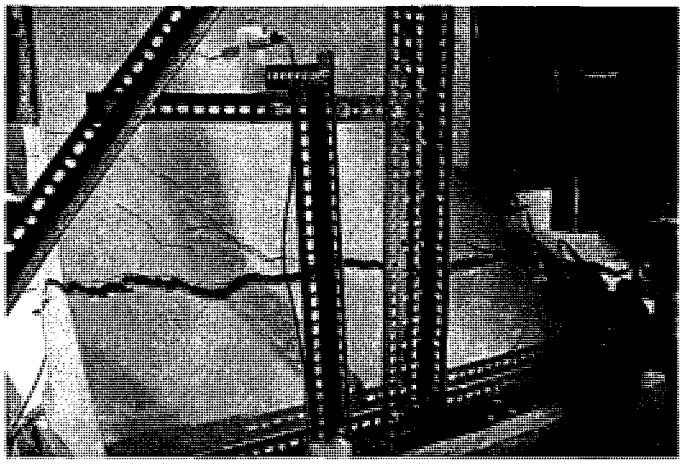


Figure 5. 21: Mode de rupture face avant du parapet en BRF 120MPa-4%

5.3.4.3 Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 120MPa-4%

La figure 5.22 montre que les contraintes dans les barres de précontrainte n'ont pas atteint la limite élastique de 850 MPa, donc les barres n'ont pas plastifié. On remarque également que les deux barres de précontrainte ont presque le même taux de sollicitation ce qui montre qu'on a eu une bonne distribution des efforts dans le parapet. La force transversale appliquée est équilibrée dans les 2 ancrages.

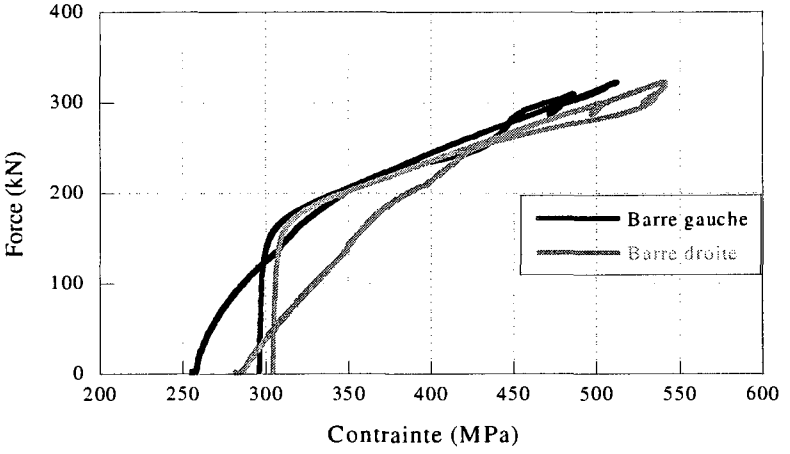


Figure 5. 22: Contraintes dans les barres de précontrainte du parapet en BRF 120MPa-4%

5.3.5 Résumé

L'analyse des essais statiques a montré que les parapets préfabriqués en BRF ont une résistance mécanique supérieure à celle des parapets préfabriqués en BHP-50MPa et équivalente à la résistance théorique du parapet coulé en place (350 kN). Cependant tous les parapets préfabriqués ont une rigidité semblable avant l'apparition des fissures (figure 5.23). La présence de la fissuration initiale a eu un effet sur le mode de rupture des parapets en causant l'apparition de fissures dans ces zones.

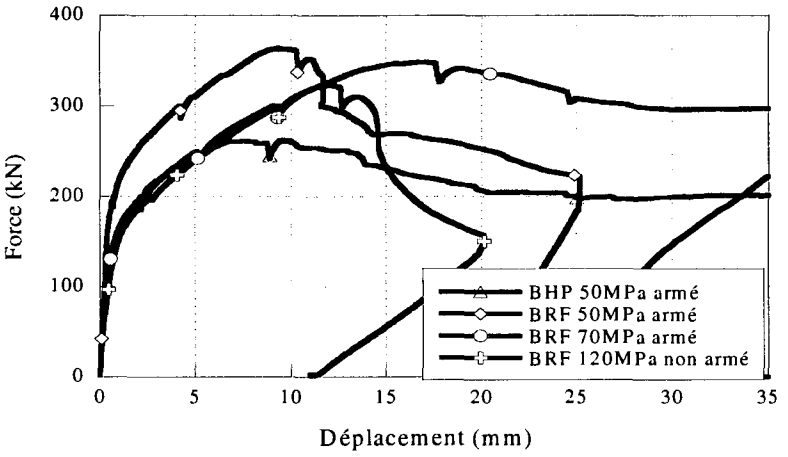


Figure 5. 23: Comportement des parapets préfabriqués

Pour pouvoir utiliser le parapet en BHP 50MPa il faudrait modifier le design afin d'atteindre la résistance exigée.

Les paragraphes qui suivent présentent les résultats des essais dynamiques sur les parapets et les résultats des essais statiques qui ont permis de déterminer la résistance résiduelle des parapets ayant subi un impact.

5.4 RÉSULTATS DES ESSAIS DYNAMIQUES

5.4.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa

5.4.1.1 Chargement du parapet en BHP 50MPa

La figure 5.24 montre le chargement du parapet en BHP 50MPa lors des essais d'impacts de différentes amplitudes. Pour les cas de chargement à 21.5, 53.5 et 107.5 kN, on arrive à reproduire un signal sinusoïdal en un temps de 0.1 seconde. Cependant la charge maximale de 215 kN représentant l'impact de la Toyota Echo a été appliquée en

0.2 seconde soit une période 2 fois plus longue que l'impact réel (courbe en pointillée sur la figure 5.24).

Il est à noter également que sous l'effet des impacts, le parapet a subi un déplacement d'environ 1 mm vers l'arrière.

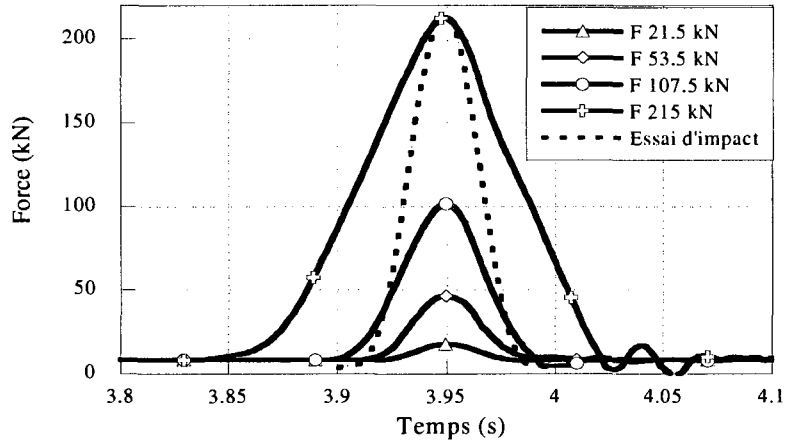


Figure 5. 24: Chargement du parapet en BHP 50MPa

5.4.1.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa

La figure 5.25 montre les patrons de fissuration sur la face avant du parapet en BHP 50MPa après les essais d'impact. L'apparition des fissures a été notée à partir de la charge de 107 kN, ceci confirme les observations faites lors du chargement statique. Les fissures importantes ont été relevées au niveau des ancrages où on avait localisé de la préfissuration. Cependant, on a relevé aussi de la fissuration au niveau du changement de la section intérieure. Au centre de la face arrière du parapet, on a relevé 2 fissures

verticales de flexion (figure 5.26). Les fissures montrées ici ont été relevées après l'impact de 215 kN.

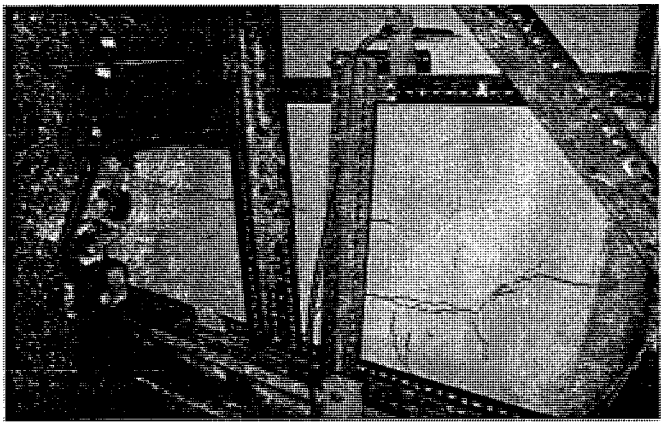


Figure 5. 25: Fissuration face avant après les essais d'impacts du parapet en BHP 50MPa

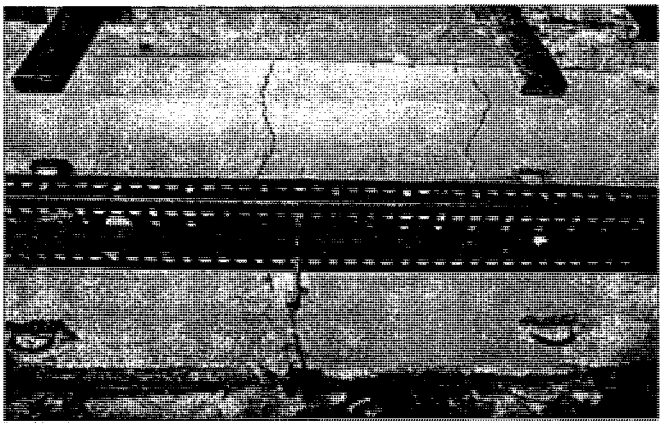


Figure 5. 26: Fissuration face arrière après les essais d'impacts du parapet en BHP 50MPa

5.4.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1%

5.4.2.1 Chargement du parapet en BRF 50MPa-1%

La figure 5.27 montre le chargement du parapet en BRF-50MPa-1% lors des essais d'impacts de différentes amplitudes. Le parapet a subi un déplacement vers l'arrière d'environ 2,5 mm sous l'effet des essais d'impact.

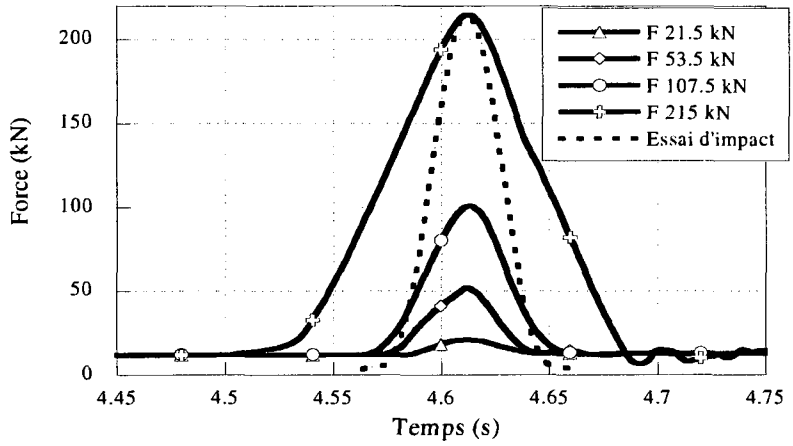


Figure 5. 27: Chargement du parapet en BRF 50MPa-1%

5.4.2.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1%

On a relevé des fissures à partir de la charge de 107.5 kN, ceci confirme les observations faites lors du chargement statique. Celles-ci étaient localisées au niveau des ancrages. Cependant, très peu de fissures ont été relevées sur le corps du parapet (figure 5.28). Au centre de la face arrière, un début de fissuration a été noté due à la flexion (figure 5.29). Les fissures montrées ici ont été relevées après l'impact de 215 kN.

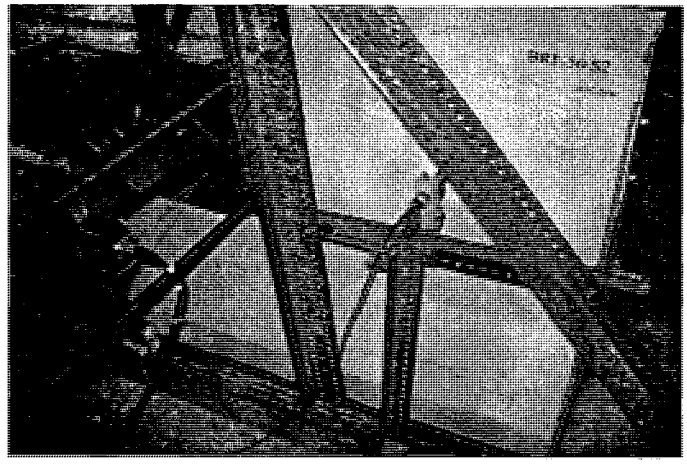


Figure 5. 28: Fissuration face avant après les essais d'impacts du parapet en BRF 50MPa-1%

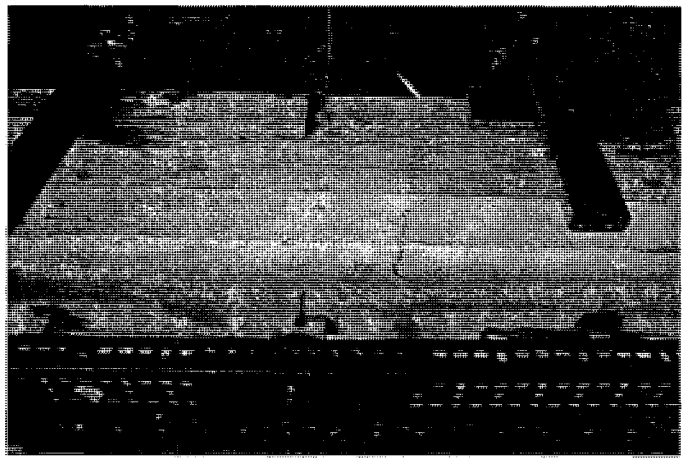


Figure 5. 29: Fissuration face arrière après les essais d'impacts du parapet en BRF 50MPa-1%

5.4.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5%

5.4.3.1 Chargement du parapet en BRF 70MPa-1.5%

La figure 5.30 montre le comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% lors des essais d'impact de différentes amplitudes. Le parapet a subi un déplacement d'environ 1.5 mm sous l'effet des essais d'impacts.

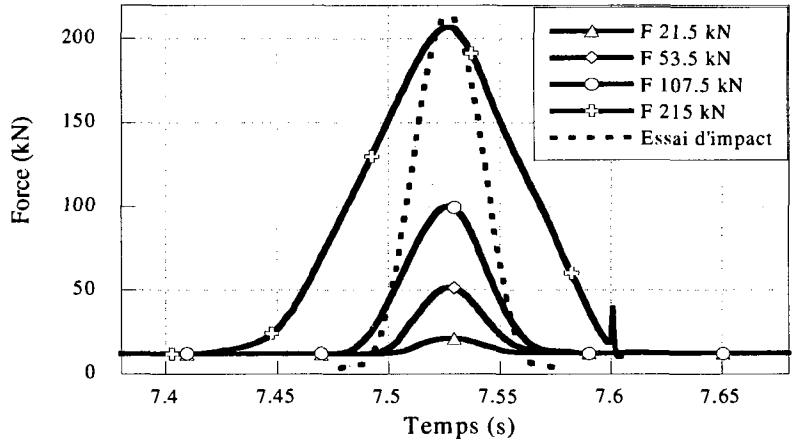


Figure 5. 30: Chargement du parapet en BRF 70MPa-1.5%

5.4.3.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5%

On a noté l'apparition des fissures à partir de la charge de 107 kN, ceci confirme les observations faites lors du chargement statique. Ces fissures étaient localisées au niveau des ancrages et sur le corps du parapet (figure 5.31). Cependant aucune fissure n'a été observée sur la face arrière du parapet. Les fissures montrées ici sont relevées après l'impact de 215 kN.

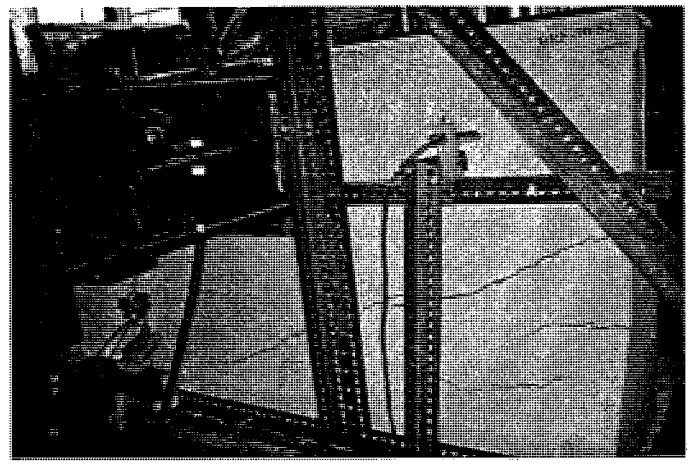


Figure 5. 301: Fissuration face avant après les essais d'impacts du parapet en BRF 70MPa-1.5%

5.4.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4%

5.4.4.1 Chargement du parapet en BRF 120MPa-4%

La figure 5.32 montre le comportement du parapet en BRF 120MPa-4% lors des essais d'impacts de différentes amplitudes. Le parapet a subi sous l'effet des essais d'impacts un léger déplacement d'environ 1 mm.

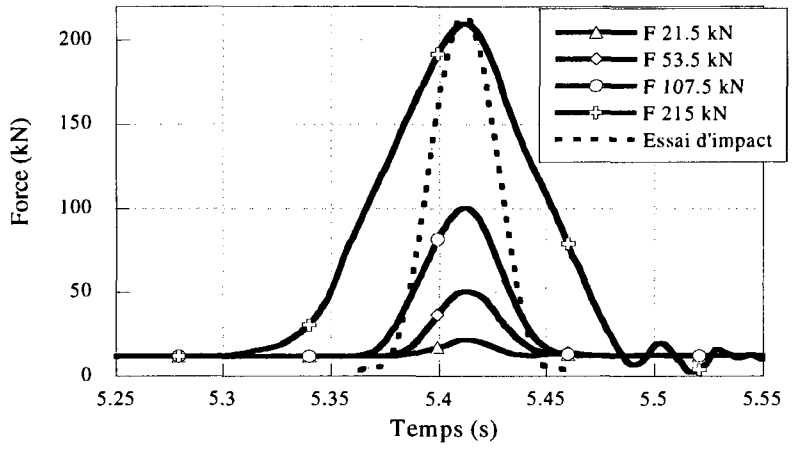


Figure 5. 312: Chargement du parapet en BRF 120MPa-4%

5.4.4.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4%

Compte tenu des performances remarquables du BFUP, il n'y a pas eu de fissures apparentes sur la face avant et sur la face arrière après les essais d'impacts. Ceci a été confirmé par le fait que la résistance résiduelle du parapet après les impacts était égale à celle mesurée sans impact. La figure 5.33 montre la face avant du parapet après l'impact de 215 kN.

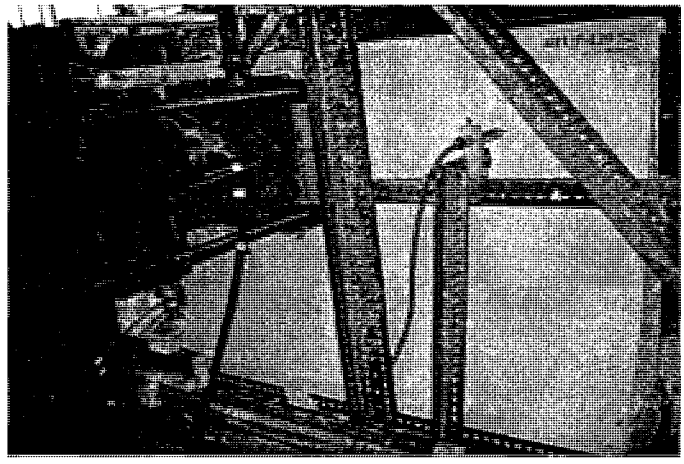


Figure 5. 323: Face avant après essais d'impacts du parapet en BRF 120MPa-4%

5.5 RÉSULTATS DES ESSAIS STATIQUES APRÈS LES ESSAIS DYNAMIQUES

Le but des essais statiques était d'analyser le comportement des parapets préfabriqués ayant subi des essais d'impacts et d'évaluer leur résistance résiduelle. Les parapets ont donc été soumis au même protocole de chargement statique que celui des parapets qui n'ont pas subi d'impact.

Les paragraphes qui suivent présentent le comportement des parapets lors du chargement statique comparé à celui des parapets qui n'ont pas subi d'impact. Ils présentent également leur mode de rupture.

5.5.1 Parapet préfabriqué en BHP 50MPa

5.5.1.1 Comportement du parapet en BHP 50MPa

La figure 5.34 permet de comparer la réponse du parapet en condition statique simple et en condition statique après les essais d'impacts. La rigidité et la résistance maximale ont diminué légèrement de16 % et de 6 % respectivement. Cependant le parapet a la même ductilité pour les 2 types de chargement.

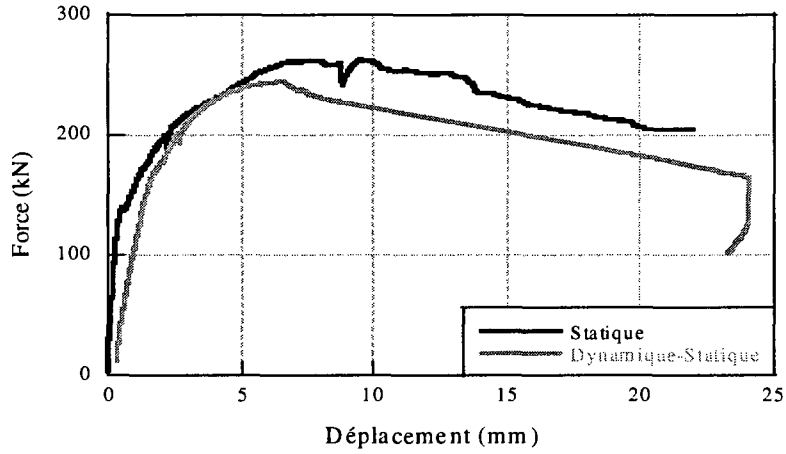


Figure 5. 334: Comportement du parapet en BHP 50MPa en statique simple et en statique après les essais d'impacts

5.5.1.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa

La figure 5.35 montre le mode de rupture du parapet en BHP 50MPa. Comme dans le cas de l'essai statique simple, les fissures ont commencé à se développer au niveau des zones d'ancrage. La rupture survient en flexion-cisaillement. Des détachements de blocs de béton à l'ancrage gauche on également été noté.

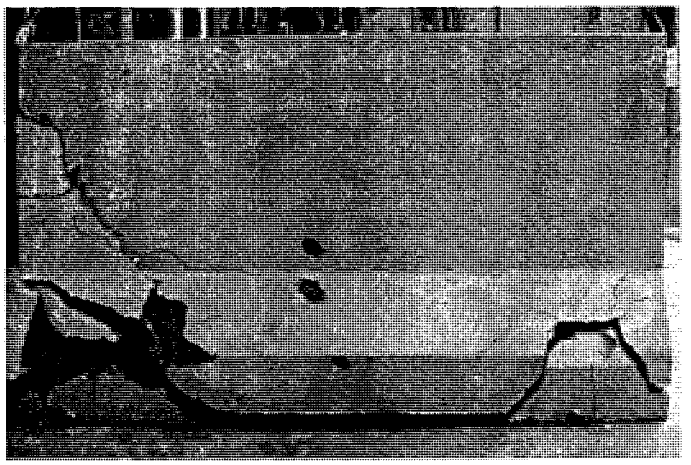


Figure 5. 345: Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa en statique après les essais d'impacts

5.5.2 Parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1%

5.5.2.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1%

La figure 5.36 permet de comparer la réponse du parapet en condition statique simple et en condition statique après les essais d'impacts. La rigidité et de la résistance maximale ont diminué de 11 % et de 15 % respectivement. Le parapet a subi un grand déplacement suite aux essais d'impact ce qui explique le décalage horizontal initial en déplacement entre les deux courbes et le décalage vertical est dû à la précharge (de 12 kN) appliquée avant le début de l'essai.

5.5.2.2 Mode de rupture du parapet en BRF-50MPa-1%

La figure 5.37 montre le mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1%. La fissuration a commencé au niveau des zones d'ancrage et une rupture en flexion-cisaillement a été observée. À la charge maximale (306 kN), les ressorts ont libéré de l'énergie emmagasinée et provoqué une grande ouverture à la base du parapet.

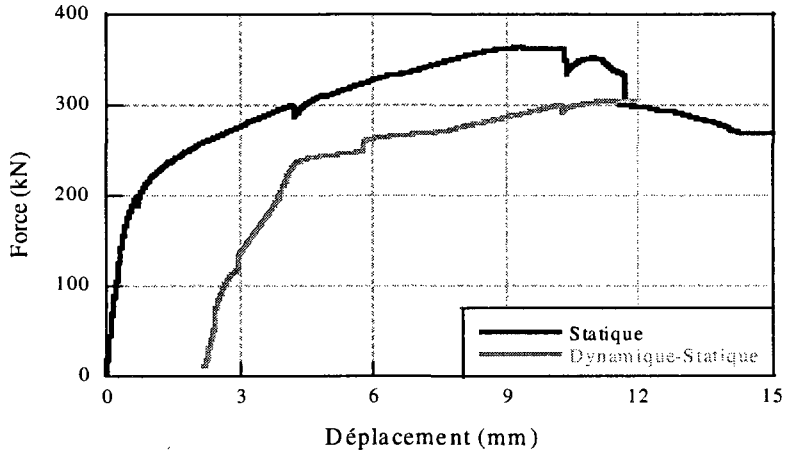


Figure 5. 356: Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% en statique simple et en statique après les essais d'impacts

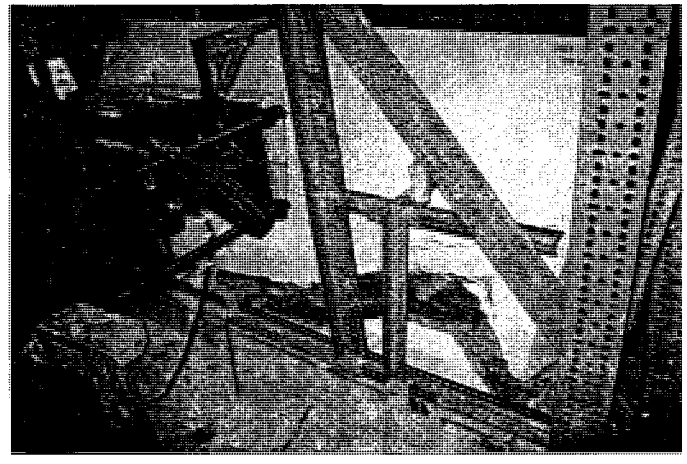


Figure 5. 367: Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% en statique après les essais d'impacts

5.5.3 Parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5%

5.5.3.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5%

Les réponses du parapet en BRF 70MPa-1.5% en statique simple et en statique après les essais d'impacts sont données à la figure 5.38. On note une diminution de la rigidité de 7 % et de la résistance maximale de 25 %. Le parapet a subi un déplacement suite aux essais d'impacts d'où le décalage initial en déplacement entre les deux courbes.

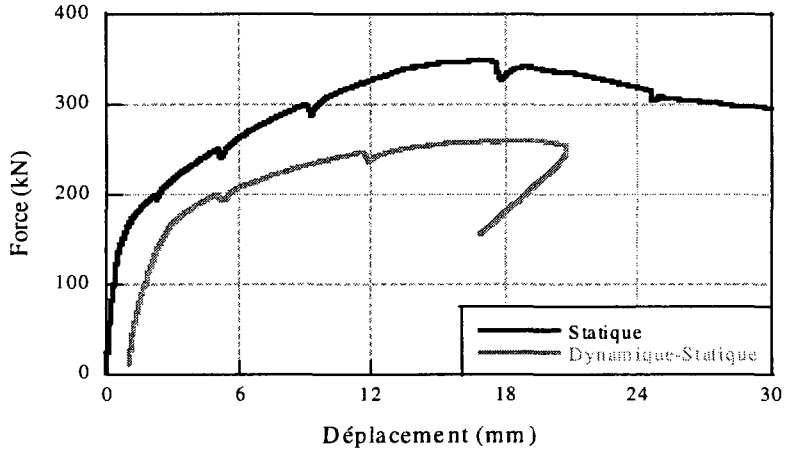


Figure 5. 378: Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% en statique simple et en statique après les essais d'impacts

5.5.3.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5%

Suite aux essais d'impacts, les fissures ont été relevées au niveau du changement de section et au niveau des zones d'ancrage. La rupture est survenue en flexion au changement de section de la face intérieure (figure 5.39). On a donc obtenu le même mode de rupture que dans le cas de l'essai statique simple.

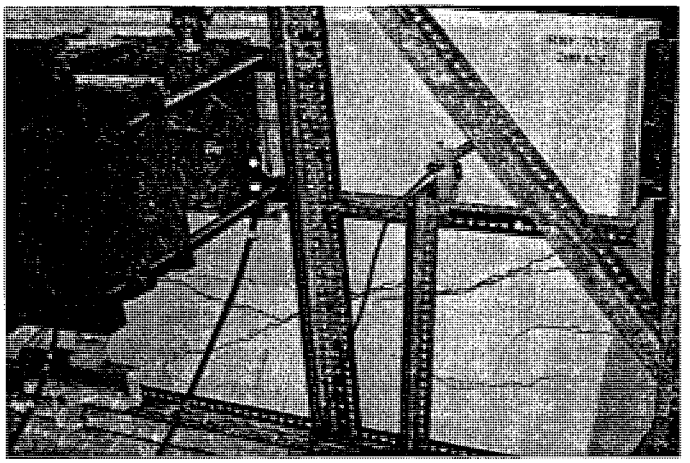


Figure 5. 389: Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% en statique après les essais d'impacts

5.5.4 Parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4%

5.5.4.1 Comportement du parapet en BRF 120MPa-4%

La figure 5.40 montre les réponses du parapet préfabriqué BRF 120MPa-4% en essai statique simple et en essai statique après les essais d'impact. Les deux réponses sont presque les mêmes car le parapet n'a pas été fissuré suite aux essais d'impact (cf 5.4.2.2). Le parapet a donc conservé la même rigidité et la même résistance.

5.5.4.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4%

La figure 5.41 montre la rupture du parapet après l'essai statique. Une rupture en flexion-cisaillement a été observée. La fissure principale a été localisée au niveau des zones d'ancrages.

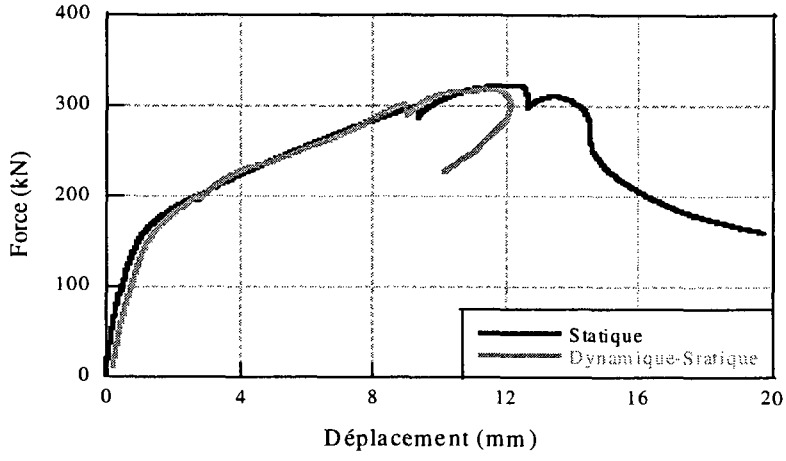


Figure 5. 40: Comportement du parapet en BRF 120MPa-4% en statique simple et en statique après les essais d'impacts

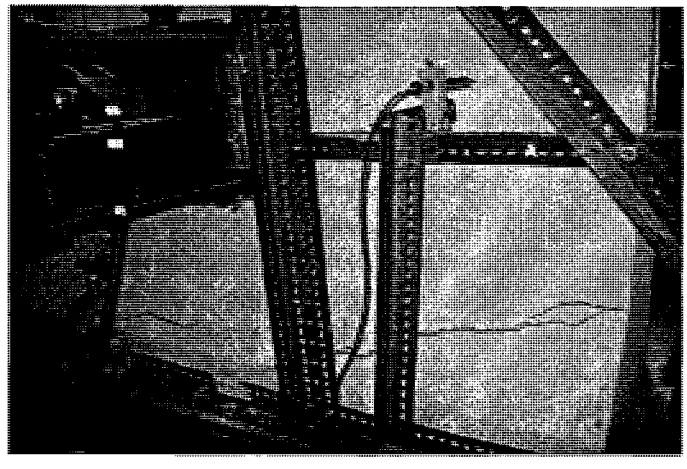


Figure 5.41: Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% en statique après les essais d'impacts

5.5.5 Résumé

D'une manière générale, on a eu une perte d'environ 11 % de la rigidité et 12 % de la résistance maximale après l'impact. Cependant, la rigidité et la résistance maximale du BRF 120MPa-4% n'ont pas diminué. Dans tous les cas, avec la résistance résiduelle atteinte, le parapet pourrait subir un autre impact à 215 kN. Ce qui correspond à une autre collision du véhicule. Le tableau 5.1 présente les résistances maximales et les modes de rupture des différents parapets préfabriqués après les chargements statiques et les chargements dynamiques.

Tableau 5.1 : Tableau comparatif des résistances et modes de rupture des parapets

Type de parapet	Chargement statique		Chargement dynamique	
	Résistance ultime	Mode de rupture	Résistance résiduelle*	Mode de rupture
BHP 50MPa préfab	260 kN	Flexion-cisaillement	245 kN	Flexion-cisaillement
BRF 50MPa-1% préfab	360 kN	Flexion-cisaillement	306 kN	Flexion-cisaillement
BRF 70MPa-1.5% préfab	350 kN	Flexion	260 kN	Flexion-cisaillement
BRF 120MPa-4% préfab	320 kN	Flexion	320 kN	Flexion

* Résistance mesurée après application des 4 niveaux d'impact sur le parapet

5.6 ANALYSE DU RENDEMENT GLOBAL

Selon le code CSA-S6-06 [CSA-S6-06, 2006], les parapets de type PL-2 doivent reprendre une charge transversale majorée de dimensionnement de 170 kN et qu'en tout temps leur intégrité structurale doit être conservée. En effet, les essais expérimentaux ont démontré que les parapets préfabriqués en BRF possèdent une bonne résistance mécanique (variant entre 320 et 360 kN). Les dimensionnements des parapets préfabriqués en BRF proposés dans ce projet répondent adéquatement aux critères du code CSA-S6-06. Les parapets préfabriqués en BRF ont résisté à l'impact du véhicule et sont demeurés efficaces car les résistances résiduelles déterminées sont également supérieures aux critères du code CSA-S6-06.

Les parapets en BRF constituent donc une avenue intéressante du point de vue mécanique. En plus, les parapets en BRF devraient présenter une durabilité prolongée en comparaison aux parapets en béton armé (préfabriqués ou fabriqués en chantier). En effet, les fissures causées par les impacts de véhicules ou les conditions rigoureuses environnementales seront plus fines et mieux contrôlées par les fibres métalliques que les armatures traditionnelles. En conséquence, la détérioration des éléments structuraux en BRF sous l'action du gel-dégel ou la corrosion des armatures sera ralentie. De plus, en cas d'endommagement important nécessitant le remplacement du parapet, la possibilité de remplacement du parapet préfabriqué offre une alternative très avantageuse par rapport à la réparation in-situ du parapet fabriqué en chantier.

Pour évaluer le rendement des parapets, le coût des matériaux, les coûts d'installation des armatures ainsi que les coûts de manutention et de transport des parapets préfabriqués ont été estimés (Tableaux 5.2 et 5.3). Les coûts utilisés ont été actualisés en date de juin 2008.

L'évaluation du rendement global des différents dimensionnements de parapet est donnée au tableau 5.4. Ce tableau présente le coût total des parapets qui tient compte du coût des matériaux (béton, acier) et leur installation dans les coffrages, ainsi que des coûts de manutention et de transport. Ces derniers coûts ne s'appliquent qu'aux parapets préfabriqués et sont majorés selon leur poids. Le ratio coût/résistance est présenté pour une unité de parapet de 2 m. On retrouve également le temps de construction en chantier pour les parapets coulés in-situ et les parapets préfabriqués sur un pont typique de 30 m de longueur en milieu urbain. Une période de construction totale de 18 jours est estimée pour les parapets coulés en chantier, soit 4 jours pour la mise en place des armatures, des coffrages et du béton, et 14 jours de cure humide appliquée au béton (2 fois 7 jours). En effet, pour éviter une fissuration due au retrait gêné, les parapets sont fréquemment fabriqués en sections alternées [Bissonnette et Morin, 2000], cela requiert 2 gâchées de béton espacées au minimum de 7 jours. Une période de construction totale de 4 jours est estimée pour l'installation des parapets préfabriqués.

Tableau 5.2 : Coûts des différents types de béton

Types de béton	BO 35MPa chantier	BHP 50MPa préfabriqué	BRF 50MPa-1% préfabriqué	BRF 70MPa-1.5% préfabriqué	BRF 120MPa-4% préfabriqué
Coûts ($/m^3)	145	145	340	480	2750

Tableau 5.3 : Coûts des armatures et de la manutention des parapets préfabriqués

	Coûts ($/kg)
Armature	1.15
Installation armature	0.55
Manutention parapet	0.008
Transport parapet	0.0142

En évaluant la quantité de béton utilisée pour chaque de type de parapets et la quantité d'armatures utilisée dans les différents parapets, le tableau 5.4 permet ainsi d'évaluer le rendement global des différents dimensionnements de parapets.

Tableau 5.4 : Rendement global des différents parapets

Caractéristiques	BO 35MPa chantier	BHP 50MPa préfabriqué	BRF 50MPa-1% préfabriqué	BRF 70MPa-1.5% préfabriqué	BRF 120MPa-4% préfabriqué
Coût total parapet 2 m ($)	200	188	231	251	898
Résistance (kN)	350*	260	360	350	320
Ratio Coût/Résistance# ($/kN)	1	1.26	1.12	1.26	4.9
Temps construction (j)	18	4	4	4	4

*: Valeur théorique

#: Valeur normalisée à celle du parapet fabriqué en chantier

NB : Coût des manchons non inclus

Le tableau 5.3 montre que le ratio coût/résistance minimum est obtenu avec le parapet fabriqué en chantier, cependant le temps de construction à prévoir pour un pont urbain typique est de 4.5 fois supérieur à celui requis pour l'utilisation des parapets préfabriqués. L'analyse du rendement global tend donc à favoriser l'utilisation du parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% qui a un faible ratio coût/résistance et une courte période de construction. Le parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% a un ratio coût/résistance légèrement plus élevé avec une période d'installation identique. Cependant les propriétés de ce matériau devraient apporter un gain de durabilité intéressant qui pourrait justifier son utilisation. Enfin, le parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% a un ratio coût/résistance trop élevé qui pourrait limiter son utilisation. Cependant, compte tenu de ses performances mécaniques et de sa durabilité il faudrait

prévoir une réduction significative des coûts relatifs à la réparation et à la maintenance dans la durée de vie du pont.

5.7 CONCLUSIONS

L'analyse des résultats expérimentaux a démontré premièrement que les parapets en BRF possèdent une résistance mécanique équivalente à celle du parapet fabriqué en chantier en BO 35MPa. En effet, la résistance maximale des parapets en BRF varie entre 320 et 360 kN tandis que celle du parapet en BHP 50MPa est de 260 kN. Deuxièmement, tous les parapets ont une ductilité comparable sauf le parapet en BRF 120MPa-4% qui ne contient aucune armature. Troisièmement, la rigidité de tous les parapets est semblable avant l'apparition des fissures.

En comparant les forces transversales atteintes dans les essais expérimentaux (320 à 360 kN) à la force transversale de dimensionnement sélectionnée de 350 kN (section 3.3.3), les parapets préfabriqués en BRF répondent aux exigences du code AASHTO.

La détermination des résistances résiduelles suite aux essais d'impact a montré que le comportement global des parapets n'a été que légèrement modifié (diminution de 7 à 10 %). Ceci est très important car l'objectif était d'avoir des parapets qui résistent à l'impact du véhicule.

Selon l'analyse du rendement global, l'utilisation du parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% est optimale car il présente un ratio coût/résistance faible et une courte période de construction en chantier. Le parapet préfabriqué en BRF 70MPa-1.5% présente un ratio coût/résistance légèrement plus élevé avec une période d'installation identique. Cependant, le rapport eau/liant de ce matériau devrait apporter un gain de

durabilité intéressant qui pourrait justifier son utilisation. Le parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% possède un ratio coût/résistance trop élevé pour être considéré favorablement dans ce projet. Pour profiter pleinement des caractéristiques mécaniques et de la durabilité remarquables de ce matériau on pourrait concevoir des parapets dont les endroits les plus sollicités seront faits en BRF 120MPa-4%. Par exemple, concevoir des parapets composites dont le noyau est en béton ordinaire (partie moins sollicitée) et la coque en BRF 120MPa (partie extérieure plus sollicitée) ou bien effectuer des évidements au niveau des endroits qui ne participent pas à la résistance des parapets préfabriqués entièrement en BRF 120MPa.

CHAPITRE 6

COMPARAISON NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTALE

6.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente la comparaison entre les résultats obtenus de l'analyse numérique et ceux obtenus des essais au laboratoire sur une dalle d'épaisseur 1 m. Il s'agit des résultats des parapets préfabriqués en BHP 50MPa armé, en BRF 50MPa-1% armé et non armé, en BRF 70MPa-1.5% armé et non armé et enfin du parapet préfabriqué en BRF 120MPa-4% non armé. Cette comparaison concerne le comportement des parapets et leur mode de rupture.

6.2 MODÈLE ANALYSÉ

6.2.1 Forme globale et maillage

La figure 6.1 montre le parapet préfabriqué sur la dalle d'épaisseur 1 m ainsi que le maillage du modèle. L'élément fini utilisé est un élément 3D solide tétraèdre dont la dimension maximale est de 0.2 m. Un raffinement a été appliqué sur la face avant et autour du point d'application de la charge sur le parapet. Dans ces zones raffinées la dimension du maillage est de 0.06 m.

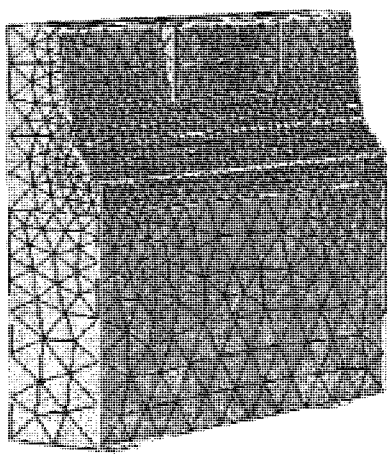
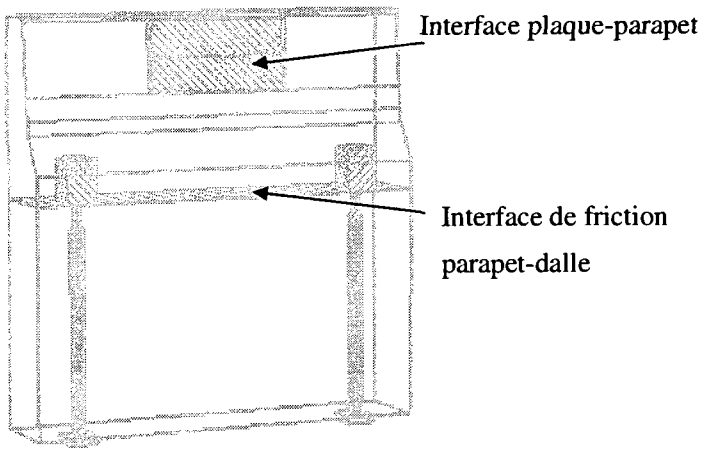


Figure 6. 1: Maillage du parapet et de la dalle

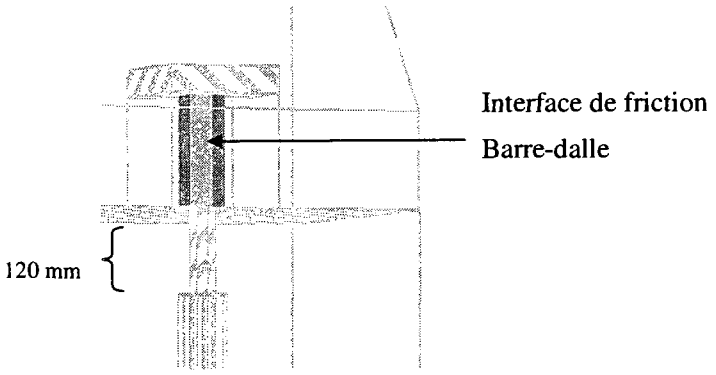
6.2.2 Contacts

Les contacts établis entre les différents macroéléments sont les mêmes que dans le chapitre 3 [3.5.1.3]. Cependant le contact de friction entre la barre de précontrainte et la dalle s'étend seulement sur 120 mm, ceci dans le but de reproduire les conditions réelles d'essais au laboratoire. Sur ces 120 mm, le diamètre du trou de la dalle est égal au diamètre de la barre. Dans le reste de la dalle il n'y a pas de contact entre la barre de

précontrainte et la dalle, car le diamètre du trou de la dalle (Ø 65 mm) est plus grand que celui de la barre (Ø 32 mm). Les contacts entre les macroéléments sont montrés à la figure 6.2.



(a) Toutes les interfaces



(b) Agrandissement de la zone d'ancrage

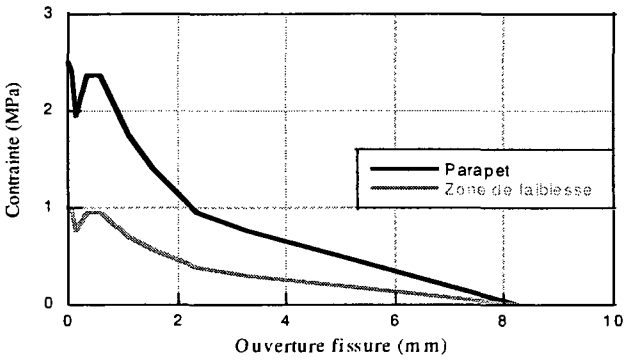
Figure 6. 2: Contacts entre les macroéléments

6.2.3 Matériaux

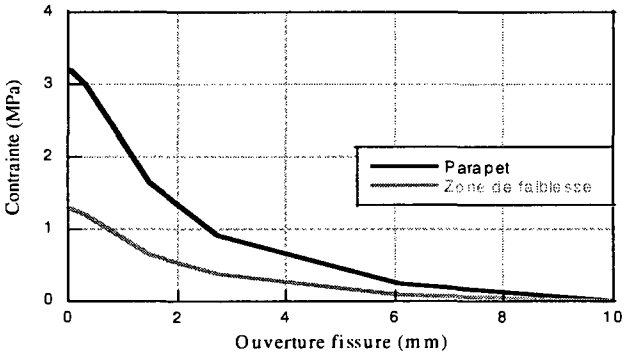
Les propriétés des matériaux utilisés pour les parapets préfabriqués sont données au chapitre 3 [3.5.5]. Cependant, pour la dalle de 1 m les propriétés du matériau ont été choisies afin de mieux représenter la dalle d'essai du laboratoire. Dans le logiciel ATENA 3D on a donc introduit les propriétés suivantes pour la dalle de 1 m : $f_c^{'}$ = 60MPa, f_t = 3MPa, L_{ch} = 80 mm, ν = 0.2 et E = 32400MPa et on a pris les autres caractéristiques du matériau par défaut dans le logiciel.

6.2.4 Zone de faiblesse

Pour les parapets en BRF 50 et 70MPa non armés, la préfissuration au niveau des ancrages a été modélisée par une zone de faible résistance à la traction. Dans cette zone, la résistance à la traction a été réduite de 60 % et les autres caractéristiques sont celles du matériau. La figure 6.3 montre la courbe de la loi de traction (contrainte-ouverture des fissures) de la zone de faiblesse et la courbe de la loi de traction utilisée ailleurs dans le parapet BRF 50MPa-1% non armé et le parapet BRF 70MPa-1.5% non armé. La figure 6.4.a montre les zones de faiblesse au-dessus des ancrages et la figure 6.4.b donne les dimensions de la zone de faiblesse dont la longueur est de 325 mm, la largeur de 160 mm et l'épaisseur de 10 mm.

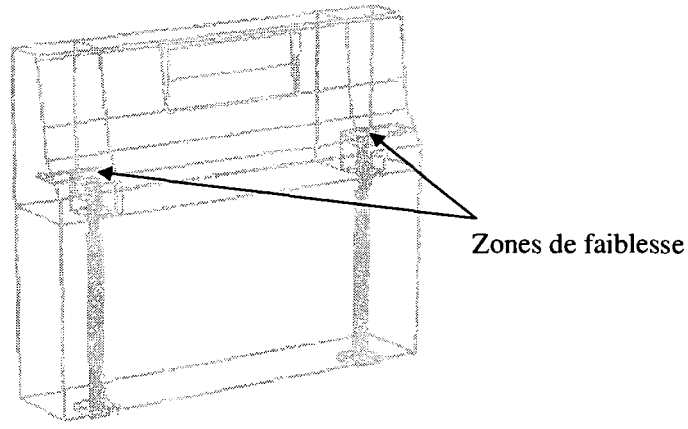


(a) Loi de traction du BRF 50MPa-1%

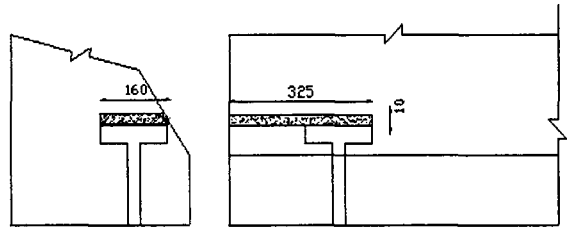


(b) Loi de traction du BRF 70MPa-1.5%

Figure 6. 3: Lois de traction du BRF 50MPa-1% et du BRF 70MPa-1.5%



(a) Vue générale



(b) Détails de la zone de faiblesse

Figure 6. 4: Zone de faiblesse

6.3 DÉVELOPPEMENT DU MODÈLE NUMÉRIQUE

6.3.1 Principaux développement du modèle

Afin de reproduire adéquatement les résultats des essais au laboratoire à l'aide du logiciel Atena 3D, plusieurs modifications des modèles numériques ont été nécessaires. Les modèles préliminaires ont été analysés en utilisant un maillage un peu grossier qui

par la suite a été raffiné. On a constaté qu'en raffinant le maillage de la face avant du parapet (où intervient la rupture) les analyses convergeaient mieux, en contrepartie le temps d'analyse a été prolongé. Ensuite le maillage à proximité des manchons et des barres d'ancrages a également été raffiné pur obtenir plus de précision pour les champs de contraintes locaux et améliorer la convergence.

Initialement un contact parfait a été utilisé entre les barres de précontraintes et la dalle de pont. Par la suite le contact parfait a été remplacé par une interface de frottement pour mieux représenter le léger déplacement du parapet par rapport à la dalle. Ce déplacement est très petit car le parapet est précontraint à la dalle.

Suite à l'observation d'une fissuration initiale sur les parapets avant leur sollicitation statique et dynamique (cf. section 6.2.4), une zone de faiblesse a été introduite dans les modèles pour reproduire l'effet de l'endommagement initial.

Les premières analyses ont été faites en introduisant dans les modèles des lois de comportement en traction des bétons (courbe contrainte-déformation) obtenues du calcul inverse (Nour et al.,2007). Le calcul inverse permet de dériver une loi de traction à partir des résultats d'essai de flexion sur les dalles circulaires. Les résultats obtenus étaient satisfaisants, mais pouvaient être améliorés. Dans le cadre d'un projet de recherche complémentaire réalisé sur les mêmes bétons que ceux utilisés pour la fabrication de parapets, des essais de traction directe (sur des spécimens en forme d'os) ont été complétés. L'utilisation des lois de comportement aux tractions extraites des essais de traction directe a permis une amélioration des résultats numériques par rapport aux résultats expérimentaux.

La longueur caractéristique des bétons (L_{ch}) permet de définir une ouverture de fissure lorsque la déformation de fissuration est atteinte dans le matériau. Le paramètre par défaut du logiciel était utilisé avec les lois de comportement en traction tirées du calcul inverse. En utilisant les lois de comportement extraites des essais de traction directe, la longueur caractéristique a été fixée à la plage de mesure utilisée dans l'essai de traction (tel que défini dans le logiciel). Par la suite, la variation de ce paramètre a eu des impacts positifs sur les résultats des analyses numériques.

6.3.2 Influence des paramètres importants sur le modèle

L'utilisation d'un maillage raffiné s'est traduite par un comportement moins rigide des modèles analysés et plus représentatifs des résultats expérimentaux. Il est à noter que dans le logiciel le choix de l'élément fini était limité pour les macroéléments avec des ouvertures (éléments finis tétraédriques uniquement).

L'utilisation des lois de comportement à la traction extraites des essais de traction directe avec une longueur caractéristique adéquate a permis de mieux reproduire les plans de rupture en flexion-cisaillement autour des manchons d'ancrage du côté de la face intérieure du parapet (mode de rupture des parapets en BHP 50MPa et en BRF 50MPa-1%) et les plans de rupture en flexion au changement de section du profil intérieur (mode de rupture des parapets en BRF 70MPa-1.5% e en BRF 120MPa-4%) d'une part. D'autre par elle a permis de réduire la différence de rigidité (flèche) entre le numérique et l'expérimental et d'obtenir des valeurs de résistances comparables.

L'introduction d'une interface de frottement entre les barres de précontrainte et la dalle de pont est apparue très importante dans la reproduction des résultats expérimentaux par le modèle numérique. Dans les analyses préliminaires ce contact était parfait et ne

représentait pas les conditions réelles d'essais au laboratoire. En effet, en créant un contact parfait entre les barres de précontrainte et la dalle d'essai, la force de précontrainte ne sollicitait uniquement que la barre de précontrainte et non l'ensemble du système d'ancrage (manchon + barre) tel qu'en réalité. En définissant une interface de frottement et en mettant les barres de précontrainte sous tension, les manchon noyés dans le béton de même que le volume de béton sous la plaque du manchon se trouvaient maintenant sollicités de manière réaliste. Lors des essais au laboratoire, cette interface de frottement était représentée par un coulis (ultracal) mis en place entre les barres de précontrainte et la dalle de protection.

L'utilisation d'une zone de faiblesse pour reproduire l'endommagement initial du parapet a permis d'améliorer significativement la représentativité des résultats des modèles pour les parapets (cf. sections 6.6 et 6.8). En effet, pour les parapets non armés, les fissures se développent très tôt au niveau de la zone de faiblesse et la rupture intervient rapidement. Pour les parapets armés, les armatures contrôlent le développement de la fissuration dans la zone de faiblesse et donc celle-ci a peu d'influence sur le final.

6.3.3 Différences entre les modèles numériques et expérimentaux

L'analyse des résultats a fait ressortir certaines différences entre les résultats numériques et expérimentaux. Ces différences entre les résultats pourraient s'expliquer d'une part par l'hétérogénéité du béton lors de la fabrication qui peut générer des zones de faible résistance. D'autre part, l'orientation des fibres dans les spécimens de caractérisation, qui ont permis la définition des lois de comportement dans Atena, est certainement différente de celle des parapets testés au laboratoire. Enfin, dans Atena on considère que le matériau est parfaitement isotrope, tandis que les parapets en BRF n'ont pas des

propriétés tout à fait isotropes compte tenu du sens de l'écoulement du matériau dans les coffrages qui crée une orientation préférentielle a certain endroits. Ceci peut expliquer en partie les écarts de résultats de Atena.

Ces différences peuvent trouver également leur explication dans le modèle analysé comparativement aux conditions réelles des essais au laboratoire. En effet, dans les conditions réelles du laboratoire on a une interface de frottement entre le parapet et la dalle de protection et une autre interface de frottement entre la dalle de protection et la dalle d'essai du laboratoire. Or dans le modèle numérique la dalle de protection et la dalle d'essai du laboratoire ont été modélisées en un seul macroélément car lors des analyses numériques on notait des problèmes de convergence chaque fois que l'on définissait deux interfaces de frottement entre le parapet et la dalle d'essai du laboratoire.

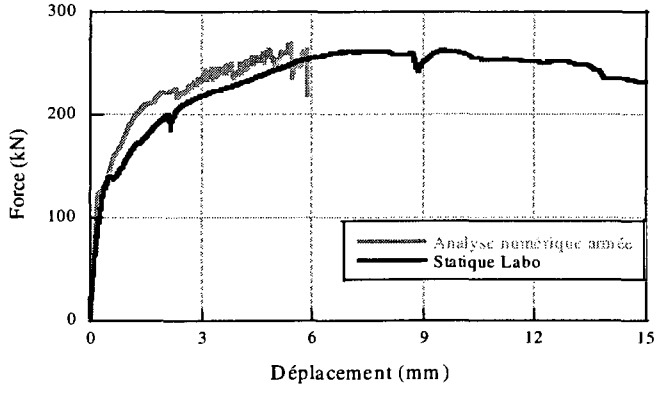
Il faut noter également que dans la fabrication des parapets, la dimensions des coffrages et surtout le positionnement des armatures peuvent avoir varié selon les plans et les modèles numériques, et donc expliquer une différence des résultats. En effet, les armatures peuvent bouger lors du remplissage du coffrage par du béton. En plus, il faut mentionner qu'il peut y avoir eu quelques légères imprécisions dans la mise en place du dispositif d'essai (position des parapets et du vérin ainsi que la position des capteurs) qui était assez complexe.

6.4 PARAPET PRÉFABRIQUÉ EN BHP-50MPA ARMÉ

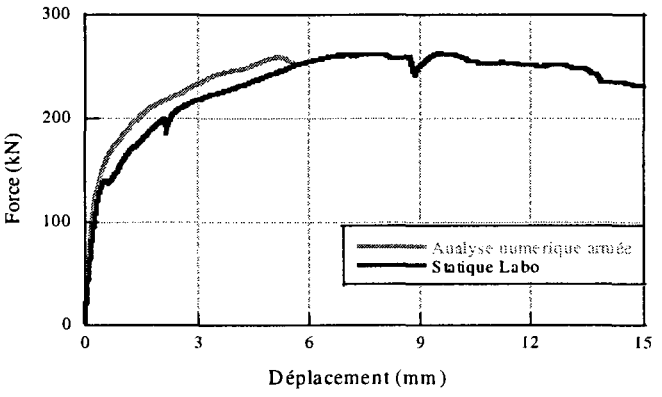
6.4.1 Comportement du parapet en BHP-50MPa armé

La figure 6.5.a présente la courbe obtenue de l'analyse numérique avant son lissage, comparée à la courbe force-déplacement obtenue au laboratoire. Toutefois dans la suite du chapitre, pour une meilleure comparaison des courbes force-déplacement, toutes les courbes obtenues de l'analyse numériques ont été lissées.

La figure 6.5.b permet de comparer le comportement du parapet en BHP-50MPa armé obtenu de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire. On constate que les deux courbes présentent le même comportement élastique jusqu'à environ 100 kN, ensuite la rigidité du parapet testé au laboratoire diminue avec l'apparition des fissures tandis que celle de l'analyse numérique commence à diminuer à environ 130 kN. La résistance maximale ainsi obtenue pour le parapet testé au laboratoire est de 260 kN pour un déplacement de 8 mm et de 270 kN pour l'analyse numérique avec un déplacement de 5 mm.



(a) Courbe numérique avant lissage



(b) Courbe numérique après lissage

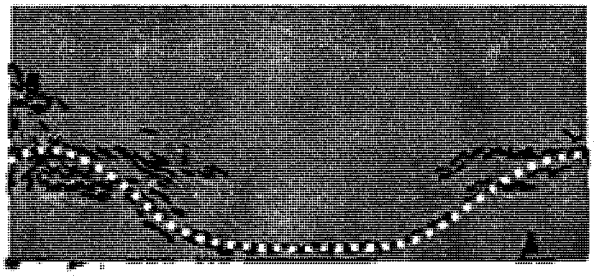
Figure 6. 5: Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BHP 50MPa armé

Comparativement au parapet testé au laboratoire, l'analyse numérique présente donc une résistance et une rigidité légèrement plus élevées. Cette différence pourrait s'expliquer par la présence des fissurations initiales au niveau des zones d'ancrages qui n'ont pas été considérées pour les parapets en BHP 50MPa. En effet à cause de la présence des armatures il n'a pas été nécessaire de créer les zones de faiblesse dans le modèle numérique pour reproduire le comportement du parapet préfabriqué en BHP 50MPa.

6.4.2 Mode de rupture du parapet en BHP 50MPa armé

La figure 6.6 présente le mode de rupture du parapet en BHP 50MPa obtenu de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire. Dans les deux cas, la fissuration a commencé au niveau de l'ancrage et ensuite s'est propagée vers la base du parapet. De plus, le parapet présente un mode de rupture en flexion-cisaillement au niveau des manchons du côté de la face intérieure. Dans l'analyse numérique, le plan principal de rupture est représenté

en pointillé blanc (figure 6.6.a). À la face arrière des fissures verticales dues à flexion ont été relevées.



(a) analyse numérique



(b) essai au laboratoire

Figure 6. 6: Fissuration face avant du parapet en BHP 50MPa armé

6.5 PARAPET PRÉFABRIQUÉ EN BRF 50MPA-1% ARMÉ

6.5.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% armé

Le comportement du parapet en BRF-50MPa-1% (aucune zone de faiblesse n'a été considérée) est présenté à la figure 6.7. L'analyse de la courbe numérique et celle obtenue au laboratoire montrent que dans les deux cas le parapet présente un comportement élastique jusqu'à environ 150 kN et ensuite une diminution de la rigidité

est constatée avec l'apparition des fissures. La résistance maximale ainsi obtenue pour le parapet testé au laboratoire est de 360 kN pour un déplacement de 10 mm et de 395 kN pour l'analyse numérique avec un déplacement de 8 mm.

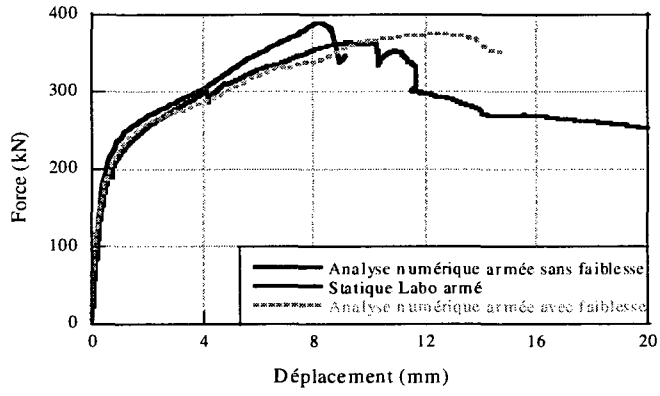


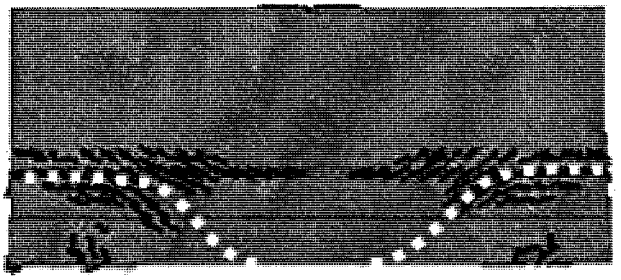
Figure 6. 7: Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 50MPa-1% armé

L'analyse du parapet armé avec une zone de faiblesse présente un comportement presque similaire à celui du parapet testé au laboratoire. Malgré la présence de cette zone faiblesse, la résistance maximale obtenue est de 380 kN. Ceci signifie que les cadres autour des zones d'ancrage ont repris une grande partie des efforts et de ce fait ont compensé la fissuartion initiale.

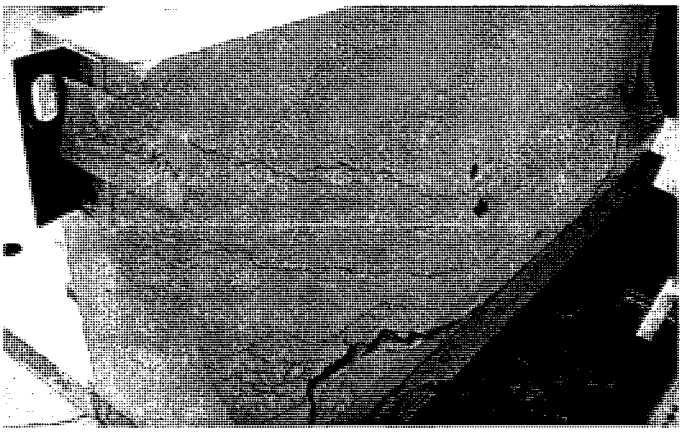
6.5.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% armé

La figure 6.8 présente le mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% armé obtenu de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire. On constate que le mode de rupture est de type flexion-cisaillement au niveau des ancrages du côté de la face intérieure. Des

fissures verticales de flexion ont été également observées du côté de la face arrière. Ces fissures verticales sont plus fines comparativement à celles du BHP 50MPa à cause de la présence des fibres.



(a) analyse numérique



(b) essai au laboratoire

Figure 6. 8: Fissuration face avant du parapet en BRF 50MPa-1% armé

6.6 PARAPET PRÉFABRIQUÉ EN BRF 50MPA-1% NON ARMÉ

6.6.1 Comportement du parapet en BRF 50MPa-1% non armé

La figure 6.9 présente le comportement du parapet en BRF 50MPa-1% non armé. On constate que le comportement du parapet dans les deux cas est élastique jusqu'à environ 100 kN. Cependant, on obtient une résistance légèrement plus élevée avec l'analyse numérique. La résistance maximale ainsi obtenue pour le parapet testé au laboratoire est de 240 kN pour un déplacement de 8 mm et de 260 kN pour l'analyse numérique avec un déplacement de 8.5 mm. Dans l'analyse numérique, la zone de faiblesse est introduite au niveau des ancrages et la résistance à la traction a été réduite de 60 %.

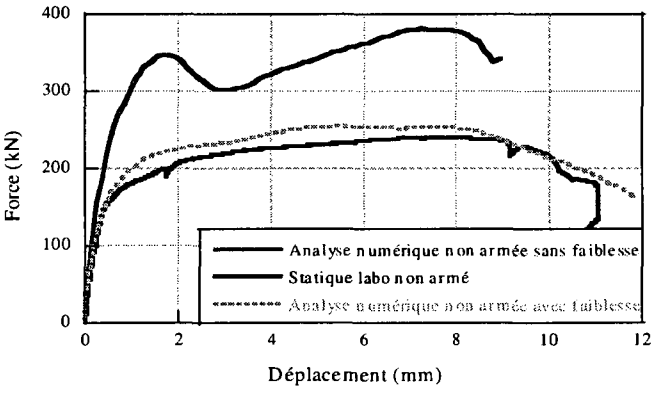


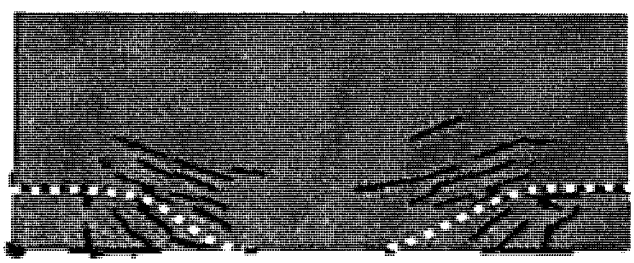
Figure 6. 9: Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 50MPa-1% non armé

On remarque que l'analyse numérique du parapet sans la zone de faiblesse donne une rigidité et une résistance beaucoup plus élevées comparativement à celles obtenues de l'essai statique. Par contre, l'analyse numérique tenant compte de la zone de faiblesse présente un comportement presque similaire à celui obtenu de l'essai statique. Ceci met

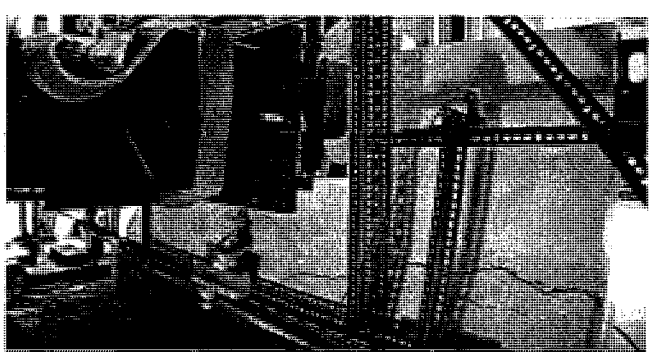
en évidence l'importance du plan de faiblesse dû à la fissuration qui a influencé le comportement du parapet.

6.6.2 Mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% non armé

Le mode de rupture du parapet en BRF 50MPa-1% est montré à la figure 6.10. Dans les deux cas la rupture intervient par flexion-cisaillement au niveau des ancrages de la face intérieure. Les fissures ont commencé à se développer au niveau du plan de faiblesse pour ensuite s'étendre vers la base du parapet. Dans ce cas, on n'a pas observé de fissures verticales de flexion à l'arrière du parapet car le chargement était plus faible.



(a) analyse numérique



(b) essai au laboratoire

Figure 6. 10: Fissuration face avant du parapet en BRF 50MPa-1% non armé

6.7 PARAPET PRÉFABRIQUÉ EN BRF 70MPA-1.5% ARMÉ

6.7.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé

Le comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% est présenté à la figure 6.11. L'analyse de la courbe numérique et celle obtenue au laboratoire montrent que dans les deux cas le parapet présente un comportement élastique jusqu'à environ 150 kN et ensuite on constate une diminution de la rigidité avec l'apparition des fissures. La résistance maximale ainsi obtenue pour le parapet testé au laboratoire est de 360 kN pour un déplacement de 17 mm et de 380 kN pour l'analyse numérique avec un déplacement de 31 mm.

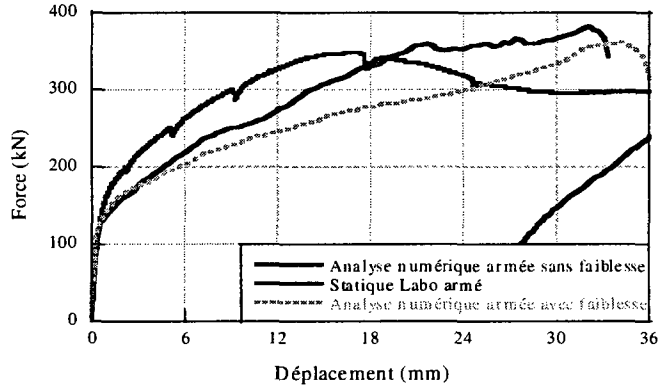


Figure 6. 11: Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé

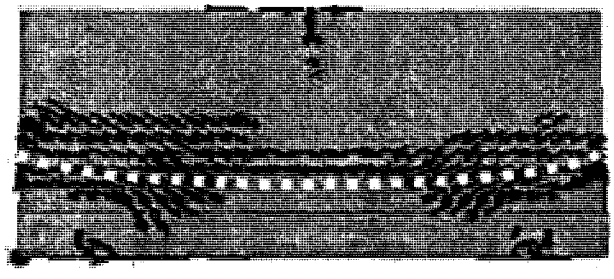
On remarque une différence de comportement entre l'analyse numérique et l'essai statique au laboratoire. Cette différence de résultat trouverait son explication dans la loi de matériau utilisée. En effet, la loi de matériau du BRF 70MPa-1.5% utilisée provient du calcul inverse au lieu de l'essai de traction directe (les lois provenant de l'essai de

traction directe ont donné de meilleurs résultats avec les autres types de béton) car il n'y avait pas de données disponibles d'essai de traction directe pour ce matériau. Il est possible que la résistance à la traction (ft) obtenue du calcul inverse soit sous-estimée car la fissuration intervient plus tôt dans la courbe numérique. De plus, la valeur de la longueur caractéristique du matériau (Lch) était plus difficile à déterminer. Donc ceci explique le fait que la reproduction des résultats soit moins précise.

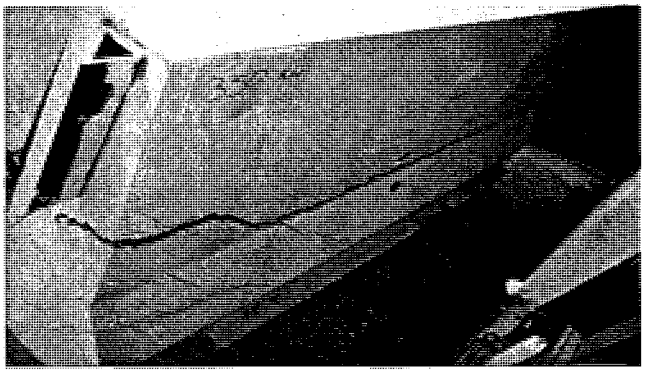
Le parapet armé avec une zone de faiblesse présente une résistance maximale de 370 kN et on remarque que le point de faiblesse dû à la fissuration n'a pas beaucoup influencé le comportement du parapet. Ceci indique que la préfissuration a été compensée par la présence des cadres.

6.7.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé

La figure 6.12 présente le mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé obtenu de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire. On constate que celui-ci se produit par flexion au niveau du changement de la section de la face intérieure. On note également des fissures verticales de flexion plus fines du côté de la face arrière comparativement à celles observées au niveau du BRF 50MPa-1% cela est dû au dosage de fibres plus grand.



(a) analyse numérique



(c) essai au laboratoire

Figure 6. 12: Fissuration face avant du parapet en BRF 70MPa-1.5% armé

6.8 PARAPET PRÉFABRIQUÉ EN BRF 70MPA-1.5% NON ARMÉ

6.8.1 Comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé

La figure 6.13 présente le comportement du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé. On constate que le comportement du parapet dans les deux cas est élastique jusqu'à environ 100 kN et on remarque ensuite que les deux courbes se superposent. La résistance maximale ainsi obtenue pour le parapet testé au laboratoire est de 180 kN pour un déplacement de 2 mm et de 190 kN pour l'analyse numérique avec un déplacement de 2 mm.

En comparant les courbes numériques sans plan de faiblesse et avec plan de faiblesse, on remarque que le comportement du parapet est beaucoup influencé par la présence du plan de faiblesse dans l'analyse numérique.

Dans l'analyse numérique, on a introduit la zone de faiblesse au niveau des ancrages et on réduit seulement sa résistance à la traction de 60 %.

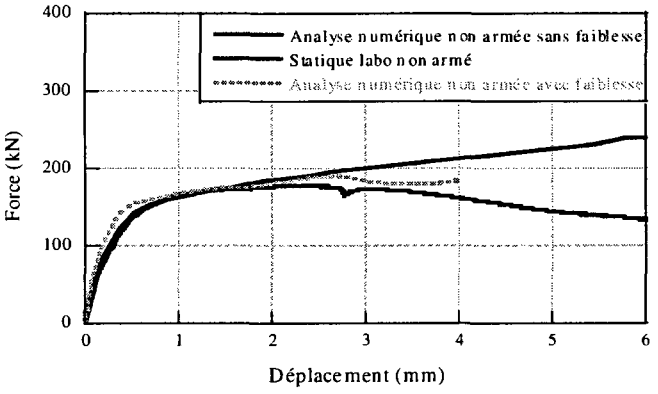
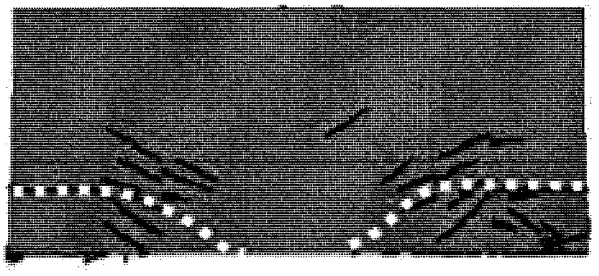


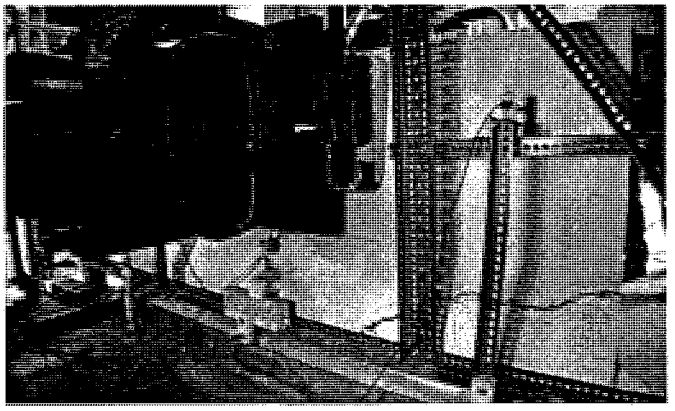
Figure 6. 13: Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé

6.8.2 Mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé

Le mode de rupture du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé est montré à la figure 6.14. La rupture intervient par flexion-cisaillement au niveau des ancrages. Dans ce cas également, on n'a pas observé de fissures verticales de flexion à l'arrière du parapet car le chargement était plus faible.



(a) analyse numérique



(b) essai au laboratoire

Figure 6. 14: Fissuration face avant du parapet en BRF 70MPa-1.5% non armé

6.9 PARAPET PRÉFABRIQUÉ EN BRF 120MPA-4% NON ARMÉ

6.9.1 Comportement du parapet en BRF 120MPa-4% non armé

La figure 6.15 présente le comportement du parapet en BRF 120MPa-4%. On constate que le comportement numérique est très similaire à celui obtenu au laboratoire. Dans les deux cas le parapet présente un comportement élastique jusqu'à environ 120 kN et ensuite une diminution de la rigidité est constatée avec l'apparition des fissures. La résistance maximale ainsi obtenue pour le parapet testé au laboratoire est de 320 kN pour un déplacement de 12 mm et de 360 kN pour l'analyse numérique avec un déplacement de 14 mm.

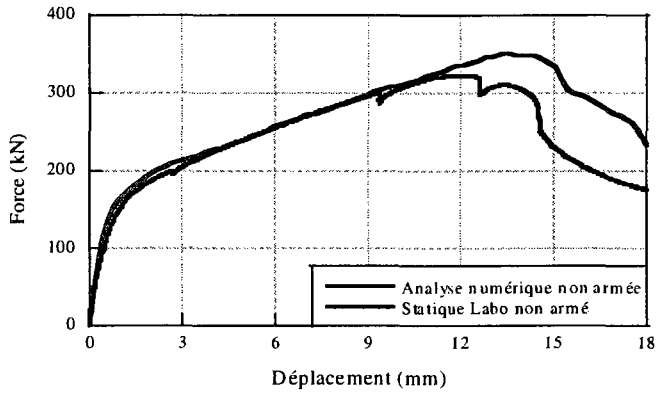
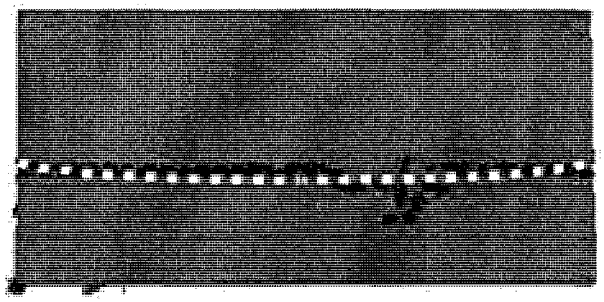


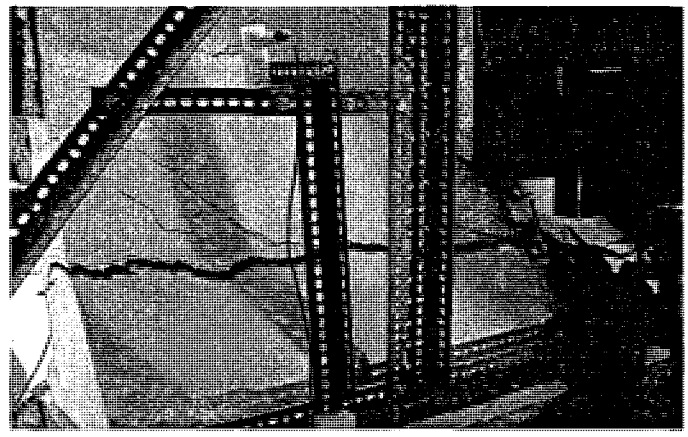
Figure 6. 15: Comparaison courbe force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du parapet en BRF 120MPa-4% non armé

6.9.2 Mode de rupture du parapet en BRF 120MPa-4% non armé

La rupture intervient par flexion au niveau du changement de la section (figure 6.16). L'analyse numérique présente donc le même mode de rupture que celui obtenu au laboratoire. Les fissures verticales de flexion relevée sont plus fines que celles observées au niveau du BRF 70MPa-1.5% car le dosage de fibres est plus grand (4%).



(a) analyse numérique



(b) Essai au laboratoire

Figure 6. 16: Fissuration face avant du parapet en BRF 120MPa-4% non armé

6.10 CONCLUSIONS

Le logiciel ATENA 3D permet de reproduire adéquatement les résultats des essais au laboratoire, en terme de résistance, rigidité et modes de rupture, avec une précision d'environ ±7 à 10%. Cependant les écarts qui ont été constaté pourraient être dus au fait qu'avec l'analyse numérique le béton fibré est supposé parfaitement homogène. Or, en pratique, il est difficile de maîtriser l'orientation des fibres dans le béton. En effet, l'orientation des fibres dans les spécimens de caractérisation (pour déterminer les propriétés utilisées dans les analyses numériques) n'est pas nécessairement la même que dans les parapets préfabriqués, donc ceci peut influencer la précision des calculs.

Les résultats des analyses numériques confirment que la loi constitutive du béton *CC3DNonLinCementitious2User* dans ATENA 3D est bien adaptée aux matériaux présentant un comportement adoucissant comme les BRF 50MPa et BRF 70MPa ou

écrouissant-adoucissant comme le BRF 120MPa. En effet, on obtient des résultats reproduisant de manière satisfaisante les tendances observées au laboratoire.

Pour ce projet, l'utilisation d'une loi de traction obtenue d'un essai de traction directe donne de meilleurs résultats qu'une loi obtenue par calcul inverse d'un essai de flexion. Les résultats obtenus avec le BRF 70MPa confirment cette hypothèse.

Dans la zone d'ancrage, la présence des manchons affecte l'orientation des fibres ce qui amène à avoir possiblement moins de fibres dans certaines zones qui créent une zone de faible résistance comparativement aux autres endroits du parapet où les fibres sont mieux réparties. De plus, la déformation gênée dans les zones d'ancrage due à la présence des manchons pourrait provoquer la fissuration dans cette zone. Enfin, il est possible que les fibres présentes dans cette zone auraient été moins efficaces pour bien contrôler les fissures, sans toutefois que cette hypothèse puisse être vérifiée avec certitude. Il est donc certain qu'il faudra éliminer la déformation gênée durant le durcissement du béton en permettant au manchon de se déplacer légèrement.

En modélisant la zone de fissuration initiale par une zone de résistance à la traction réduite, le comportement du parapet en laboratoire est mieux reproduit dans les analyses numériques. Cependant, la résistance obtenue de l'analyse numérique reste en moyenne 5 à 7 % plus élevée que celle obtenue au laboratoire.

La présence du point de faiblesse dû à la fissuration a beaucoup influencé le comportement des parapets non armés, tandis que pour les parapets armés, la présence des cadres autour des zones d'ancrages a permis de compenser cette fissuration initiale.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1 RAPPEL DES OBJECTIFS

L'objectif premier de cette étude était de proposer de nouveaux dimensionnements de parapets préfabriqués en béton renforcé de fibres et la technique d'ancrage au tablier de pont afin de pallier aux problématiques liées à l'utilisation de parapets fabriqués en chantier. Le deuxième objectif était d'évaluer les performances mécaniques des ces parapets préfabriqués en effectuant une série d'essais statiques et dynamiques (tests d'impacts) au laboratoire. Cette phase de travail avait pour but de vérifier la conformité des parapets préfabriqués aux exigences du Code des ponts routiers du Canada [CSA-S6-06] relatives aux parapets de type PL-2. Ce chapitre résume les différentes conclusions et recommandations faites lors des chapitres précédents.

7.2 CONCLUSIONS

L'optimisation du dimensionnement des parapets préfabriqués en béton renforcé de fibres a permis de diminuer jusqu'à 50 % l'épaisseur des parapets selon le matériau utilisé et de réduire de 50 à 100 % l'armature conventionnelle. Les bétons renforcés de fibres ont donc permis de réduire les tailles massives des parapets qui les rendaient lourds pour le transport et relativement peu esthétiques en milieu urbain. De plus les bétons renforcés de fibres facilitent la fabrication des éléments en réduisant la quantité d'armature à insérer dans les coffrages.

Les parapets fait de béton renforcés de fibres jusqu'à 4% en volume ont été produits avec succès dans une usine de produits préfabriqués de béton. De plus leur installation avec précontrainte à travers une dalle été effectuée au laboratoire sans complication.

L'étude expérimentale a démontré que les dimensionnements des parapets préfabriqués proposés, dans les 3 gammes de béton renforcé de fibres (BRF 50MPa-1%, BRF 70MPa-1.5% et BRF 120MPa-4%) possèdent une résistance mécanique et une ductilité comparables aux parapets en béton armé fabriqués en chantier. Les résistances maximales des parapets en BRF varient entre 320 et 360 kN. De plus, les parapets présentent un comportement ductile après la résistance maximale. Enfin, les parapets préfabriqués répondent adéquatement aux exigences du Code CSA-S6-06.

La technique d'ancrage des parapets préfabriqués proposée est demeurée efficace car les efforts induits par la force transversale appliquée au centre des parapets étaient repris par les ancrages. De plus, la contrainte dans les barres de précontrainte est restée inférieure à la limite élastique durant tout l'essai. Avec le système d'ancrage proposé, l'installation

des parapets préfabriqués nécessite que des trous d'ancrages soient préalablement prévus dans les tabliers de ponts.

Il est possible de reproduire certains essais d'impact de véhicule recommandés par la norme AASHTO au laboratoire. En effet, dans ce projet l'impact d'un véhicule de marque Toyota Echo modèle 2000 percutant un parapet de type *New Jersey* à la vitesse de 110 km/h avec un angle d'incidence de 20^0 a été réalisé à l'aide d'un vérin. Ceci pourrait être une première car de tels essais au laboratoire n'ont probablement jamais été faits auparavant. Comparativement aux essais de collision réels, les essais au laboratoire permettent de réduire le coût des essais, de faire différents niveaux de chargement et sont plus rapides de réalisation.

Les essais dynamiques ont démontré que l'intégrité structurale des parapets préfabriqués était peu affectée après les impacts. En effet, une diminution de 0 à 25 % de la résistance et de la rigidité a été observée comparativement à celles des parapets n'ayant pas subi d'impacts. Par conséquent, même après l'impact à pleine capacité, ils demeurent efficaces pour résister à un autre impact de véhicule et permettre le transfert d'énergie.

L'analyse du rendement global des parapets montre que les parapets fabriqués en chantier ont un ratio coût/résistance un peu plus faible comparativement à celui des parapets préfabriqués en BRF. Cependant, en tenant compte des performances mécaniques et de la durabilité, les parapets préfabriqués en BRF sont favorisés. De plus, l'installation rapide de ces parapets préfabriqués permettrait de prévoir une mise en service du pont plus rapide et ainsi un gain substantiel sur le coût de la gestion de la circulation. L'analyse du rendement global montre également que le parapet préfabriqué en BRF 50MPa-1% constitue la meilleure option pour pallier à la problématique des

parapets fabriqués en chantier. Son ratio coût/résistance est 12% plus élevé que celui du parapet coulé en place, mais permet de réduire par quatre le temps d'installation en chantier pour un pont de 30 m.

Une grande durabilité est attendue pour les parapets préfabriqués en BRF compte tenu des propriétés mécaniques du béton et du meilleur contrôle de la fissuration dû à la présence des fibres métalliques. De plus, le remplacement en cas d'un fort endommagement des parapets préfabriqués est beaucoup plus simple et rapide que celui des parapets fabriqués en chantier donc un gain important sur le coût de la gestion du trafic.

Le logiciel d'analyse non linéaire ATENA 3D a permis de reproduire efficacement les résultats des essais au laboratoire des parapets préfabriqués sous des sollicitations statiques, avec une précision d'environ ±7 sur la résistance. On a noté cependant certains écarts au niveau de la résistance, de la rigidité et du mode de rupture.

La comparaison des analyses aux résultats expérimentaux confirme que la loi constitutive du béton *CC3DNonLinCementitious2User* dans ATENA 3D est bien adaptée aux matériaux présentant un comportement adoucissant comme les BRF 50MPa ou écrouissant-adoucissant comme le BRF 120MPa. Toutefois, les lois de traction des BRF obtenues des essais de traction directs et utilisées dans les analyses numériques donnent de meilleurs résultats.

7.3 RECOMMANDATIONS

L'apparition des fissures initiales au niveau des ancrages des parapets préfabriqués amène à porter une attention au système d'ancrage proposé. En effet, la présence du manchon noyé dans le béton aurait empêché le mouvement du béton (dilatation et contraction) lors de sa phase de durcissement. Il est donc recommandé, d'une part, de réduire la taille de la plaque soudée au manchon et, d'autre part, de permettre au manchon de se déplacer légèrement (une certaine liberté de mouvement dans la fixation) une fois que le béton commence à faire sa prise afin de permettre la déformation du béton.

La présence des manchons dans le béton pourrait empêcher les fibres de bien se placer dans cette zone et créer par conséquent une zone de faiblesse. Donc pour éviter ces zones de faiblesse on pourrait concevoir un système d'ancrage qui permettrait une meilleure mise en place du béton, avec moins de gêne.

Les barres de précontrainte doivent être protégées d'éventuelle intrusion des sels de deverglaçage dans les trous d'ancrage qui provoqueraient leur corrosion. Il est donc recommandé d'avoir une bonne étanchéité entre le parapet et le tablier de pont. Par exemple, on pourrait utiliser un mortier (coulis) d'imperméabilisation et de protection à base de ciment et modifié au polymère (produit disponible sur le marché).

Les trous d'ancrage dans la dalle de pont pourraient influencer son comportement et diminueraient possiblement sa durabilité. Une analyse approfondie de la résistance mécanique serait donc utile pour tenir compte de la présence des trous d'ancrages dans la dalle car ces zones pourraient être des points faibles de la dalle.

Afin de réaliser au laboratoire le test d'impact du véhicule en 0.1 seconde au lieu de 0.2 seconde, on pourra utiliser le vérin de 1000 kN avec 2 servo-valves au lieu d'une seule pour augmenter sa capacité hydraulique. Ceci permettrait donc de reproduire exactement le signal du test d'impact de la Toyota Echo.

Actuellement le code CSA-S6-06 donne peu d'informations concernant l'utilisation des parapets préfabriqués en béton. Ainsi, une étude approfondie mérite d'être faite sur les parapets préfabriqués, notamment pour développer des méthodes de calcul pour l'évaluation théorique de leur capacité ultime, ainsi que la possibilité de permettre des essais de laboratoire au lieu des essais d'impacts.

RÉFÉRENCES

AASHTO, "Guide Specifications for Bridge Railings", [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1989].

AASHTO LRFD, "Load and Resistance Factor Design", [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1994].

AASHTO, "Bridge Railing Design and Testing", [Highway Subcommittee on Bridges and Structures, 1996].

Association Béton Québec, "Guide de bonnes pratiques pour l'utilisation des fibres dans le béton", [ABQ, Janvier 2005].

Aufmuth, R.E., Naus, D.J., and Williamson, G.R., "Effect of aggressive environment on steel fibre reinforced concrete", [Letter Repport M-113, Construction Engineering Research Laboratory, Illinois, 1974].

Banthia, N., Trottier, J.F., and Beaupré, D., "Steel fiber reinforced west-mix shotcrete: comparaison with cast concrete", [ASCE, 1994].

Baron, J., and Lesage, R., "Pour une étude pratique de la maniabilité, le maniabilimètre lesage du laboratoire central des ponts et chaussées ", [LCPC (13), bulletin de liaison ,1985].

Bartos, P., "Analysis of pull-out test on fibers embedded in brittle matrices", [Journal of Materials Science, 1980], Vol. 15, pp.3122-3128.

Bartos, P., "Bond in fiber reinforced cements and concretes", [The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 1981], Vol. 3, pp.159-177.

Beaudoin. JJ, "Béton renforcé de fibres", [CBD-223-F, publié à l'origine en juillet 1982].

Beaudoin. JJ, "Handbook of fiber reinforced concrete – principles, properties, developments and applications", [Noyes Publication, USA, 1990], pp.332.

Beaumier, E. "Évaluation sous charges statiques de glissières de ponts de type PL-2 et PL-3 en béton renforcé avec de l'armature en matériaux composites", Mémoire de Maîtrise, [Université de Sherbrooke, Hiver 2000].

Beaurivage, F., "Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception des structures", Mémoire de Maîtrise, [École Polytechnique de Montréal, Québec, Canada, 2008].

Bentur. A., "Microstructure, interfacial effects and micromechanics of cimentitious composites, in advances in Cementitious Materials", [The American Ceramic Society, USA, 1991], pp.523-547.

Bentur. A and Mindess. S, "Fibre reinforced cementitious composite", [Elsevier applied Science, London an New York, 1990].

Braike, S. "Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance", Master thesis, [École polytechnique de Montréal, Canada, Hiver 2007].

Buth, A.E., Hirshch, T.J., and McDevitt, C.F., " Performance Level 2 bridge railings", [Transportation Research Record , 1990], Vol.1258, pp. 32-50.

Červenka, V., Jendel L., Červenka J. [2005]. ATENA Program Documentation Part 1, Theory. CERVENKA CONSULTING, Prague, Czech Republic.

CNRC, "La fissuration prématurée des parapets de pont: causes et solution", [Conseil National de Recherches Canada, 2000], Innovation en construction, Volume 5, Numéro 3, été 2000.

Cook, J., and Gordon, J.E., "Mechanism for control of crack propagation in all-brittle systems", [Royal Society of London-Proceedings Series A, Dec 1964], Vol.282 No.1391, pp.508-520.

Cox, B.N., and Marshall, D.B., "The determination of crack bridging forces", [international Journal of Fracture, 1991], Vol.49, pp.159-176.

Cox, H.L, "The elasticity and strength of paper rand other fibrous material", [Brit. J. Appl. Phys.,1952], Vol 3, pp.72-79.

CSA. "Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA-S6-2006", [Association canadienne de normalisation, 2006].

Desgagné, G., Benmokrane, B., "Conception des glissières de béton renforcées avec de l'armature en matériaux composites", [Innovation Transport octobre 2001].

Federal Highway Administration, "Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159", [U.S Department of Transportation, May 2007].

Gray, R.J., "Analysis of the effect of embedded fibre length on fibre debonding and pull-out from an elastic matrix, part I, review of theory", [Journal of Materials Science, 1984], Vol. 19, pp. 861-870.

Hannant, D.J., and Edgington, J., "Durability of steel fibre concrete, fibre reinforced cement and concrte", [Proceedings, RILEM Symposium, The Construction Press, UK, 1975], pp. 159-169.

Hoff, G.C., "Durability of fiber reinforced concrete in a severe marine environment" [Katharine and Bryan Mather International Symposium on Concrete Durability, ACI SP-100, 1987], Vol.1, pp. 997-1041.

Ishida, H., Iwase, H., Rokugo, K., Kayanagi, W., "Improve of freezing and thawing resistance of lightweight concrete by steel fiber addition", [Transportation Japan Concrete Institute, 1985], Vol. 17, pp.135-140.

Issa, M.A., Shafiq, A.B., Hammad, A.M, "Crack arrest in mortar matrix with unidirectionally aligned fibers", [University of Illinois, Chicago, May 1996].

Jiang, T., Grzebieta, R.H., and Zhao, X.L., "Predicting impact loads of a car crashing into a concrete roadside safety barrier", [International Journal of Crashworthiness, Melbourne 3800 Australia], IJCrash 2004 Vol.9 No 1 pp. 45-63.

Katz, A., and Bentur, A., "Effect of matrix composition on the aging of carbon fiber reinforced cement", [Cem. and Concr. Comp., in press, 1995].

Krenchel, H. "Fibre reinforcement", [Akademisk forlag, Copenhagen, 1964], pp.159

Leung, C.K.Y. and Chi, J., "Derivation of crack bridging force in random ductile fiber reinforced brittle matrixcomposite", [ASCE J.Eng. Mech., accepted for publication, 1995].

Mangat, P.S., and Azari, M., "Compressive creep behaviour of steel fiber reinforced cement composites", [Materials and Structure, Sep-Oct 1986], No.113, pp. 361-370.

Marshall. B, Cox. B and Evans. A, "The mechanics of matrix cracking in brittle matrix fiber composites", [Acta. Meta, V.30.N.11, 1985], pp. 2013-2021.

Marshall. D and Cox. B, "Tensile fracture of brittle matrix composite: influence of fiber strength", [Acta. Meta, V.35.N.11, 1987], pp. 2607-2619.

Mindess. S., "The effect of specimen size on the fracture energy of concrete", [Cem. Con. Res, V.14, 1984], pp. 431-436.

Masmoudi, R., Beaumier, E., Benmokrane, B., et Martin, E., "Essais statiques sur des glissières de ponts de type PL-2 et PL-3 en béton armé de barres en matériaux composites", Université Sherbrooke [2000].

MTQ. "Manuel de conception des structures", [Ministère des Transports du Québec, Québec, 2003].

Naaman, A.E., "High strength fiber reinforced cement composites", [Materials Research Society Symposia Procedings, 1985], Vol. 42, pp.219-229.

Naaman, A.E., "High performance fiber reinforced cement composites", [Proceedings of the IABSE Symposium on concrete structure for the future, Paris, France, September 1987], pp.371-376.

Naaman, A.E., and Harajli, M.H., "Mechanicals properties of high performance concretes", [Strategic Highway Research Program. SHRP-C/WP-90-004, 1990].

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] pp.292-329.

Nammur, G.J., and Naaman, A.E., "Bond stress model for fiber reinforced concrete ased on bond stress-slip reltionship", [ACI Materials journal , Jan-Fev, 1989], Vol. 86, No. 1, pp.4-57.

NCHRP Report 350, "Recommended Procedures for Safety Performance Evaluation of Highway Features" [National Cooperative Highway Research Program, 1993].

Nour, A., Demontaignac, R., Massicotte, B., and Charron, J.-P., "Application et validation de la méthode de calcul inverse pour la conception en béton renforcé de fibre" [International conférence of RF2B, Montréal, Canada, July 2007], pp. 176-187.

Pierre, P., "Étude du comportement mécanique des composites cimentaires armés de fibres", [Université Laval, 1999], pp.165.

$(RF)^2B$, "Actes des 8^e Journées Scientifiques", Polytechnique de Montréal, Canada [Juillet 2007], pp. 176-186.

RILEM TC 162-TDF: "test and design methods for steel fiber reinforced concrete : Uni-axial tension test for steel fiber reinforced concrete", [*Materials and structures*, January-February, 2001], Vol.34, pp.3-6.

RILEM TC 162-TDF : "test and design methods for steel fiber reinforced concrete : Bending test", [*Materials and structures*, 2000], Vol.33, pp 3-5,

Romualdi, J.P., and Batson, G.B., "Mechanics of crack arrest in concrete", [Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings, ASCE, june 1963], Vol.89, No.EM3, pp.147-168.

Romualdi, J.P., and Mandel, J.A., "Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement", [ACI Journal, june 1964], Vol.61, No.6, pp.657-670.

Rossi, P., Renwez, S., and Belloc, A.,"Les bétons fibrés à ultra-hautes performances", [Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 1995], No. 196.

Rossi, P.,"Les bétons de fibres métalliques", [Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1998].

Snyder, M.J., and Lankard, D.R., "Factors affecting the strength of steel fibrous concrete", [ACI Journal, Proceedings, February 1972], Vol.69, No.2, pp.96-100.

Thériault, M., et Benmokrane, B., "Effect of FRP reinforcement ratio and concrete strength on flexural behaviour of concrete beams", [Journal of composites for construction, ASCE, February 1998].

Tjiptobroto, P., and Hansen, W., "Tensile strain hardening and multiple cracking in high-performance cement based composites", [ACI Materials Journal, Jan-Fev, 1993], Vol.90, No.1.

Wecharatana, M., and Shah, S.P., "A model for predicting fracture of fibre reinforced concrete", [Cement and Concrete Research, 1983], Vol.13 pp.819-829.

Wei, S., Mandel, J.A. and Said, S., "Study of the interface strength in steel fiber reinforced cement-based composite", [J. Amer. Conc. Inst., 1986], Vol.83, pp.597-605.

Whitworth, H.A., Bendidi, R., Marzougui, D., and Reiss, R., "Finite element modeling of the crash performance roadside barriers" [International Journal of Crashworthiness, Melbourne 3800 Australia], IJCrash 2004 Vol.9 No 1 pp. 35-43.

Wu, H-C., and Li, V.C., "Trade-off between strength and ductility of random discontinuous fiber reinforced cementitious composite", [Cem. Con. Comp., 1994], Vol. 16, No. 1, pp. 23-29.

ANNEXE A

Cette annexe présente les comparaisons des courbes force-déplacement obtenues de l'analyse numérique avant leur lissage aux courbes force-déplacement obtenues des essais au laboratoire.

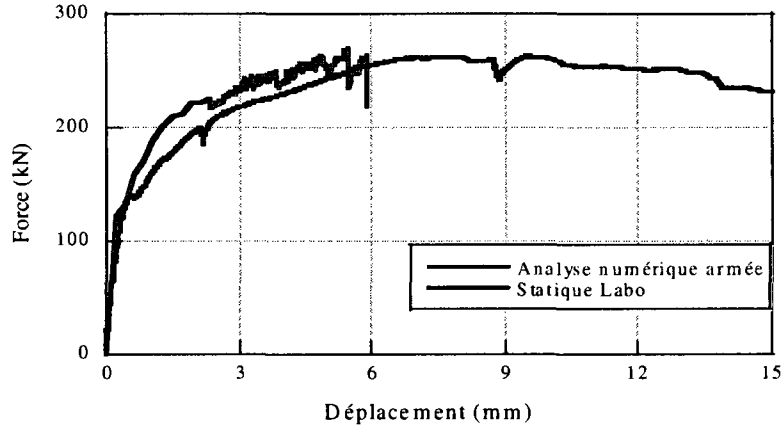


Figure A. 1: Comparaison des courbes force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du BHP 50MPa armé

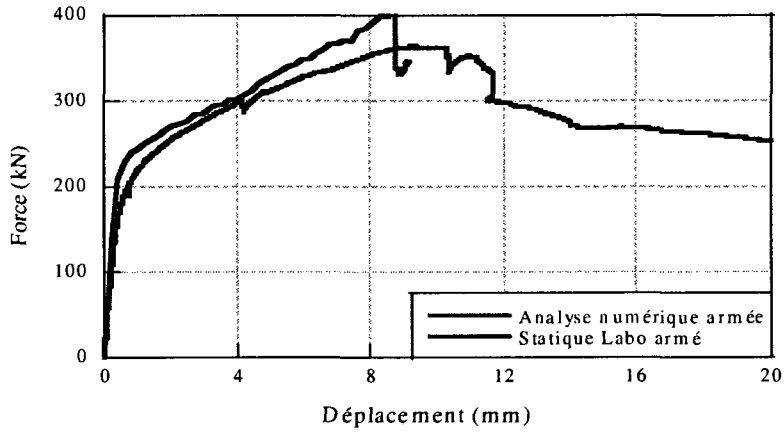


Figure A. 2: Comparaison des courbes force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du BRF 50MPa-1% armé

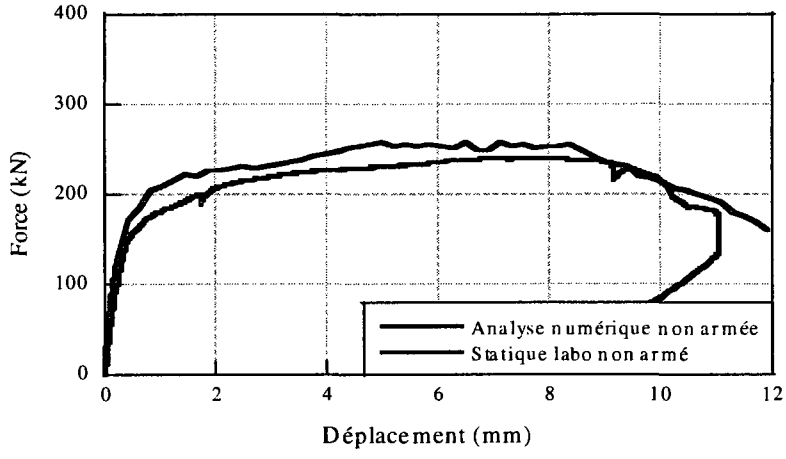


Figure A. 3: Comparaison des courbes force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du BRF 50MPa-1% non armé

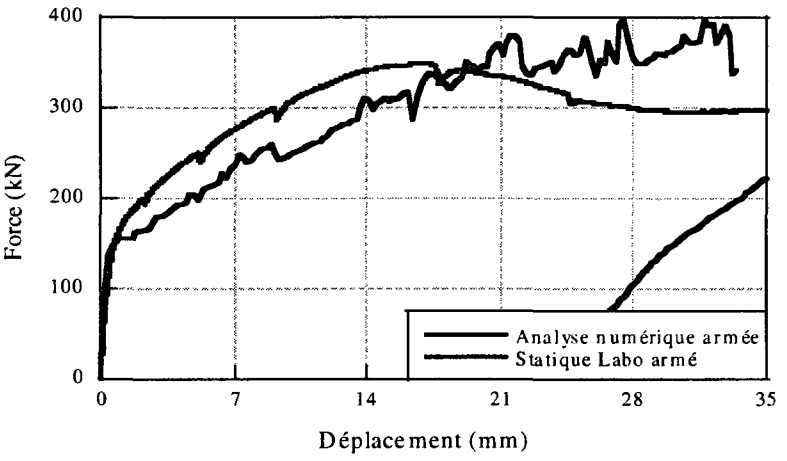


Figure A. 4: Comparaison des courbes force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du BRF 70MPa-1.5% armé

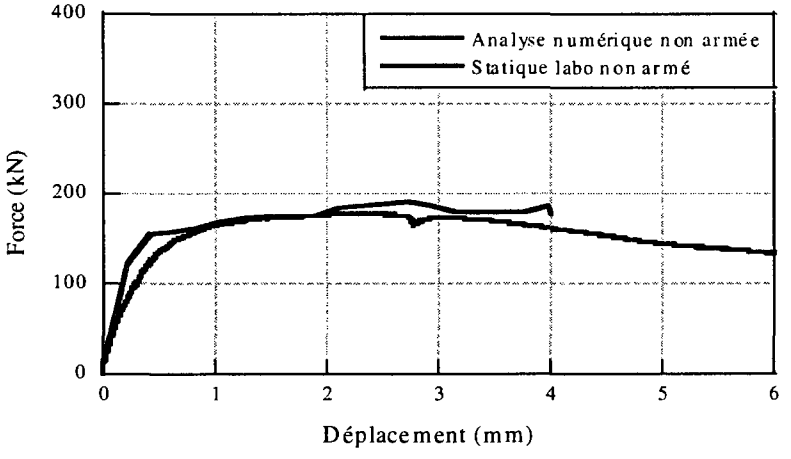


Figure A. 5: Comparaison des courbes force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du BRF 70MPa-1.5% non armé

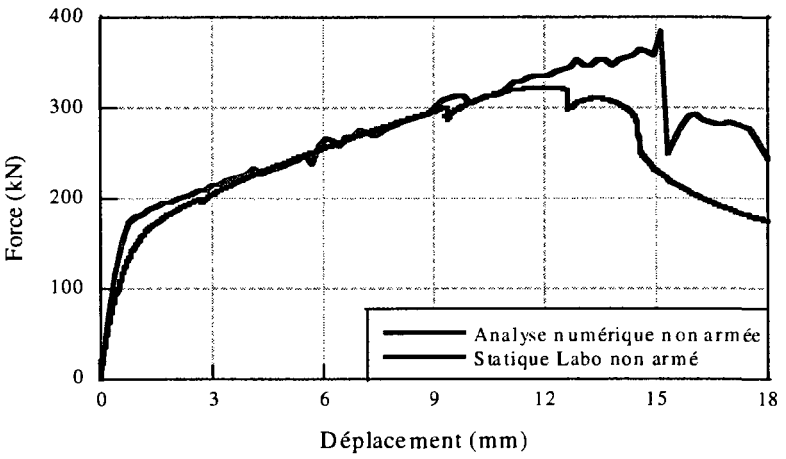


Figure A. 6: Comparaison des courbes force-déplacement de l'analyse numérique et de l'essai au laboratoire du BRF 120MPa-4% non armé

ANNEXE B

Cette annexe présente les tableaux servant à déterminer les coefficients nécessaires au calcul de Be, ainsi que les niveaux de performance tirés du code CSA-S6-06.

5.5.4.3

Tableau B. 1: Coefficients relatifs au type de route [CSA-S6-06, Tab 12.1]

Type de route	Vitesse de conception, km/h	K_h
Sens unique*	50 à 110	2,00
Deux directions divisées†	50 à 110	1,00
Deux directions non divisées avec 5 voies ou plus†‡	50 à 110	1,00
Deux directions non divisées avec 4 voies ou moins†‡§	50	1,20
	60	1,30
	80	1,45
	100	1,60
	110	1,65

Note :
* $DJMA_1$ basé sur une circulation à sens unique.
† $DJMA_1$ basé sur la circulation à double sens.
‡ Le nombre de voies fait référence au nombre total de voies sur le pont.
§ Interpolation permise pour les vitesses de conception non présentés.

Tableau B. 2: Coefficients de courbure de la route [CSA-S6-06, Tab 12.2]

Rayon de courbure, m	Dispositif de retenue à l'extérieur de la courbe, K_c	Dispositif de retenue à l'intérieur de la courbe, K_c
≤ 300	4,00	2,00
350	3,00	1,65
400	2,40	1,45
450	1,90	1,30
500	1,50	1,15
550	1,20	1,05
≥ 600	1,00	1,00

Note :
Interpolation permise pour les rayons de courbure non présentés.

Tableau B. 3: Coefficients de pente de la route [CSA-S6-06, Tab 12.3]

Pente %*†	Coefficient de pente, K_g
≥ –2	1,00
–3	1,25
–4	1,50
–5	1,75
≤ –6	2,00

Note :

* Un signe positif désigne une circulation dans le sens ascendant de la pente.

† Interpolation permise pour les pentes non présentées.

Tableau B. 4: Coefficients de hauteur du tablier [CSA-S6-06, Tab 12.4]

Hauteur du tablier*, m (au-dessus du terrain ou de la surface de l'eau)	Coefficient de hauteur du tablier, K_s	
	Occupation élevée du terrain† ou eaux profondes§ sous le pont	Occupation faible du terrain ou eaux peu profondes sous le pont
≤ 5	0,70	0,70
6	0,80	0,70
7	0,90	0,70
8	1,00	0,70
9	1,15	0,80
10	1,25	0,95
11	1,35	1,05
12	1,50	1,20
13	1,60	1,30
14	1,70	1,45
15	1,85	1,55
16	1,95	1,70
17	2,05	1,80
18	2,20	1,95
19	2,30	2,05
20	2,40	2,20
≥ 24	2,85	2,70

Note :

* Interpolation permise pour les hauteurs non présentées.

† «*Occupation élevée du terrain*» *inclut les routes et les chemins de fer sous les ponts.*

§ «Eaux profondes» signifie des profondeurs d'eau supérieures à 3 m.

Tableau B. 5: Niveau de performance optimale : dégagement du dispositif ≤ 2,25m [CSA-S6-06, Tab 12.5]

		Indice d'exposition du dispositif de retenue			
Vitesse de conception	Pourcentage de véhicules lourds	PL-1	PL-2		PL-3
50	0	< 224,8	≥ 224,8	—	—
	5	< 75,2	≥ 75,2	—	—
	10	< 32,0	≥ 32,0	≤ 222,5	> 222,5
	15	< 20,5	≥ 20,5	≤ 126,3	> 126,3
	20	< 15,1	≥ 15,1	≤ 88,3	> 88,3
	25	< 12,0	≥ 12,0	≤ 67,7	> 67,7
	40	< 7,4	≥ 7,4	≤ 40,0	> 40,0
60	0	< 53,2	≥ 53,2	—	—
	5	< 27,4	≥ 27,4	—	—
	10	< 16,5	≥ 16,5	≤ 111,3	> 111,3
	15	< 12,0	≥ 12,0	≤ 63,8	> 63,8
	20	< 9,6	≥ 9,6	≤ 44,8	> 44,8
	25	< 7,8	≥ 7,8	≤ 34,4	> 34,4
	40	< 5,2	≥ 5,2	≤ 20,4	> 20,4
80	0	< 7,2	≥ 7,2	—	—
	5	< 6,3	≥ 6,3	≤ 188,6	> 188,6
	10	< 5,4	≥ 5,4	≤ 61,4	> 61,4
	15	< 4,8	≥ 4,8	≤ 36,7	> 36,7
	20	< 4,3	≥ 4,3	≤ 26,1	> 26,1
	25	< 3,9	≥ 3,9	≤ 20,3	> 20,3
	40	< 3,0	≥ 3,0	≤ 12,2	> 12,2
100	0	< 3,1	≥ 3,1	—	—
	5	< 2,9	≥ 2,9	≤ 113,2	> 113,2
	10	< 2,8	≥ 2,8	≤ 44,8	> 44,8
	15	< 2,6	≥ 2,6	≤ 28,0	> 28,0
	20	< 2,5	≥ 2,5	≤ 20,3	> 20,3
	25	< 2,4	≥ 2,4	≤ 15,9	> 15,9
	40	< 2,2	≥ 2,2	≤ 9,7	> 9,7
110	0	< 2,4	≥ 2,4	—	—
	5	< 2,3	≥ 2,3	≤ 84,9	> 84,9
	10	< 2,3	≥ 2,3	≤ 39,4	> 39,4
	15	< 2,2	≥ 2,2	≤ 25,6	> 25,6
	20	< 2,1	≥ 2,1	≤ 19,0	> 19,0
	25	< 2,0	≥ 2,0	≤ 15,1	> 15,1
	40	< 1,9	≥ 1,9	≤ 9,4	> 9,4

Tableau B. 6: Niveau de performance optimale : dégagement du dispositif > 2,25 m et ≤ 3,75 m [CSA-S6-06, Tab 12.6]

		Indice d'exposition du dispositif de retenue			
Vitesse de conception	Pourcentage de véhicules lourds	PL-1	PL-2		PL-3
50	0	—	—	—	—
	5	< 121,5	≥ 121,5	—	—
	10	< 48,2	≥ 48,2	≤ 350,1	> 350,1
	15	< 30,3	≥ 30,3	≤ 198,8	> 198,8
	20	< 22,2	≥ 22,2	≤ 138,8	> 138,8
	25	< 17,5	≥ 17,5	≤ 106,6	> 106,6
	40	< 10,7	≥ 10,7	≤ 62,9	> 62,9
60	0	< 76,6	≥ 76,6	—	—
	5	< 39,5	≥ 39,5	—	—
	10	< 22,6	≥ 22,6	≤ 171,3	> 171,3
	15	< 16,3	≥ 16,3	≤ 99,7	> 99,7
	20	< 12,7	≥ 12,7	≤ 70,3	> 70,3
	25	< 10,6	≥ 10,6	≤ 54,2	> 54,2
	40	< 6,9	≥ 6,9	≤ 32,3	> 32,3
80	0	< 9,9	≥ 9,9	—	—
	5	< 8,4	≥ 8,4	≤ 247,3	> 247,3
	10	< 7,2	≥ 7,2	≤ 70,6	> 70,6
	15	< 6,3	≥ 6,3	≤ 41,2	> 41,2
	20	< 5,6	≥ 5,6	≤ 29,1	> 29,1
	25	< 5,0	≥ 5,0	≤ 22,5	> 22,5
	40	< 3,8	≥ 3,8	≤ 13,4	> 13,4
100	0	< 3,6	≥ 3,6	—	—
	5	< 3,5	≥ 3,5	≤ 140,4	> 140,4
	10	< 3,4	≥ 3,4	≤ 49,8	> 49,8
	15	< 3,3	≥ 3,3	≤ 30,3	> 30,3
	20	< 3,2	≥ 3,2	≤ 21,8	> 21,8
	25	< 3,0	≥ 3,0	≤ 16,9	> 16,9
	40	< 2,7	≥ 2,7	≤ 10,2	> 10,2
110	0	< 2,8	≥ 2,8	—	—
	5	< 2,7	≥ 2,7	≤ 102,7	> 102,7
	10	< 2,7	≥ 2,7	≤ 43,2	> 43,2
	15	< 2,6	≥ 2,6	≤ 27,4	> 27,4
	20	< 2,6	≥ 2,6	≤ 20,1	> 20,1
	25	< 2,5	≥ 2,5	≤ 15,8	> 15,8
	40	< 2,4	≥ 2,4	≤ 9,6	> 9,6

Tableau B. 7: Niveau de performance optimale : dégagement du dispositif > 3,75m [CSA-S6-06, Tab 12.7]

		Indice d'exposition de la glissière de sécurité			
Vitesse de conception	Pourcentage de véhicules lourds	PL-1	PL-2		PL-3
50	0	—	—	—	—
	5	< 255.1	≥ 255.1	—	—
	10	< 85.5	≥ 85.5	—	—
	15	< 51.9	≥ 51.9	≤ 394.1	> 394.1
	20	< 37.2	≥ 37.2	≤ 274.9	> 274.9
	25	< 29.1	≥ 29.1	≤ 211.0	> 211.0
	40	< 17.5	≥ 17.5	≤ 124.4	> 124.4
60	0	< 139.4	≥ 139.4	—	—
	5	< 71.8	≥ 71.8	—	—
	10	< 36.3	≥ 36.3	≤ 260.5	> 260.5
	15	< 25.1	≥ 25.1	≤ 151.6	> 151.6
	20	< 19.3	≥ 19.3	≤ 106.0	> 106.0
	25	< 15.7	≥ 15.7	≤ 81.5	> 81.5
	40	< 10.1	≥ 10.1	≤ 48.1	> 48.1
80	0	< 13.0	≥ 13.0	—	—
	5	< 11.2	≥ 11.2	≤ 314.7	> 314.7
	10	< 9.6	≥ 9.6	≤ 88.5	> 88.5
	15	< 8.4	≥ 8.4	≤ 51.5	> 51.5
	20	< 7.5	≥ 7.5	≤ 36.3	> 36.3
	25	< 6.7	≥ 6.7	≤ 28.1	> 28.1
	40	< 5.2	≥ 5.2	≤ 16.7	> 16.7
100	0	< 4.4	≥ 4.4	—	—
	5	< 4.1	≥ 4.1	≤ 181.5	> 181.5
	10	< 4.0	≥ 4.0	≤ 63.4	> 63.4
	15	< 3.9	≥ 3.9	≤ 38.4	> 38.4
	20	< 3.7	≥ 3.7	≤ 27.5	> 27.5
	25	< 3.6	≥ 3.6	≤ 21.5	> 21.5
	40	< 3.2	≥ 3.2	≤ 12.9	> 12.9
110	0	< 3.2	≥ 3.2	—	—
	5	< 3.1	≥ 3.1	≤ 135.2	> 135.2
	10	< 3.0	≥ 3.0	≤ 54.5	> 54.5
	15	< 3.0	≥ 3.0	≤ 34.2	> 34.2
	20	< 3.0	≥ 3.0	≤ 24.8	> 24.8
	25	< 2.9	≥ 2.9	≤ 19.5	> 19.5
	40	< 2.8	≥ 2.8	≤ 11.9	> 11.9