

**Titre:** Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec trottoir  
Title: intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts

**Auteur:** Amadou Thiaw  
Author:

**Date:** 2014

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

**Référence:** Thiaw, A. (2014). Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec  
Citation: trottoir intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts [Mémoire de maîtrise,  
École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/1486/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1486/>  
PolyPublie URL:

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

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION ET OPTIMISATION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS AVEC  
TROTTOIR INTÉGRÉ EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES POUR LES  
PONTS

AMADOU THIAW

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)

AOÛT 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

CONCEPTION ET OPTIMISATION DE PARAPETS PRÉFABRIQUÉS AVEC  
TROTTOIR INTÉGRÉ EN BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES POUR LES  
PONTS

présenté par : THIAW Amadou

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

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

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., présidente

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

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

M. DE MONTAIGNAC Renaud, Ph.D., membre

## **DÉDICACE**

*À Hawa Kane & Baidy Mariam*

## REMERCIEMENTS

Je tiens à adresser mes remerciements aux personnes qui ont contribué, intellectuellement, physiquement et moralement au bon déroulement de ce projet de recherche.

En premier lieu, je tiens à remercier mon chaleureux directeur de recherche, le professeur Jean-Philippe Charron pour le transfert de connaissances, pour son omniprésence, pour sa patience et pour sa confiance. Son encadrement et sa pédagogie auront été exemplaires du début à la fin de ce projet. J'aimerais également remercier mon co-directeur, Monsieur Bruno Massicotte. Sa précieuse expérience et ses qualités personnelles ont grandement contribué au bon déroulement de ce projet.

En second lieu, mes remerciements vont à l'Équipe qui fait vivre le Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal où s'est déroulé le cœur de mon projet. Merci donc à David Ek, à Patrice Bélanger, à Romain Siguier et à Martin Leclerc. J'adresse un remerciement tout particulier à Xavier Willem et Cédric Androuët pour le temps et les efforts qui m'ont été consacrés. Je n'oublie pas David Conciatori et Anne-Marie Goulet dont la porte m'a toujours été ouverte. Merci également à Paul Mélois pour le sérieux, la rigueur et l'enthousiasme qu'il a investi dans ce projet dans le cadre de son stage. Enfin, j'adresse ma sincère et profonde gratitude à Clélia Desmettre, Sébastien Delsol, Frédéric Lachance, Rajnish Damry, Nicolas Tamarelle, Benoît Marleau et Marie Conan pour leurs aides répétées.

Une partie de ce projet a eu lieu chez Béton Brunet. J'aimerais donc remercier Martin Montpetit pour son support technique, pour son engagement sans faille et son enthousiasme. J'adresse un remerciement à Christian Dumaesq ainsi qu'à toute l'équipe de Béton Brunet.

Je ne saurais terminer sans remercier mes nombreux collègues de bureau et désormais amis qui auront su rendre cette expérience tendre et agréable. Ils sauront se reconnaître.

## RÉSUMÉ

Les parapets de pont assurent la sécurité des usagers en redirigeant les véhicules errants, tout en limitant les blessures subies par les occupants du véhicule. À cause de leur grande résistance et de leur capacité de retenir les véhicules, les parapets en béton sont les plus largement répandus. Cependant, il existe des préoccupations grandissantes quant à leur durabilité. En effet, lors de la coulée des parapets et des trottoirs, les restrictions imposées par les éléments sous-jacents empêchent le retrait libre du béton, générant ainsi des contraintes dans la matrice encore faible du béton au jeune âge. Le retrait restreint, les gradients thermiques et les vibrations induites par la circulation sont à l'origine de réseaux de fissures verticales souvent observables quelques heures seulement après la coulée des éléments. En conséquence, le béton et les armatures sont prématurément exposés à la pénétration d'eau, d'agents agressifs, et aux cycles de gel-dégel. Il est ainsi fréquent que les propriétaires d'ouvrages aient à réparer ou à remplacer les parapets avant que leur durée de vie utile ne soit atteinte.

C'est dans ce contexte que l'École Polytechnique de Montréal, des propriétaires d'ouvrage (la Ville de Montréal et la Société des Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporés) et des entreprises œuvrant dans la construction en béton (Béton Brunet et Euclid) se sont orientés vers la conception de parapets préfabriqués avec trottoir intégré. Le recours aux parapets préfabriqués permet de contourner la fissuration précoce de même que les longs délais associés à la construction en chantier. L'utilisation de bétons renforcés de fibres (BRF), dont les propriétés mécaniques et les résistances sont supérieures à celles des bétons ordinaires (BO), permet d'envisager un comportement mécanique et une durabilité accrue.

Deux prototypes de parapets préfabriqués avec trottoir utilisant du béton fibré à haute performance (BFHP) et du béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) ont été développés. Le recours aux BRF a permis une réduction significative des sections de béton et des quantités d'armatures. Une nouvelle méthode permettant l'ancrage des parapets préfabriqués à la dalle a été mise au point. Un troisième parapet avec trottoir aux propriétés similaires aux parapets coulés en place a également été construit. Les trois spécimens ont été soumis à un chargement quasi-statique et surpassent tous trois les spécifications PL-2 du Code Canadien sur le Calcul des Ponts Routiers. Le comportement mécanique des parapets préfabriqués (résistance, rigidité) était adéquat, tout comme celui du système d'ancrage.

Le logiciel d'éléments finis utilisé lors de la conception a permis une reproduction fidèle de la rigidité, de la résistance, de la fissuration et des contraintes mesurées expérimentalement. Des études paramétriques ont ensuite été menées afin d'optimiser les résistances et de minimiser les volumes de béton et d'armature des parapets préfabriqués. Cette étude a permis de proposer deux configurations finales de parapets préfabriqués avec trottoir qui dépassent les exigences des codes canadien (CSA-S6) et américain (AASHTO) avec des volumes de bétons et d'armatures minimaux.

Ce mémoire présente tous les aspects qui ont été abordés dans le cadre de ce projet. Une revue de la documentation permet d'abord au lecteur de placer ce projet dans le contexte global de la recherche. Ensuite, les détails de la conception, la construction et les essais menés sur les trois spécimens sont présentés. L'analyse et l'interprétation des résultats expérimentaux et des résultats numériques sont également détaillés. Une série de conclusions et de recommandations permettent de clore le mémoire.

## ABSTRACT

Bridge barriers provide safety for vehicle passengers by containing and redirecting errant vehicles. Most Canadian bridge barriers are cast-in-place concrete barriers. Concrete barriers deliver great resistance while being efficient for keeping vehicles in the roadway than other types of barriers. While structural adequacy is established for the cast-in-place barriers, there are growing durability concerns associated to their construction sequence. Early-age cracks associated to restrained shrinkage, thermal gradients and traffic vibrations are frequently observed, exposing the young concrete matrix and reinforcement to water penetration. This premature degradation is magnified by the severe freeze-thaw cycles and exposition to the high concentration of chlorides found in the de-icing salts spread on bridge surface. Many barriers require unexpected, and costly premature repairs or replacements. Furthermore, on-site installations of formwork and reinforcement, concrete casting and curing period are time-consuming sequences.

Precast barriers can adequately address the aforementioned challenges. Extensive research has been carried at Polytechnique Montreal to develop precast High Performance Fiber Reinforced Concretes (HPFRC) barriers. Restraints-free shrinkage, and curing of concrete in a controlled environment eliminates early-age cracking issues, while the shorter delays associated to on-site installation time of precast barriers significantly accelerates bridge construction and reparation. Finally, the higher durability properties exhibited by HPFRC will subsequently enhance the barriers' lifespan.

Three prototypes of bridge barriers with integrated sidewalk were designed, built and tested. Two precast barriers were designed using HPFRC. Utilization of HPFRC allowed a significant reduction of concrete sections and reinforcement of precast barriers. Moreover, a new anchorage method was developed to fix barriers to the bridge slab. One High Strength Concrete (HPC) cast-in-place barrier was also designed as a reference. All barriers were submitted to quasi-static transversal loading up to failure and they exceeded the CSA-S6 PL-2 design load requirements. Mechanical behaviour of both barriers (resistance, stiffness) and anchoring system was adequate.

Finite element models developed during the design process provided an accurate reproduction of test results in terms of stiffness, ultimate strength, cracking pattern and displacement. Then, a numerical parametric study was conducted with the validated models to evaluate the influence of



key economical and construction aspects of the precast barriers. Final design of precast HPFRC barriers with integrated sidewalk exceed both the Canadian (CSA-S6) and American (AASHTO) requirements, while using minimal volumes of concrete and reinforcement.

This master's thesis details the aspects treated throughout this research project. A literary review is presented. Design, construction and experimental aspects are thoroughly detailed. The analysis and interpretation of experimental and numerical results, as well as conclusions and recommendations are also presented.

## TABLE DES MATIÈRES

|                                       |       |
|---------------------------------------|-------|
| DÉDICACE.....                         | III   |
| REMERCIEMENTS .....                   | IV    |
| RÉSUMÉ.....                           | V     |
| ABSTRACT .....                        | VII   |
| TABLE DES MATIÈRES .....              | IX    |
| LISTE DES TABLEAUX.....               | XIII  |
| LISTE DES FIGURES.....                | XIV   |
| LISTE DES ABRÉVIATIONS.....           | XVIII |
| LISTE DES SYMBOLES .....              | XIX   |
| LISTE DES ANNEXES.....                | XX    |
| CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....          | 1     |
| 1.1 Problématique.....                | 1     |
| 1.2 Objectifs .....                   | 3     |
| 1.3 Méthodologie .....                | 3     |
| 1.4 Organisation du mémoire .....     | 4     |
| CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE ..... | 5     |
| 2.1 Introduction .....                | 5     |
| 2.2 Généralités.....                  | 5     |
| 2.2.1 Parapets de pont .....          | 6     |
| 2.2.2 Catégories de parapets.....     | 7     |
| 2.2.3 Parapets en béton.....          | 8     |
| 2.3 Revue des codes et normes.....    | 12    |
| 2.3.1 Historique .....                | 12    |

|                                                                                                     |                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|----|
| 2.3.2                                                                                               | Normes en vigueur au Canada ..... | 16 |
| 2.4                                                                                                 | Parapets préfabriqués .....       | 22 |
| 2.4.1                                                                                               | Parapets coulés en place .....    | 22 |
| 2.4.2                                                                                               | Parapets préfabriqués .....       | 25 |
| 2.5                                                                                                 | Bétons renforcés de fibres .....  | 31 |
| 2.5.1                                                                                               | Composition des BRF .....         | 31 |
| 2.5.2                                                                                               | Comportement mécanique.....       | 32 |
| 2.5.3                                                                                               | Orientation des fibres .....      | 35 |
| 2.5.4                                                                                               | Durabilité.....                   | 36 |
| 2.6                                                                                                 | Conclusions .....                 | 37 |
| CHAPITRE 3 ARTICLE 1 : PRECAST FIBER REINFORCED CONCRETE BARRIERS<br>WITH INTEGRATED SIDEWALK ..... |                                   | 40 |
| 3.1                                                                                                 | Abstract .....                    | 40 |
| 3.2                                                                                                 | Introduction .....                | 40 |
| 3.3                                                                                                 | Experimental program.....         | 43 |
| 3.3.1                                                                                               | Design procedure.....             | 43 |
| 3.3.2                                                                                               | Materials properties.....         | 46 |
| 3.3.3                                                                                               | Production .....                  | 47 |
| 3.3.4                                                                                               | Experimental procedure .....      | 49 |
| 3.3.5                                                                                               | Experimental results.....         | 51 |
| 3.4                                                                                                 | Numerical modeling.....           | 54 |
| 3.4.1                                                                                               | Finite element model .....        | 54 |
| 3.4.2                                                                                               | Validation results.....           | 56 |
| 3.4.3                                                                                               | Parametric studies .....          | 58 |
| 3.5                                                                                                 | Discussion .....                  | 63 |

|                                                                                            |                                                                                  |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 3.5.1                                                                                      | Experimental results.....                                                        | 63  |
| 3.5.2                                                                                      | Numerical results.....                                                           | 65  |
| 3.6                                                                                        | Conclusion.....                                                                  | 67  |
| 3.7                                                                                        | Aknowledgement .....                                                             | 68  |
| 3.8                                                                                        | References .....                                                                 | 68  |
| CHAPITRE 4      INFORMATIONS      COMPLÉMENTAIRES      ET      DISCUSSION<br>GÉNÉRALE..... |                                                                                  | 71  |
| 4.1                                                                                        | Conception des spécimens expérimentaux.....                                      | 71  |
| 4.1.1                                                                                      | Concepts préliminaires .....                                                     | 71  |
| 4.1.2                                                                                      | Conception des parapets et trottoirs en BHP.....                                 | 73  |
| 4.1.3                                                                                      | Conception des parapets et trottoirs préfabriqués en BFHP et en BFUP.....        | 74  |
| 4.2                                                                                        | Fabrication des spécimens expérimentaux.....                                     | 79  |
| 4.2.1                                                                                      | Dalles d’ancrage.....                                                            | 80  |
| 4.2.2                                                                                      | Parapet et trottoir en BHP .....                                                 | 83  |
| 4.2.3                                                                                      | Parapets et trottoirs préfabriqués.....                                          | 85  |
| 4.3                                                                                        | Dispositifs et procédures expérimentales.....                                    | 90  |
| 4.3.1                                                                                      | Mise en place.....                                                               | 90  |
| 4.3.2                                                                                      | Injection.....                                                                   | 92  |
| 4.3.3                                                                                      | Installation.....                                                                | 93  |
| 4.3.4                                                                                      | Instrumentation.....                                                             | 94  |
| 4.3.5                                                                                      | Préparations des essais, conditions frontières et application de la charge ..... | 98  |
| 4.3.6                                                                                      | Essais de caractérisation et carottage .....                                     | 100 |
| 4.4                                                                                        | Informations numériques complémentaires .....                                    | 102 |
| 4.4.1                                                                                      | Modélisation numérique des BRF.....                                              | 102 |
| 4.4.2                                                                                      | Modélisation des armatures.....                                                  | 109 |

|                                                 |                                                                    |     |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.4.3                                           | Propriétés d'interfaces .....                                      | 110 |
| 4.5                                             | Résultats numériques complémentaires .....                         | 112 |
| 4.5.1                                           | Optimisation du béton dans le parapet en BFUP .....                | 113 |
| 4.5.2                                           | Optimisation du béton et de l'acier dans le trottoir en BFUP ..... | 115 |
| 4.6                                             | Discussion générale .....                                          | 118 |
| CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS ..... |                                                                    | 122 |
| 5.1                                             | Rappel des objectifs .....                                         | 122 |
| 5.2                                             | Conclusions .....                                                  | 122 |
| 5.3                                             | Recommandations .....                                              | 124 |
| BIBLIOGRAPHIE .....                             |                                                                    | 127 |
| ANNEXES .....                                   |                                                                    | 132 |

## LISTE DES TABLEAUX

|                                                                                                                                        |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau 2-1: Correspondance des niveaux de test et des niveaux de performance (Kaliber et al, 2004).....                               | 13  |
| Tableau 2-2: Comparaison des conditions d'impacts entre AASHTO (1989) et AASHTO (2009) .....                                           | 17  |
| Tableau 2-3: Charge de conception pour les parapets (ATC, 2010).....                                                                   | 20  |
| Tableau 2-4: Compositions et propriétés typiques des bétons (Charron et Desmettre, 2013) .....                                         | 32  |
| Tableau 2-5: Indicateurs de durabilité de différents béton à l'état non-fissuré.....                                                   | 37  |
| Tableau 4-1: Réduction des quantités de béton et d'acier dans les parapets préfabriqués par rapport au parapet coulé en place .....    | 78  |
| Tableau 4-2 : Identification et utilité des capteurs .....                                                                             | 96  |
| Tableau 4-3: Essais de caractérisation effectués sur les bétons .....                                                                  | 101 |
| Tableau 4-4: Équations de conversion des valeurs expérimentales de traction directe en valeurs numériques pour le logiciel ATENA ..... | 106 |
| Tableau 4-5: Propriétés d'interface .....                                                                                              | 111 |
| Tableau 4-6: Combinaison des paramètres C et D étudiées.....                                                                           | 113 |
| Tableau 4-7: Résumé de l'optimisation du béton et de l'acier.....                                                                      | 117 |

## LISTE DES FIGURES

|                                                                                                                        |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1-1: Problématiques associées aux parapets coulés en place.....                                                 | 2  |
| Figure 2-1: Types d'équipement de retenue sur les ponts (ATC, 2010) .....                                              | 6  |
| Figure 2-2: Barrière mixte sur le pont Jacques-Cartier à Montréal (Agence QMI, 2013) .....                             | 6  |
| Figure 2-3: Catégories de parapets (ATC, 2010) .....                                                                   | 7  |
| Figure 2-4: Catégories d'équipements de retenue pour les ponts .....                                                   | 8  |
| Figure 2-5: Géométries des parapets en béton (McDevitt, 2000) .....                                                    | 9  |
| Figure 2-6: Interaction véhicule-structure souhaitée (Ross et al, 1993) .....                                          | 10 |
| Figure 2-7: Interaction véhicule-structure non souhaitée (Albin et al.) .....                                          | 10 |
| Figure 2-8: Développement chronologique de la documentation aux États-Unis et au Canada<br>(ATC, 2010) .....           | 15 |
| Figure 2-9: Catégories de véhicules à utiliser pour les crash-test (ATC, 2010) .....                                   | 17 |
| Figure 2-10: Application des charges selon CSA (ATC, 2010).....                                                        | 20 |
| Figure 2-11: Parapets coulés en place (Haluk et al., 2004),.....                                                       | 22 |
| Figure 2-12: Armatures en attente dans les parapets coulés en place (Sennah et al., 2008) .....                        | 22 |
| Figure 2-13: Fissuration verticale fréquemment observées sur les parapets coulés en place (Haluk<br>et al., 2004)..... | 23 |
| Figure 2-14: Contraintes totales estimées sur les parapets coulés en place (Cusson et al., 2000) .                     | 24 |
| Figure 2-15: Composantes des ancrages précontraints (Sennah et al., 2008) .....                                        | 26 |
| Figure 2-16: Type d'ancrages (Mitchell, 2010) .....                                                                    | 26 |
| Figure 2-17: Parapets préfabriqués ancrés par injection (Aminmansour, 2004).....                                       | 28 |
| Figure 2-18: Niche continue avec clefs et mode de rupture (Duchesneau, 2010) .....                                     | 29 |
| Figure 2-19 : Parapets préfabriqués avec niches ponctuelles (Jeon, 2011).....                                          | 30 |
| Figure 2-20: Comportement typique des BRF soumis à la traction directe (Naaman, 2008) .....                            | 34 |
| Figure 2-21: Fissuration en service des différents bétons (Charron et Desmettre, 2013).....                            | 34 |

|                                                                                                                     |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 2-22: Influence de l'orientation des fibres sur les résistance (Markovic, 2006 & Van Mier et al., 1992)..... | 35 |
| Figure 3-1: As-built barriers with integrated sidewalk sections .....                                               | 44 |
| Figure 3-2: Casting of the precast barrier and sidewalk.....                                                        | 48 |
| Figure 3-3: Experimental setup .....                                                                                | 50 |
| Figure 3-4: Barrier force-displacement behaviour .....                                                              | 51 |
| Figure 3-5: Experimental and numerical cracking pattern at ultimate load .....                                      | 53 |
| Figure 3-6: Numerical model of the HPFRC-100 barrier and slab .....                                                 | 56 |
| Figure 3-7: Measured tensile behaviour.....                                                                         | 56 |
| Figure 3-8: Experimental and numerical force-displacement force-stress behaviours .....                             | 57 |
| Figure 3-9: Influence of transverse reinforcement in the HPFRC-70 barrier .....                                     | 59 |
| Figure 3-10: Influence of concrete volume in the HPFRC-70 barrier .....                                             | 60 |
| Figure 3-11: Influence of concrete and reinforcement reductions in the sidewalk.....                                | 62 |
| Figure 3-12: Final optimization of the precast HPFRC-70 barrier .....                                               | 66 |
| Figure 4-1: Plan type de parapet/trottoir retrouvés sur les ponts urbains de la Ville de Montréal                   | 71 |
| Figure 4-2: Parapet en BHP .....                                                                                    | 73 |
| Figure 4-3: Vues en coupe parapet BFHP.....                                                                         | 74 |
| Figure 4-4: Vues en coupe parapet BFUP.....                                                                         | 75 |
| Figure 4-5: Rails préfabriqués avec goujons.....                                                                    | 76 |
| Figure 4-6: Injection frontale des niches.....                                                                      | 76 |
| Figure 4-7: Comportement en traction attendus pour le BFHP et le BFUP.....                                          | 78 |
| Figure 4-8: Coffrage de la dalle d'ancrage.....                                                                     | 80 |
| Figure 4-9: Anneaux de levage .....                                                                                 | 81 |
| Figure 4-10: Coulée de la dalle d'ancrage .....                                                                     | 83 |
| Figure 4-11: Surface à granulats exposés des dalles .....                                                           | 83 |



|                                                                                                                                        |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 4-12: Armatures en attente.....                                                                                                 | 84  |
| Figure 4-13: Dalle, trottoir et parapet en BHP avec cylindres de caractérisation.....                                                  | 85  |
| Figure 4-14: Barres de levages utilisées dans les parapets.....                                                                        | 86  |
| Figure 4-15: Tuyaux d'injection .....                                                                                                  | 87  |
| Figure 4-16: Coffrage de la niche .....                                                                                                | 88  |
| Figure 4-17: Panneau Sandwich.....                                                                                                     | 89  |
| Figure 4-18: Retournement des parapets.....                                                                                            | 90  |
| Figure 4-19 : Mise en place des éléments préfabriqués sur la dalle.....                                                                | 91  |
| Figure 4-20 : Essai de pompage sur niche externe.....                                                                                  | 92  |
| Figure 4-21 : Injection de la niche .....                                                                                              | 93  |
| Figure 4-22: Position des jauges sur les barres .....                                                                                  | 95  |
| Figure 4-23: Position des capteurs .....                                                                                               | 96  |
| Figure 4-24: Instrumentation des spécimens.....                                                                                        | 98  |
| Figure 4-25: Système de maintien du vérin .....                                                                                        | 99  |
| Figure 4-26 : Application de la charge.....                                                                                            | 100 |
| Figure 4-27: Carottage des parapets.....                                                                                               | 102 |
| Figure 4-28: Modélisation des ouvertures de fissure dans les BO (Cervenka et al., 2013) .....                                          | 103 |
| Figure 4-29: Modélisation numérique des BRF en traction (Cervenka et al., 2013) .....                                                  | 104 |
| Figure 4-30: Procédure de conversion des valeurs expérimentales de traction directe en valeurs numériques pour le logiciel ATENA ..... | 106 |
| Figure 4-31: Conditions frontières lors d'un essai de traction directe sur os.....                                                     | 107 |
| Figure 4-32: Conditions frontières numériques pour un essai de traction directe sur os .....                                           | 108 |
| Figure 4-33: Résultat de la validation numérique d'un essai de traction directe pour différentes valeurs de $L_{CH}$ .....             | 108 |
| Figure 4-34: Courbe contrainte-déformation utilisées pour les armatures.....                                                           | 110 |

|                                                                                        |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure 4-35: Modélisation des interfaces (Cervenka et al., 2013) .....                 | 111 |
| Figure 4-36: Optimisation du parapet en BFUP.....                                      | 114 |
| Figure 4-37: Optimisation du trottoir en BFUP .....                                    | 115 |
| Figure 4-38: Résultat de l'optimisation finale du parapet et du trottoir en BFUP ..... | 117 |

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

|         |                                                                            |
|---------|----------------------------------------------------------------------------|
| AASHTO  | American Association of State and Highway Transportation Officials         |
| ACI     | American Concrete Institute                                                |
| ATC/TAC | Association des Transports du Canada/ Transportation Association of Canada |
| BFHP    | Béton Fibré à Haute Performance                                            |
| BFUP    | Béton Fibré à Ultra haute Performance                                      |
| BHP     | Béton à Haute Performance                                                  |
| BRF     | Béton Renforcé de Fibres                                                   |
| BO      | Béton Ordinaire                                                            |
| CSA     | Canadian Standards Association                                             |
| DJMA    | Débit Journalier Moyen Annuel                                              |
| FHWA    | Federal Highway Agency                                                     |
| HFG     | High Flow Grout                                                            |
| HPC     | High Performance Concrete                                                  |
| HPFRC   | High Performance Fiber Reinforced Concrete                                 |
| HRB     | Highway Research Board                                                     |
| LRFD    | Load Resistance Factored Design                                            |
| LVDT    | Linear Variable Differential Transformer                                   |
| MASH    | Manual for Assessing Safety Hardware                                       |
| NCHRP   | National Highway Research Program                                          |
| TL      | Test Level                                                                 |
| TRB     | Transportation Research Board                                              |
| PL      | Performance Level                                                          |
| PVC     | PolyVinyl Chloride                                                         |

## LISTE DES SYMBOLES

|                     |                                                               |
|---------------------|---------------------------------------------------------------|
| $c$                 | Cohésion                                                      |
| $d_f$               | Diamètre des fibres                                           |
| $E$                 | Module d'élasticité                                           |
| $\varepsilon_E$     | Déformation élastique                                         |
| $\varepsilon_{LAB}$ | Déformation post-élastique mesurée au laboratoire             |
| $\varepsilon_{LOC}$ | Déformation relative lorsque se localise une macrofissure     |
| $f'_c$              | Résistance à la compression                                   |
| $f'_t$              | Résistance à la traction                                      |
| $f_y$               | Limite élastique                                              |
| $K_C$               | Coefficient tenant compte de la présence de virage            |
| $K_G$               | Coefficient tenant compte du niveau d'importance du pont      |
| $K_H$               | Coefficient tenant compte du type d'autoroute                 |
| $K_{nn}$            | Rigidité élastique normale                                    |
| $K_S$               | Coefficient tenant compte des aléas en cas de sortie de route |
| $K_{tt}$            | Rigidité élastique tangentielle                               |
| $L_{CH}/L_t$        | Longueur caractéristique                                      |
| $l_f$               | Longueur des fibres                                           |
| $\sigma_t$          | Contrainte mesurée                                            |
| $\mu$               | Coefficient de friction                                       |
| $\nu$               | Coefficient de Poisson                                        |
| $V_f$               | Volume de fibres                                              |
| $w$                 | Ouverture de fissure                                          |

## **LISTE DES ANNEXES**

|                                          |     |
|------------------------------------------|-----|
| ANNEXE 1 – PLANS DES PARAPETS .....      | 132 |
| ANNEXE 2 – PLANS D’INSTRUMENTATION ..... | 149 |

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Problématique

Depuis leur apparition dans les années 40 (Pfeiffer et al., 1981), on observe un recours grandissant aux glissières en béton, communément appelées parapets, sur le réseau routier Nord-Américain. Aux États-Unis par exemple, 75% des parapets de pont sont des parapets en béton (Bullard et al., 2006). Au Canada, la conception et l'utilisation de ces parapets sont régies par le Code Canadien sur le Calcul des Ponts Routiers (CSA, 2006). Leur fonction principale est de résister aux impacts, et de rediriger les véhicules errants tout en limitant les blessures subies par les occupants du véhicule.

L'utilisation structurale des parapets en béton est clairement établie, cependant il existe des préoccupations grandissantes quant à leur durabilité. En effet, lors de la coulée des parapets et des trottoirs, les restrictions imposées par les éléments sous-jacents empêchent le retrait libre du béton, générant ainsi des contraintes dans la matrice encore faible du béton au jeune âge. Le retrait restreint, les gradients thermiques et les vibrations induites par la circulation sont à l'origine de réseaux de fissures verticales souvent observables quelques heures seulement après la coulée des éléments (Haluk & Attanayaka, 2004; Cusson & Repette, 2000; Staton et al. 2007). En conséquence, le béton et les armatures sont prématurément exposés à la pénétration d'eau, d'agents agressifs, et aux cycles de gel-dégel. Il est fréquent que les autorités aient à réparer ou remplacer les parapets (Figure 1-1a) avant que leur durée de vie utile soit atteinte (Haluk & Attanayaka, 2004).

Les délais associés à la fabrication en chantier constituent une autre source de préoccupation. En milieu urbain, lors de la construction de nouveaux ponts comme lors de réhabilitations, chaque délai génère des coûts (signalisation, gestion du trafic, etc.) représentant jusqu'à 30 % des budgets construction (Duchesneau and al. 2011). Pour un pont standard, la mise en place des coffrages, l'assemblage des armatures, la coulée et la cure du béton (Figure 1-1b) requièrent quelques semaines (Charron and al., 2011). Ces délais sont particulièrement problématiques au Canada où les périodes de construction sont réduites avec la période hivernale.



a) Durabilité



b) Temps de mise en place (Haluk et al, 2004)

**Figure 1-1: Problématiques associées aux parapets coulés en place**

C'est dans ce contexte qu'un projet de recherche industriel a été mis en place à l'École Polytechnique pour le développement et l'utilisation de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres (BRF). Des gestionnaires et propriétaires d'ouvrage (la Ville de Montréal et la Société des Ponts Jacques Cartier et Champlain Incorporés) et des entreprises œuvrant dans de la construction en béton (Béton Brunet et Euclid) figurent parmi les partenaires industriels. Le recours à la préfabrication dans le projet permet en effet de contourner le problème de fissuration précoce des parapets coulés en place, puisque le retrait du béton est libre d'avoir lieu sans restriction. Qui plus est, les éléments préfabriqués sont produits dans un environnement qui permet un meilleur contrôle sur les gradients thermiques et sur les vibrations, limitant au minimum les perturbations. L'installation *in situ* des parapets préfabriqués prendra par la suite de quelques jours (FHWA, 2009; Charron and al, 2011), réduisant significativement les délais et les coûts de mise en place. L'utilisation des BRF, plus résistants et plus durables que les bétons classiques (Desmettre and Charron, 2013), devrait également contribuer à atteindre une durabilité supérieure.

Les ponts urbains comprennent typiquement des trottoirs, pour les cyclistes et les piétons, et des parapets. En milieu urbain, l'utilisation des seuls parapets préfabriqués (sans intégrer les trottoirs) implique donc des coulées de béton subséquentes pour les trottoirs. Dans ces conditions, les trottoirs sont soumis aux problématiques de durabilité décrites précédemment, et les gains de temps espérés ainsi plus limités. On retrouve dans la documentation des concepts de parapets préfabriqués qui ont été développés et testés par différents chercheurs (Aminmansour, 2004;

Sennah, 2008; Niamba, 2009; Mitchell, 2010; Duchesneau, 2010; Jeon, 2011; Namy, 2012). Cependant, aucun de ces parapets n'intègre de trottoirs préfabriqués.

## 1.2 Objectifs

Les objectifs principaux de ce projet de recherche sont de dimensionner, de construire et de tester des prototypes de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres avec trottoir intégré, afin de faire face aux problématiques liées à la durabilité des parapets et des trottoirs, et au temps de construction. Un nouveau système d'ancrage adapté à la nouvelle géométrie doit aussi être développé. Pour atteindre ces objectifs, deux parapets préfabriqués avec trottoirs doivent être conçus. Le premier fait usage d'un BRF conventionnel (BFHP), alors qu'un BRF à Ultra Haute Performance (BFUP) est utilisé pour le second. Le comportement des parapets avec trottoir sera étudié sur une dalle rigide, permettant ainsi l'analyse stricte du parapet sans considérer celui de la dalle de pont. Comme exigé par le code canadien (CSA, 2006), les géométries et le comportement de ces parapets doivent être analogues à ceux d'une référence déjà soumise à un essai de collision. Un troisième parapet dit de référence, correspondant aux parapets et trottoirs en Béton Haute Performance (BHP) actuellement coulés en place par la Ville de Montréal, doit donc également être reproduit et testé comme base de calibration. Soumis à une charge statique, les trois parapets et leur ancrage doivent respecter les critères et conditions du code canadien (CSA, 2006).

Par ailleurs, dans le souci de concevoir des spécimens adaptés à l'industrie de la préfabrication, les quantités de bétons, le poids des éléments ainsi que les étapes de production et de mise en place doivent être optimisés de manière à minimiser les coûts fabrication, les coûts de transport et les délais d'installation.

## 1.3 Méthodologie

Le dimensionnement initial des parapets et trottoirs préfabriqués devra se baser sur un parapet de référence ayant déjà été soumis à un essai de collision (CSA, 2006). Le dimensionnement initial devra ensuite être validé à l'aide d'analyses non-linéaires par éléments finis. Dans ces analyses auront notamment à prendre en considération les gains mécaniques (résistance et ductilité) typiquement associés aux BRF. Conséquemment, les réductions possibles de section de béton et



de quantités d'armatures devront être évaluées, ainsi que l'influence de certains paramètres clefs (configuration d'armatures, ancrage, etc.).

Dans un second temps, les parapets, les trottoirs ainsi que les dalles de pont devront être produits à l'usine de préfabrication de Béton Brunet, avant d'être rapatriés au Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal. Après leur installation sur la dalle d'essais du laboratoire, les parapets devront être soumis à un chargement quasi-statique.

Ces essais expérimentaux devront permettre d'évaluer la capacité structurale des parapets et de vérifier la validité des modèles numériques. Suite à cette calibration, des études paramétriques devront permettre une optimisation supplémentaire des quantités de béton et d'armatures pour la proposition de concepts finaux de parapets préfabriqués avec trottoirs intégrés.

Enfin, une série de recommandations devra permettre de résumer l'ensemble des enseignements du projet.

## **1.4 Organisation du mémoire**

Ce mémoire se divise en 5 chapitres. La présente section, le *Chapitre 1*, en constitue l'introduction et permet de cerner les enjeux du projet qui a été mené. Le *Chapitre 2* permet de placer ce projet dans le contexte global de la recherche et de la documentation en ce qui concerne les parapets, les parapets préfabriqués et les BRF. Le *Chapitre 3* constitue l'article qui a été rédigé et soumis à la revue ACI Structural Journal. Cet article présente la conception des parapets, les résultats expérimentaux et certaines études numériques. Les informations plus détaillées sur la conception, la fabrication et le montage d'essais sont abordés dans le *Chapitre 4*. Celui-ci inclut également d'autres études numériques ainsi qu'une discussion générale sur les résultats obtenus dans ce projet de recherche. Enfin, le *Chapitre 5* propose un retour synthétique sur les faits saillants de ce projet et présente des recommandations dans le cadre de la poursuite de la recherche sur les parapets préfabriqués avec trottoir.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Introduction

Depuis les années quarante, on observe en Amérique du Nord une recrudescence de l'intérêt de la recherche en ce qui a trait aux dispositifs de retenue des ponts. Cet élan s'explique principalement par deux raisons qui se succèdent chronologiquement. Une première explication est directement liée à l'augmentation du nombre d'infrastructures routières et de véhicules, les camions notamment. En effet, il s'est très vite senti le besoin de fournir plus de sécurité afin de faire face au nombre croissant de véhicules et d'accidents. C'est sous ce besoin pressant que les premiers parapets modernes ont vu le jour. Dans un second temps, certains de ces parapets, désormais largement répandus, ont présenté des problèmes structuraux (Kozel, 1997). Le constat alarmant des défauts des parapets et les risques encourus pour les usagers a été le point de départ de la recherche moderne, qui sera dès lors chapeautée par les autorités légales et alimentée par les groupes de recherche. Aujourd'hui, la recherche est principalement axée sur des optimisations supplémentaires des aspects sécuritaires, économiques et de durabilité. C'est dans cette optique que de plus en plus de chercheurs s'intéressent aux parapets préfabriqués et à leur méthode de connexion. Certains ont recours à des matériaux innovants pour atteindre une durabilité accrue.

La première partie de cette revue fera un survol général de l'industrie des parapets afin d'en avoir une meilleure visibilité et d'en cerner les enjeux. Par la suite, les normes et codes en vigueur sur les parapets seront présentés. Les parapets préfabriqués seront abordés dans une troisième partie. Enfin, une succincte revue sur les bétons renforcés de fibres sera réalisée.

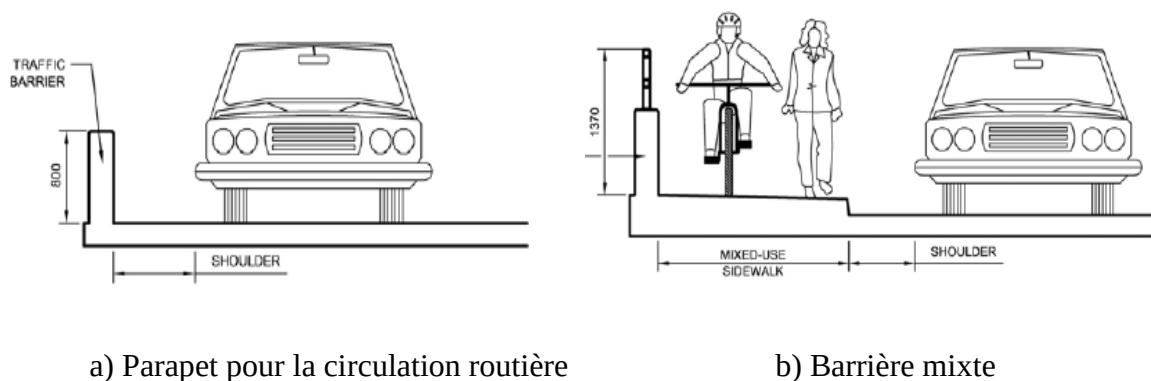
### 2.2 Généralités

Dans le langage courant, les termes *glissière*, *barrière*, *garde-fou*, *muret* et *parapet* sont souvent employés pour désigner les équipements de retenue qui bordent une voie de circulation. Ces équipements se retrouvent dans les virages dangereux pour éviter les sorties de route, entre les voies à grande vitesse pour éviter les collisions, dans les zones de travaux temporaires, dans les milieux partagés avec les piétons et les cyclistes afin de protéger les individus, ou encore sur les ponts et viaducs, afin d'éviter les chutes en altitude. Cette revue traitera essentiellement des équipements de retenue retrouvés sur les ponts.

## 2.2.1 Parapets de pont

Selon le Code Canadien sur le Calcul des Ponts Routiers CSA S6 (2006), les équipements de retenue des ponts peuvent être classés en quatre catégories selon leur fonction: les parapets pour la circulation routière, les garde-corps pour les piétons, les garde-corps pour les cyclistes, ou une combinaison mixte de ces derniers (Figure 2-1). Indépendamment du type d'équipement, la fonction première est de protéger les automobilistes et les piétons en limitant les déplacements des véhicules hors de contrôle.

Les parapets de circulation se retrouvent généralement sur les ponts autoroutiers alors que les barrières mixtes sont très utilisées sur les ponts urbains. Ces dernières se composent de parapets routiers surplombés de rails métalliques ou garde-corps, destinés à les rehausser afin de contenir les piétons et les cyclistes (ATC, 2010). Ils sont majoritairement utilisés dans les milieux urbains, comme à bien des endroits dans la Ville de Montréal (Figure 2-2).



**Figure 2-1: Types d'équipement de retenue sur les ponts (ATC, 2010)**



**Figure 2-2: Barrière mixte sur le pont Jacques-Cartier à Montréal (Agence QMI, 2013)**

Les parapets pour la circulation sont les plus courants et les plus sollicités en termes d'efforts. Ils ont pour fonction supplémentaire de rediriger les véhicules dans le sens de la circulation, et ce en limitant les blessures causées aux occupants du véhicule (AASHTO LRFD, 2012). Ils demandent donc un effort de conception tout particulier, et c'est principalement de ces parapets de circulation que traitera la suite de cette revue.

## 2.2.2 Catégories de parapets

Les parapets de circulation sont souvent subdivisés en deux catégories selon leur rigidité (ATC, 2010). Il y a d'abord les parapets flexibles ou semi-rigides, qui peuvent reprendre de grandes déformations. La grande déformabilité de ces parapets permet une bonne dissipation de l'énergie d'impact; il s'agit d'un comportement adéquat pour la sécurité des occupants. Néanmoins, des déflexions pouvant aller jusqu'à 2.5 m (Figure 2-3a), combinées aux risques d'affecter la circulation à contre sens, ainsi que les coûts élevés d'entretien limitent grandement l'utilisation de ce type de parapets. Ils sont principalement utilisés pour des installations temporaires, dans les zones de travaux de construction notamment.



a) Flexible de type Oregon



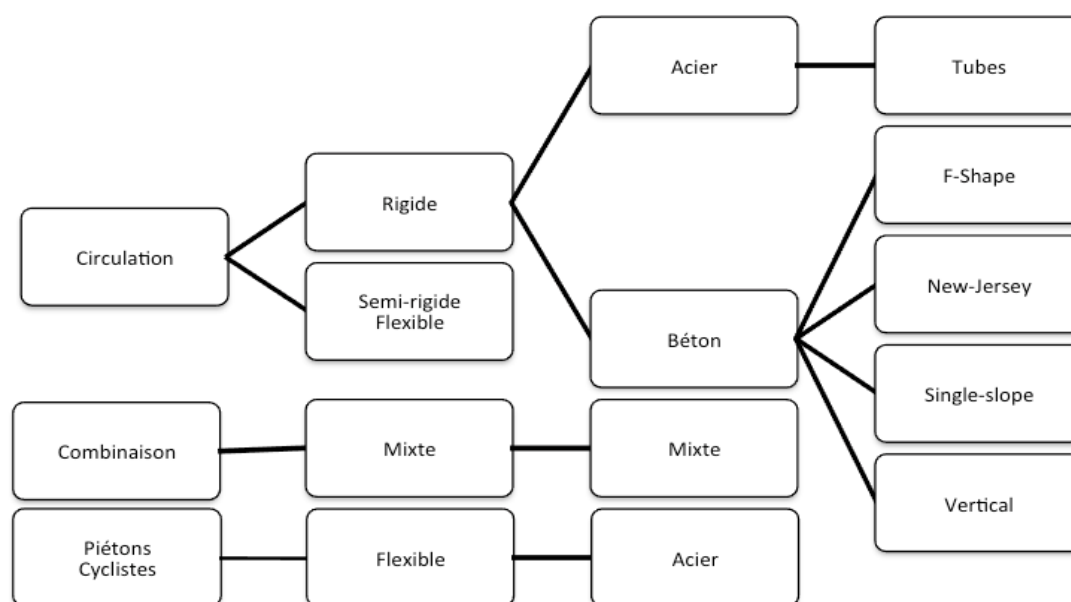
b) Rigide de type métallique

**Figure 2-3: Catégories de parapets (ATC, 2010)**

En revanche, les parapets rigides ne permettent que très peu de déformations. Ils constituent la grande majorité des parapets utilisés en Amérique du Nord (ATC, 2010). Les glissières métalliques sont souvent utilisées sous forme de poutres et poteaux, mais ce sont les parapets en béton qui sont les plus largement répandus, notamment aux États-Unis où ils constituent 75% des

glissières de pont (Bullard et al, 2006). Leur popularité serait due à leur capacité structurale supérieure et à la facilité de leur mise en place et de leur entretien (ATC, 2010).

Les différentes catégories d'équipements de retenue pour les ponts évoquées depuis le début de cette revue sont synthétisées à la Figure 2-4.



**Figure 2-4: Catégories d'équipements de retenue pour les ponts**

Parmi les parapets en béton les plus utilisés, on retrouve les parapets de type "New Jersey", les "F-Shape", les parapets inclinés dit "Single-Slope" et les parapets verticaux. Dans ce qui suit, les caractéristiques de chaque type de parapet seront discutées.

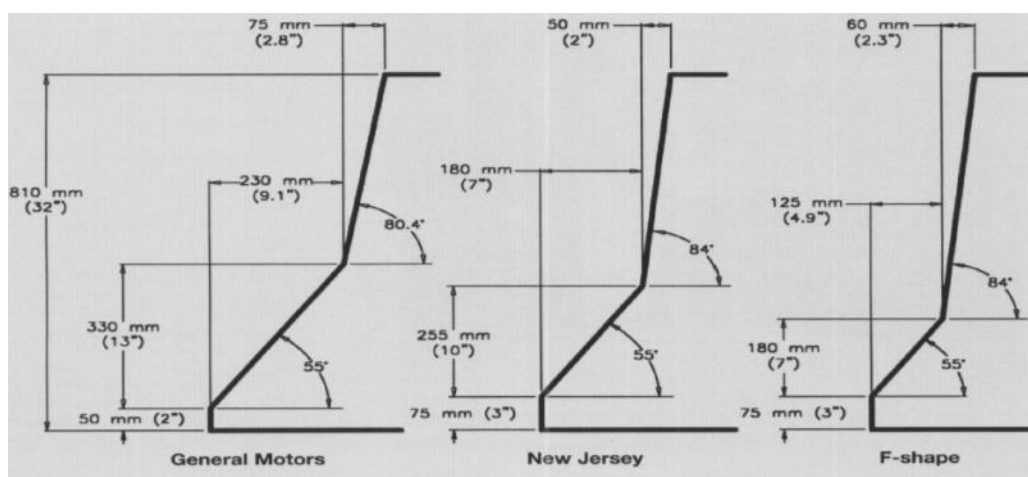
### 2.2.3 Parapets en béton

Bien qu'il soit difficile de mettre une date exacte sur leur apparition, il semblerait que ce soit vers 1940 que les premiers parapets en béton ont été installés en Californie (Pfeiffer et al, 1981).

C'est en 1959 que le Département de Transport du New Jersey développe les fameux parapets de même nom (Kozel, 1997). La caractéristique qui justifie leur popularité réside dans un angle de  $55^\circ$  sur une portion de la face coté trafic (Figure 2-5b) qui améliore appréciablement l'interaction véhicule-parapet lors des impacts. Deux étapes principales se décèlent lors d'un impact

(McDevitt, 2000; Aminmansour, 2004; Jiang, 2004). Une première phase est largement dominée par l'écrasement du pare-chocs, sans qu'il n'y ait de réel changement de direction du véhicule. Dans un second temps, le véhicule a tendance à se soulever et à se réaligner dans le sens de la voie de circulation. C'est lors de cette seconde phase que se démarquent les parapets New Jersey : le soulèvement et la réorientation permettent une meilleure dissipation de la grande énergie cinétique survenant lors de l'impact en énergie potentielle. Cela permet de réduire les dommages infligés aux véhicules et aux passagers, le défi étant de pouvoir contrôler ce soulèvement afin d'éviter que le véhicule ne passe au-dessus du parapet.

La géométrie tri-linéaire du parapet New-Jersey se retrouve également dans d'autres parapets. General Motors (GM) a par exemple proposé dans les années 1970 les parapets de type "GM Shape" dont la géométrie ressemble beaucoup à celle des parapets de type New Jersey (Figure 2-5a). L'amorce du parapet, qui constitue la distance entre le sol et le changement d'angle, est cette fois-ci de 50 mm (contre 75 mm pour les New Jersey), et la portion inclinée à 55° est plus longue. Il s'est avéré que ces deux caractéristiques entraînent un accostage trop important des véhicules légers sur le parapet, causant des soulèvements excessifs aux conséquences non souhaitables comme illustré à la Figure 2-7. Les parapets de type GM ne sont conséquemment plus produits (McDevitt, 2000).



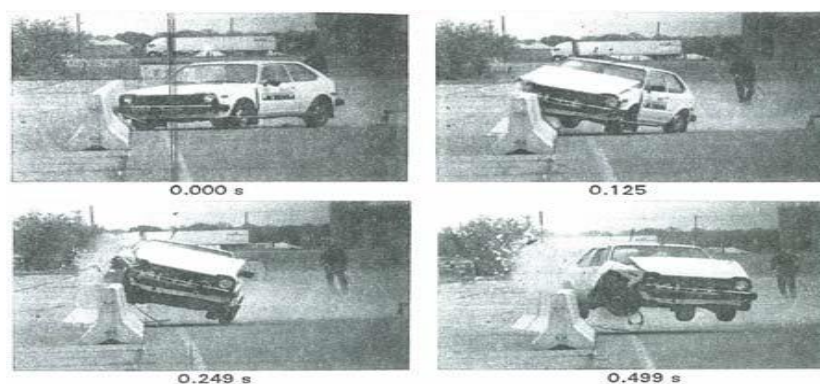
a) General Motors

b) New Jersey

c) F-Shape

**Figure 2-5: Géométries des parapets en béton (McDevitt, 2000)**

Il en est donc ressorti que l'amorce du parapet et la longueur de la partie inclinée sont des paramètres clefs dans le comportement de ces types de parapet. Une étude faisant varier ces deux paramètres a été menée. La sixième forme à l'étude, le parapet "F-Shape" (Figure 2-5c), a été retenue comme étant la meilleure amélioration des parapets New Jersey. Avec un changement d'angle situé à une hauteur de 255 mm contre 330 mm pour les parapets New Jersey, les parapets F-Shape permettent une bonne dissipation de l'énergie, et sont moins enclins à causer des soulèvements excessifs comme illustré sur la Figure 2-7. Les parapets F-Shape sont aujourd'hui le meilleur compromis qui existe entre la dissipation d'énergie et le risque de soulèvement excessif. Il faut néanmoins noter que l'hégémonie des parapets New Jersey persiste, notamment pour des raisons économiques, même si les parapets F-Shape sont les plus sécuritaires (McDevitt, 2000; Kozel, 1997; Jiang, 2004).



**Figure 2-6: Interaction véhicule-structure souhaitée (Ross et al, 1993)**



**Figure 2-7: Interaction véhicule-structure non souhaitée (Albin et al.)**

L'amorce des parapets joue un second rôle, fonctionnel, qui a été pris en compte seulement récemment (ATC, 2010). En effet, les réfections courantes des voies de circulation (surépaisseur de bitume ou de béton) deviennent un risque pour les usagers étant donné que la hauteur de cette face verticale des parapets est réduite, modifiant ainsi le comportement initialement attendu entre le véhicule et la structure. Sur la Figure 2-5, on peut observer qu'une épaisseur de route de 25 mm supplémentaire rapproche les parapets F-Shape et New Jersey des parapets GM jugés dangereux.

Les parapets verticaux ou inclinés permettent de résoudre la problématique liée aux surépaisseurs de répartition des voies de circulation. En effet, tant que la hauteur minimale du parapet stipulée par les codes est respectée, les réfections et remplacements de chaussée peuvent avoir lieu sans compromettre la sécurité des usagers. C'est un avantage majeur. En revanche, les parapets verticaux et inclinés présentent un comportement véhicule-structure moins adéquat. L'effet bénéfique du transfert de l'énergie cinétique en énergie potentielle est réduit par l'absence de l'angle de 55° mentionné précédemment. Le véhicule absorbera d'avantage d'énergie, et les passagers subiront donc de plus grandes accélérations, et éventuellement plus de blessures (Buth, 1990). Les parapets à face inclinée présente probablement le meilleur des deux mondes au regard des considérations sécuritaires et économiques. Avec un angle unique d'inclinaison compris entre 79° à 81°, il a été prouvé que ces parapets ont des capacités de redirections similaires aux parapets de type New Jersey et F-Shape (ATC, 2000; McDevitt, 2000) sans pour autant limiter le nombre de réfections des chaussées possibles.

Il existe donc toute une gamme de parapets et de combinaisons. Pour les ponts, l'utilisation des parapets rigides en béton, combinés avec des rails d'acier lorsqu'il y a des piétons ou des cyclistes, est l'option la plus répandue. Là encore, les choix possibles au niveau de la géométrie des parapets sont nombreux. Parmi les géométries les plus couramment retrouvées figurent les parapets New-Jersey, F-Shape, verticaux et inclinés. Les parapets inclinés semblent être le meilleur compromis entre la sécurité et la fonctionnalité.



## 2.3 Revue des codes et normes

En Amérique du Nord, les États-Unis sont les pionniers de la recherche et de la proposition de méthodes de calcul pour les parapets. Cependant, entre les avancées régionales des différents États (Californie, Floride, Washington, New Jersey, etc.), la contribution fédérale (FHWA, NCHRP, AASHTO, CSA, etc.) et celles d'organismes indépendants (TRB, HRB, etc.), il peut être difficile d'y voir clair dans le développement de ces règles et leur applicabilité. L'objectif de cette seconde partie de la revue est de proposer un bref portrait chronologique de l'évolution des exigences de conception des parapets d'une part, avant de se focaliser sur la norme en vigueur au Canada.

### 2.3.1 Historique

Il a été mentionné que face à la soudaine augmentation du trafic routier est apparu un besoin de sécuriser les routes adéquatement. Dans les années 1950, les concepts de parapets discutés préalablement ont donc été proposés. Rapidement, certains de ces parapets se sont révélés inadéquats et dangereux. C'est, par exemple, le cas des premiers murets verticaux du New Jersey de 1955 (Kozel, 1997) et des parapets GM (McDevitt, 2000). De ces échecs est né le besoin de validation, d'uniformisation et d'homologation des parapets. La méthode de validation qui s'est naturellement imposée était de faire des essais d'impacts à taille réelle, connus sous le nom de « crash-tests ». Dans le seul but d'alléger le texte, les anglicismes « crash-test » et « crash-testés » seront employés pour désigner les parapets ayant subi des essais d'impact véhiculaire.

Jusqu'aux années 1980, les codes canadiens et américains se basaient sur des méthodes statiques qui guidaient la conception de nouveaux parapets (ATC, 2010). En 1981, après avoir mené une série de crash-tests, la *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) publie son rapport 230 sous le nom de “*Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Safety Appurtenances*” (Michie, 1981). Après avoir effectué une série d'essais sur des parapets, plusieurs se sont révélés inadéquats. La NCHRP souligne dans son rapport que le crash-test devrait être la méthode de base de validation des parapets. Suite à ce constat alarmant, le Federal Highway Administration (FHWA) publiera en 1986 un décret statuant que le crash-test sera désormais la seule méthode légale de validation pour les parapets nouvellement conçus. Une liste de 22 géométries ayant déjà fait leurs preuves est également publiée.

Le code AASHTO se conformera en 1989 en publiant son *Guide Specifications for Bridge Railings* dans lequel sera introduit le concept de niveau de performance (PL). Les parapets de type PL-1 sont soumis à des charges moins critiques, alors que les parapets de type PL-3 sont plus sollicités. Le guide fourni également une grille de sélection permettant d'attribuer les niveaux de performance en fonction de la densité de circulation attendue, et de la vitesse permise aux abords des parapets. Aujourd'hui, le code canadien se base encore sur ces niveaux de performance et à bien des égards sur le code AASHTO de 1989 (lui-même basé sur NCHRP 230 de 1981).

Dans le prolongement de ses travaux, la NCHRP publie en 1993 un rapport 350 intitulé *Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features* (Ross et al, 1993). Cette fois, six niveaux de performance (ou plutôt niveaux de test, TL) sont proposés, allant de TL-1 à TL-6. Les parapets de type TL-1 sont soumis à des charges moins critiques alors que les parapets de type TL-6 sont les plus sollicités. Un an plus tard, AASHTO publie la première version du *LRFD Bridge Design Specifications* qui reste aujourd'hui le code de référence pour la conception des ponts aux États-Unis. AASHTO persiste avec le concept des niveaux de performance (PL) introduit en 1989. Le conflit entre le PL et les TL va perdurer pendant plusieurs années (Kaliber et al, 2004). En 1997, pour mettre fin à la confusion, le FHWA statue en faveur des niveaux de test (TL), suggérant fortement à l'AASHTO de se conformer (FHWA Memorandum, 1997). Une équivalence entre les PL et les TL est proposée par le FHWA (Tableau 2-1). Depuis 1998, la deuxième version du LRFD du code AASHTO adopte désormais les six niveaux de tests (TL) tel que préconisé par les autorités fédérales américaines.

**Tableau 2-1: Correspondance des niveaux de test et des niveaux de performance (Kaliber et al, 2004)**

| BRIDGE RAILING TEST LEVEL EQUIVALENCY ("Bridge Railing . . ." 1996) |                        |       |      |       |      |      |
|---------------------------------------------------------------------|------------------------|-------|------|-------|------|------|
| Bridge Railing Testing Criteria                                     | Accepted Equivalencies |       |      |       |      |      |
| <i>NCHRP Report 350</i>                                             | TL-1                   | TL-2  | TL-3 | TL-4  | TL-5 | TL-6 |
| <i>NCHRP Report 230</i>                                             |                        | MSL-1 |      | MSL-3 |      |      |
|                                                                     |                        | MSL-2 |      |       |      |      |
| <i>AASHTO Guide Specifications</i>                                  |                        | PL-1  |      | PL-2  | PL-3 |      |

Notes: TL = test level; MSL = multiple-service level; PL = performance level.

Dans son décret de 1997, le FHWA stipule que tous les parapets doivent désormais être conformes aux critères d'essais du Rapport 350 du NCHRP. Une liste de 74 géométries crash-testées et respectant les niveaux de performance est proposée. Néanmoins, probablement afin d'éviter de lourdes conséquences économiques, le décret stipule également que tous les parapets précédemment validés par le NCHRP 230 sont tout de même considérés comme adéquats. Le document en vigueur le plus récent qui remplace le NCHRP 350 est le *Manuel for Assessing Safety Hardware* (MASH) publié en 2009 par AASHTO (AASHTO, 2009). Il vient essentiellement mettre à jour les gammes de véhicules à utiliser lors de crash-test ainsi que les critères de validité.

Dans un travail de synthèse, l'Association des Transports du Canada (ATC, 2010) propose un résumé chronologique des développements de la réglementation en Amérique du Nord. Cette chronologie est présentée à la Figure 2-8.

Aujourd'hui, la 6<sup>ème</sup> édition du code AASHTO (2012) ainsi que le code canadien CSA-S6 (2006) sont les documents qui gouvernent la conception de nouveaux ponts aux États-Unis et au Canada. Les spécifications concernant les parapets sont basées sur les conclusions des différents documents mentionnés précédemment. Dans la suite de ce chapitre, les règles qui régissent la sélection et la conception de parapets selon le code canadien seront abordées.

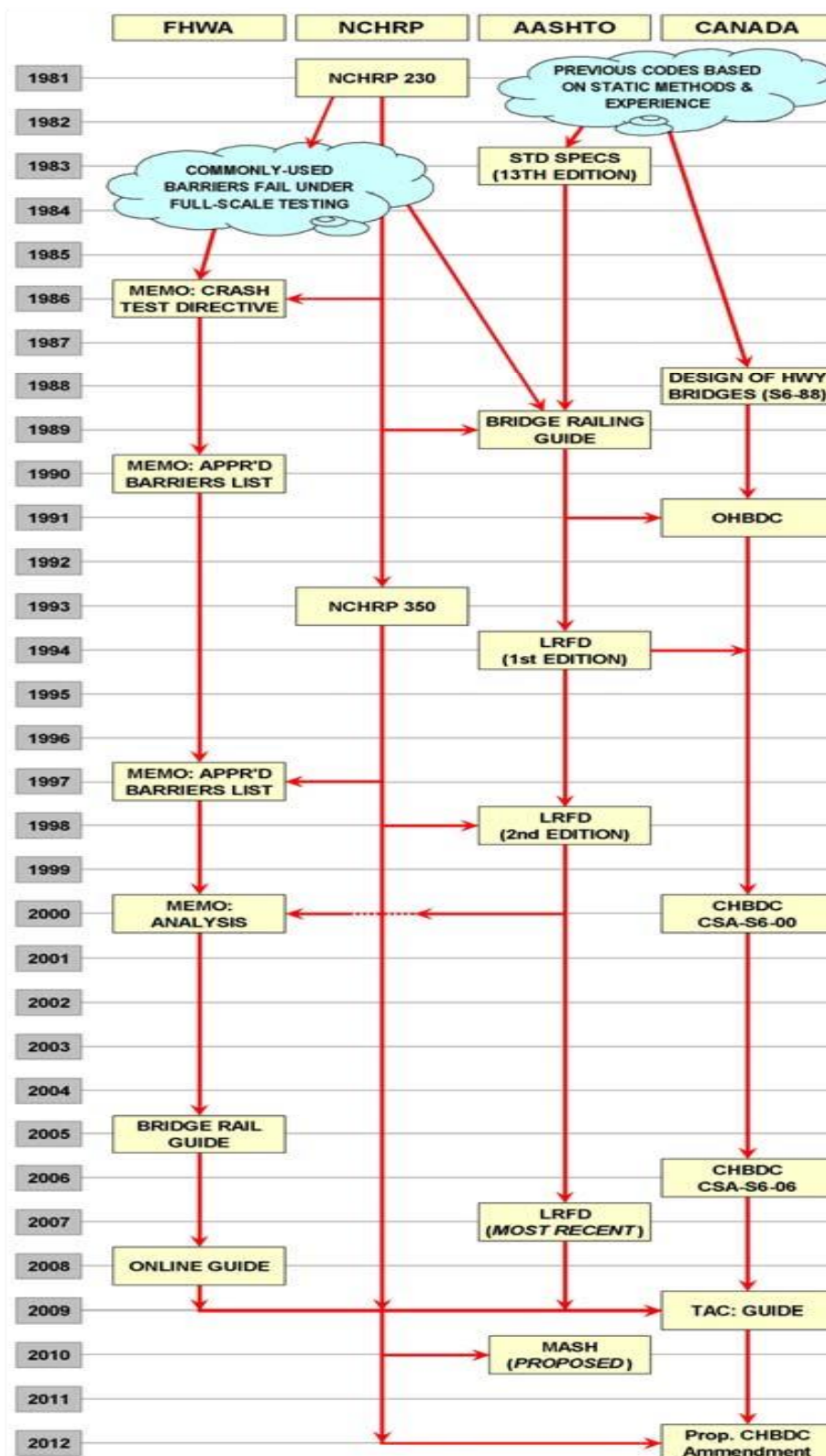


Figure 2-8: Développement chronologique de la documentation aux États-Unis et au Canada (ATC, 2010)

## 2.3.2 Normes en vigueur au Canada

### 2.3.2.1 Niveaux de performance et crash-test

Le Chapitre 12 du Code Canadien sur le Calcul des Ponts Routier traite des règles qui gouvernent le choix des parapets de ponts ainsi que leur conception. Il faut rappeler que le fonctionnement du code en ce qui a trait aux parapets est basé sur les codes AASHTO de 1989 et 1994, qui reposent eux-mêmes sur le rapport 230 du NCHRP. On y retrouve donc, dépendamment des conditions de circulation, le concept des « Niveaux de performance » (PL) à atteindre (CSA, 2006). Trois niveaux sont définis :

- PL-1 : Niveau de performance pour les ponts à faible densité de circulation. Les parapets PL-1 doivent être testés avec une petite voiture (Figure 2-9a) et une camionnette (Figure 2-9b). La hauteur minimale des parapets PL-1 doit être de 680 mm.
- PL-2 : Niveau de performance pour les ponts à densité de circulation faible ou modérée. Les parapets PL-2 doivent être testés avec une petite voiture, une camionnette, et un camion (Figure 2-9c). La hauteur minimale des parapets PL-2 doit être de 800 mm.
- PL-3 : Niveau de performance pour les ponts à très haute densité de circulation, dont de nombreux camions. Les parapets PL-3 doivent être testés avec une petite voiture, une camionnette, un camion et un camion tracteur avec semi-remorque (Figure 2-9d). La hauteur minimale des parapets PL-3 doit être de 1050 mm.

Le Tableau 2-2 révèle que les dimensions et les poids des véhicules qui sont préconisés par le code sont en réalité désuets, puisqu'ils se basent encore sur le *Guide Specifications for Bridge Railings* datant de 1989 (AASHTO, 1989). En effet, entre 1989 et 2006, la morphologie des véhicules a évolué significativement. Le NCHRP dans son rapport 350 (Ross et al., 1993) et AASHTO dans son rapport MASH (AASHTO, 2009) préconisent de manière unanime la prise en compte de ces changements. De manière globale, le code canadien en se basant sur les réalités de 1989, sous-estime le poids des véhicules modernes et utilise des angles d'impact moins critiques que ce qui est désormais recommandé aux États-Unis. Cela se traduira par des critères plus permissifs lors des crash-test. Néanmoins, pour des niveaux de performance équivalents, les parapets approuvés au Canada (règles basées sur AAHSTO de 1989) le sont également aux États-

Unis (règles basées sur NCHRP 350 de 1993 et MASH de 2009), et vice-versa (FHWA Memorandum, 1997).



a) Voiture



b) Camionnette



c) Camion



d) Camion tracteur avec semi-remorque

**Figure 2-9: Catégories de véhicules à utiliser pour les crash-test (ATC, 2010)**

**Tableau 2-2: Comparaison des conditions d'impacts entre AASHTO (1989) et AASHTO (2009)**

|                                    | AAHSTO 1989 |                        |                  | MASH 2009    |                        |                  |
|------------------------------------|-------------|------------------------|------------------|--------------|------------------------|------------------|
|                                    | Masse (kg)  | Vitesse PL2/TL4 (km/h) | Angle impact (°) | Masse (kg)   | Vitesse PL2/TL4 (km/h) | Angle impact (°) |
| Petite voiture                     | 816         | 96                     | 20               | 1100<br>1500 | 100                    | 25               |
| Camionnette                        | 2449        | 96                     | 20               | 2270         | 100                    | 25               |
| Camion                             | 8165        | 80                     | 15               | 10000        | 90                     | 15               |
| Camion tracteur avec semi-remorque | 22680       | 80                     | 15               | 36000        | 80                     | 15               |

Afin d'aider au choix des niveaux de performance, le code fournit une méthode calcul du facteur d'exposition du parapet ( $B_e$ ) comme indiqué à l'Équation 2-1. Ce facteur est en fait un ratio basé sur la quantité d'usagers de la route, le Débit Journalier Moyen Annuel (DJMA), auquel des corrections sont apportées, afin de tenir compte du type d'autoroute ( $K_H$ ), de la présence de virages ( $K_C$ ), du niveau d'importance du pont ( $K_G$ ), et des aléas en cas d'une sortie de route ( $K_S$ ).

$$B_e = \frac{(AADT_1) K_h K_c K_g K_s}{1000} \quad (2.1)$$

Le niveau de performance du parapet dépendra ensuite du niveau d'exposition  $B_e$ , de la vitesse de circulation permise, du pourcentage de camion anticipé et du dégagement prévu entre la route et le parapet.

Lorsque le niveau de performance est déterminé, le code fournit trois options (CSA, 2006) :

- Choisir un parapet qui a déjà été testé et accepté selon le niveau de performance requis. On retrouve dans la Section 12 des commentaires du code les détails sur les parapets les plus couramment utilisés.
- Proposer une nouvelle conception qui doit passer avec succès les crash-test pour la catégorie correspondante selon les critères du *Guide Specifications for Bridge Railings* (AASHTO, 1989).
- Modifier un parapet qui a déjà été testée et approuvé. On retrouve dans la Section 12 des commentaires du code les règles encadrant la modification des parapets existants.

Dans la pratique, les ingénieurs ou gestionnaires d'ouvrages ont plus souvent recourt aux parapets déjà homologués. Cette solution est avantageuse puisqu'elle n'implique ni coûts, ni délais de conception supplémentaire. Les crash-tests sont très onéreux, demandent beaucoup de préparation et sont parfois difficilement reproductibles (Jeon, 2011). Néanmoins, le crash-test est la seule méthode acceptée en ce qui a trait à la conception de nouveaux parapets. Pour pallier à ce paradoxe, le code permet aux concepteurs, suivant certaines règles, d'apporter des modifications

à des concepts de parapets existants et préalablement testés et approuvés. Les règles qui encadrent ces modifications seront abordées dans ce qui suit.

### **2.3.2.2 Modification de parapets existants**

La plus grande prudence est préconisée lorsqu'il s'agit de modifier les parapets déjà testés, étant donné que les changements apportés pourraient modifier l'interaction véhicule-parapet et/ou affecter le comportement structural. Le Guide ATC (2010) fournit une liste exhaustive des mesures à prendre afin de minimiser les modifications de l'interaction véhicule-parapet.

Étant donné qu'il existe une base de données grandissante de parapets crash-testés, et que les essais d'impacts sont très onéreux, le CSA à l'image du FHWA permet la modification de parapets crash-testés. Il est très rare de reproduire de manière exacte par des méthodes alternatives (méthodes manuelles, essais au laboratoire, modèles numériques, etc.) le comportement obtenu lors d'un crash-test (ATC, 2010). Le défi réside donc dans l'évaluation et dans la limitation des changements apportés afin qu'ils n'affectent pas de manière significative la performance du parapet (CSA, 2006).

Les modifications suivantes sont généralement acceptées par le code (CSA, 2006) :

- modification du système d'ancrage;
- augmentation de l'épaisseur ou de la résistance du parapet;
- substitution de matériaux avec des propriétés identiques ou supérieures;
- rapprochement des poutres ou des poteaux, ou réduction des ouvertures dans les parapets de type poutre et poteaux.

Selon le Guide ATC (2010), les modifications peuvent être validées par observation et par jugement si les modifications sont mineures, par des méthodes analytiques et empiriques, ou par des essais équivalents au laboratoire comme les essais statiques, les essais gravitationnels (pendules) ou encore les essais dynamiques. Dans tous les cas, la version modifiée du parapet doit présenter :

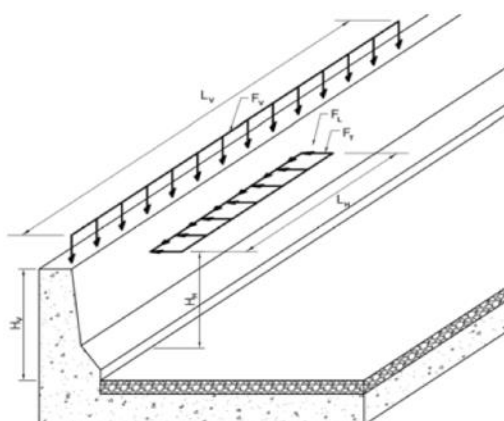
- un comportement véhicule/structure équivalent;
- une intégrité structurale (résistance, rigidité) équivalente.



La section 3.8.8 du code (CSA, 2006) fournit des charges minimales équivalentes aux forces d'impact des véhicules (PL-1 à PL-3) si elles sont appliquées de manière statique. Ces charges transversales, longitudinales et verticales, présentées au Tableau 2-3, sont basées sur des efforts réels mesurés pendant des impacts. Le code (CSA, 2006) stipule néanmoins que ces charges ne peuvent en tant que tel être utilisées pour la conception de nouveaux parapets étant donné que seul le crash-test est la méthode acceptée. Seuls les ancrages et la dalle d'ancrage doivent être dimensionnés avec ces charges. Il n'en reste pas moins que ces valeurs correspondent aux efforts réels d'impacts de véhicules lorsqu'appliqués de manière statique.

**Tableau 2-3: Charge de conception pour les parapets (ATC, 2010)**

| Minimum Design Loads and Application Geometry |                                 | Performance Level |       |        |
|-----------------------------------------------|---------------------------------|-------------------|-------|--------|
|                                               |                                 | PL-1              | PL-2  | PL-3   |
| <b>Horizontal</b>                             | Transverse Force – $F_T$ (kN)   | 50                | 100   | 210    |
|                                               | Longitudinal Force – $F_L$ (kN) | 20                | 30    | 70     |
|                                               | Application Length – $L_H$ (mm) | 1 200             | 1 050 | 2 400  |
|                                               | Application Height – $H_H$ (mm) | 600               | 700   | 900    |
| <b>Vertical</b>                               | Vertical Force- $F_V$ (kN)      | 10                | 30    | 90     |
|                                               | Application Length – $L_V$ (mm) | 5 500             |       | 12 000 |
|                                               | Application Location – $H_V$    | On Top of Barrier |       |        |



**Figure 2-10: Application des charges selon CSA (ATC, 2010)**

Ces charges sont issues et converties de la première version du AASHTO LRFD *Bridge Specification* (AASHTO, 1994). Cette conversion consistait à diviser les charges par un facteur de 1.4 qui refléterait l'augmentation de la résistance matériaux lorsqu'ils sont sollicités de manière dynamique. Le code tire ce facteur des travaux de Whittemore et al. (1970). Le code des ponts (CSA, 2006) suggère d'augmenter de 40% les résistances des matériaux retrouvés dans les parapets afin de prendre en compte une sur-résistance dynamique. Encore une fois, il est important de souligner que cette approche n'est pas nécessairement sécuritaire étant donné qu'il est difficile de chiffrer exactement le gain de résistance lors qu'un matériau est chargé dynamiquement. On pourrait par exemple s'étonner que cette sur-résistance soit la même quel que soit le matériau (béton, acier) et la géométrie du parapet (poutre et poteaux avec ouverture, parapet en béton). Par ailleurs, toutes les charges statiques présentées au Tableau 2-3 doivent être multipliées par un facteur d'amplification dynamique de 1.7.

En ce qui concerne les ancrages, le code (CSA, 2006) permet d'utiliser des ancrages issus de parapets déjà testés, ou alternativement d'utiliser les charges présentées dans le tableau précédent, à défaut de disposer d'une méthode de validation en laboratoire. Dans tous les cas, l'ancrage doit être capable de reprendre l'intégralité des efforts d'impact sans endommager la dalle de pont environnante. Ce critère, assez critique, conduit dans la pratique à surdimensionner les ancrages dans la dalle, ce qui évite en cas d'accident de les remplacer. L'objectif est de faire en sorte que le parapet soit l'élément structural le plus faible qui devra céder en premier. Ainsi, les parties endommagées des parapets pourraient ensuite être remplacés sans que les ancrages (moins accessibles et ancrés à la dalle) n'aient à être réparés.

La recherche dans le domaine des parapets s'est principalement développée autour de pôles dominant et parfois divergeant aux États-Unis. Le FHWA s'occupe d'homogénéiser et de garder à jour les avancées. En 2014, le Code Canadien sur le Calcul des Ponts Routier (CSA, 2006) est encore trop largement basé sur les critères et réalités datant de 1989 (AASHTO, 1989) en ce qui a trait aux parapets. Certaines de ces réalités ne sont clairement plus à jour et seraient en cours de modification pour la prochaine édition du code. Le remplacement des trois niveaux de performance (PL) par cinq niveaux de test (TL) et une simplification des tableaux de sélection sont attendus (ATC, 2010).

## 2.4 Parapets préfabriqués

Traditionnellement, les parapets sont coulés en place sur la dalle de pont. De plus en plus, et pour des raisons diverses, ingénieurs et maîtres d'ouvrages s'orientent vers l'utilisation des parapets préfabriqués en usine qui sont ensuite fixés sur la dalle du pont. Une revue de ces deux méthodes de mise en place est proposée dans ce qui suit.

### 2.4.1 Parapets coulés en place

La plupart des parapets de ponts sont aujourd'hui coulés en place. Lors de la construction, des armatures en attente dans la dalle déjà coulée sont alignées (Figure 2-11a, Figure 2-12). Par la suite, les coffrages permettent de donner au béton la forme souhaitée (Figure 2-11b).

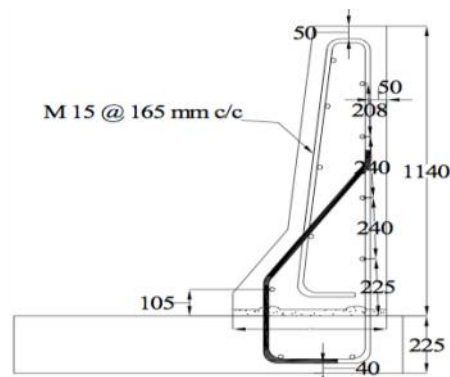


a) Armatures en attente



b) Vibration du béton coulé

**Figure 2-11: Parapets coulés en place (Haluk et al., 2004),**



**Figure 2-12: Armatures en attente dans les parapets coulés en place (Sennah et al., 2008)**

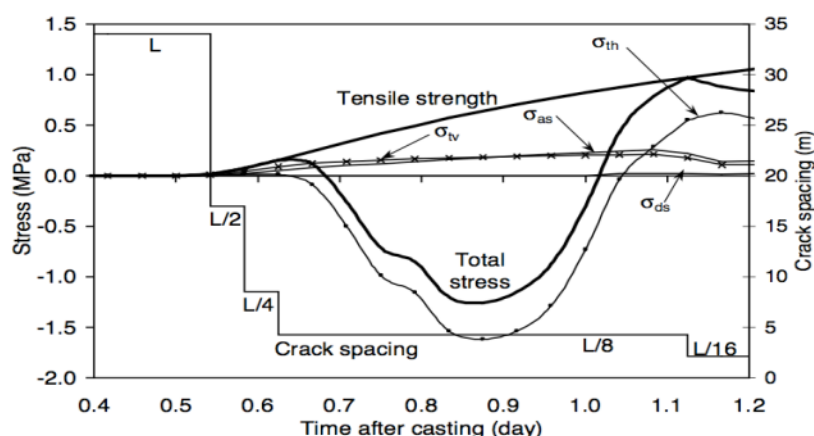
Bien que répandue, cette méthode de mise en place présente deux inconvénients majeurs. Tout d'abord, elle demande beaucoup de temps en chantier. En effet, la procédure séquentielle utilisée ne laisse pas beaucoup de marge à l'optimisation : une fois la dalle rigidifiée, la mise en place des coffrages, la mise en place des armatures et la coulée des parapets pour un pont régulier demande plus de temps que pour les parapets préfabriqués (FHWA, 2009; Charron and al., 2011). Ces délais peuvent être très coûteux pour les maîtres ouvrages, particulièrement lorsqu'il s'agit de réparations qui impliquent des mesures de mitigation du trafic. Par ailleurs, des problèmes de durabilité, notamment des réseaux de fissures verticales, sont souvent associés à cette technique de mise en place. Le *Michigan Department of Transport* dans une enquête menée auprès de 26 agences fédérales américaines de transport rapporte qu'environ la moitié des répondants observent avec des fréquences moyennes à élevées des fissures verticales à la base des parapets (Figure 2-13), et les deux tiers observent des fissures verticales autour des joints de construction (Haluk et al., 2004). D'autres pathologies comme les efflorescences, les détériorations du béton et les fissures horizontales sont également souvent constatées.



**Figure 2-13: Fissuration verticale fréquemment observées sur les parapets coulés en place (Haluk et al., 2004)**

Ces fissures verticales sont souvent repérées au jeune âge du béton, soit quelques jours après sa mise en place. Cusson et al., (2000) ont étudié en détails les causes de cette fissuration au jeune âge. Leurs conclusions basées sur des observations *in situ* et des modèles analytiques semblent conclure que les faibles résistances au jeune âge du béton sont très rapidement atteintes par les

contraintes (Figure 2-14) causées principalement par les gradients de température, le retrait restreint (la dalle sous-jacente ayant tendance à empêcher le retrait des parapets fraîchement coulés) et les vibrations dues à la circulation.



**Figure 2-14: Contraintes totales estimées sur les parapets coulés en place (Cusson et al., 2000)**

La fissuration au jeune âge réduit significativement la durée de vie des parapets, notamment en accélérant la corrosion des armatures accentuée par les sels de déverglaçage souvent utilisés en hiver sur les routes. Cusson et al. (2000) recommandent d'uniformiser les matériaux des coffrages afin de minimiser les gradients thermiques, et de les garder en place le plus longtemps possible. Par ailleurs, il faudrait minimiser les vibrations transmises aux parapets fraîchement coulés en contrôlant la circulation sur le chantier et dans les alentours. Le *Michigan Department of Transport* suggère de garder les coffrages pendant au moins 3 jours, tout en appliquant une cure immédiatement après le décoffrage (Haluk et al., 2004).

Étant donné que l'applicabilité de ces recommandations est parfois rendue difficile par les réalités du chantier, et pour des gains de temps accrus, les maîtres d'ouvrages et les ingénieurs ont parfois recours aux parapets préfabriqués en usine.

## 2.4.2 Parapets préfabriqués

Les parapets préfabriqués ont l'avantage d'être produits dans un environnement contrôlé. Souvent à l'abri des intempéries et des vibrations, ils peuvent bénéficier de cures uniformes afin de minimiser les gradients de température qui contribuent à la fissuration au jeune âge comme mentionné précédemment (Cusson et al., 2000). Les problèmes liés au retrait restreint sont également contournés par l'absence de la dalle. Néanmoins, la difficulté principale réside alors dans l'ancrage du parapet à la dalle. Comme mentionné dans la Section 2.3.2.2, les ancrages doivent être plus résistants que le parapet (ils ne doivent pas être le point faible). Ils doivent également fournir une facilité d'installation. On retrouve deux méthodes d'ancrage de parapets préfabriqués dans la documentation: les ancrages précontraints, ou les ancrages par injection.

### 2.4.2.1 Ancrages précontraints

Les ancrages précontraints constituent la méthode d'ancrage la plus courante. On retrouve déjà en 1977 dans le *Guide for Selecting, Locating, and Designing Traffic Barriers* et en 1989 dans le *Guide Specifications for Bridge Railings* de l'AASHTO des indications quant à l'installation de parapets préfabriqués. Certains des ancrages qui se retrouvent dans les documents mentionnés comme le *LB Foster Precast Barrier* et le *Clampcrete Precast Barrier* ont même été crash-testés (Namy, 2012). Aujourd'hui encore, ces ancrages sont largement utilisés.

Sennah et al. (2008) et Namy (2012) répertorient dans leurs revues de la documentation une liste exhaustive d'un répertoire de parapets préfabriqués avec ancrages précontraints. Les ancrages mécaniques se font principalement par boulonnage de barres filetées (Figure 2-15c) qui passent dans des niches prévues à cet effet (Figure 2-15a; Figure 2-15b) lors de la construction. Au moment de l'installation des parapets sur la dalle, les barres d'ancrage sont installées, boulonnées puis précontraintes (Figure 2-15d). Deux configurations d'ancrage sont recensées. Certaines barres traversent les parapets de bout-à-bout (Figure 2-16a), alors que d'autres ne sont ancrés que partiellement dans la dalle (Figure 2-16b). Un mortier ou de l'époxy sont souvent utilisés afin de combler les vides résiduels et prévenir les infiltrations d'eau.



a) Niches avant la coulée



b) Niches après la coulée

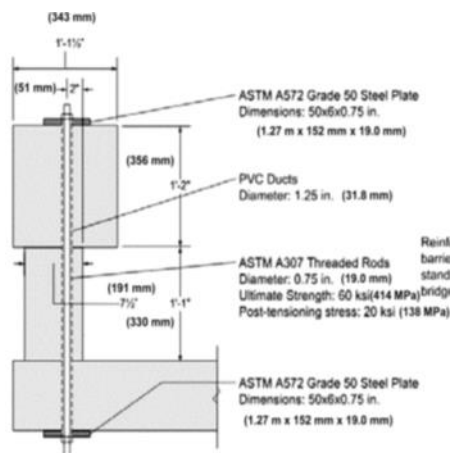


c) Tige d'ancrage, boulon et rondelle

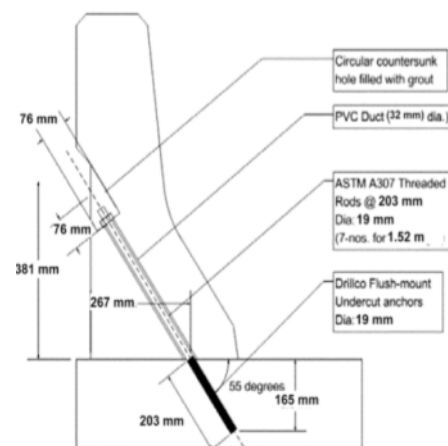


d) Serrage

**Figure 2-15: Composantes des ancrages précontraints (Sennah et al., 2008)**



a) À pleine profondeur



b) À mi- profondeur

**Figure 2-16: Type d'ancrages (Mitchell, 2010)**

L'objectif est de faire transiter les efforts d'impact du parapet à la dalle via les ancrages. Il faut rappeler que le système d'ancrage devra être plus résistant que le parapet (CSA, 2006) afin d'éviter son remplacement en cas d'accident. Le diamètre des barres, leur espacement, et la post-tension appliquée aux barres sont donc les principaux paramètres gouvernant la conception. Des barres de plus grands diamètres permettront d'augmenter l'espacement. L'espacement des ancrages est un élément clef à optimiser lors de la conception des ancrages car le temps d'installation est directement proportionnel au nombre d'ancrages à mettre en place et à boulonner. Afin de garder une technique efficace de mise en place, il faut réduire au minimum le nombre d'ancrages. En contrepartie, les efforts qui transitent par ces derniers seront plus grands. Si ces efforts sont trop grands, il peut arriver que ce soit le béton autour des ancrages qui cède (Mitchell et al., 2010).

Lors de la construction de nouveaux ponts, il peut être avantageux d'utiliser des parapets préfabriqués à ancrages précontraints étant donné que les zones d'ancrage et les outils nécessaires au serrage sont très accessibles. Par ailleurs, il est possible de forer de nouveaux trous dans la dalle à mi-profondeur (Figure 2-16) et d'y ancrer les parapets (Mitchell, 2010), ce qui en fait également une bonne option pour le remplacement rapide de parapets déjà en place. En revanche, l'alignement des trous et le serrage peuvent être coûteux en temps et en ressources si la tige se rend jusqu'au bas de la dalle, et si l'espacement des ancrages est faible. De surcroît, étant donné les conditions d'exposition des parapets, il existe des risques de corrosion des armatures par les infiltrations d'eau dans les vides prévus pour les barres. Des dispositions particulières de protection doivent être prises.

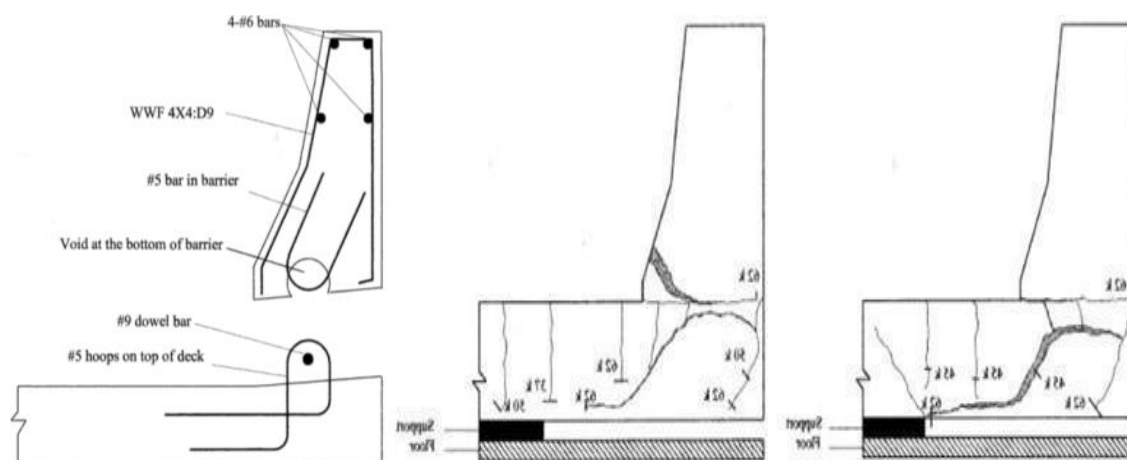
#### **2.4.2.2 Ancrage par injection**

Il est également possible de faire le lien entre la dalle et le parapet préfabriqué via l'injection d'une niche prévue à cet effet. Les armatures provenant du parapet et de la dalle se rencontrent dans la niche et sont solidarisés lors de la prise du mortier. Cela implique donc de faire une coulée en chantier, soit par gravité ou par pompage, dépendamment de la géométrie de la niche à remplir.

Aminmansour (2004) semble être le premier à avoir utilisé cette méthode d'ancrage. Il a construit et testé 34 parapets dont 10 étaient préfabriqués, lesquels étaient ensuite soumis à des essais statiques et dynamiques. Sur la Figure 2-17a, on peut observer que le transfert des efforts se fait



via des armatures pliées en forme de crochet prévues dans le bas du parapet et dans le haut de la dalle. Une niche cylindrique a été utilisée. Une barre longitudinale était également prévue afin d'éviter l'arrachement du parapet. Deux types d'ancrage ont été testés. Pour les 5 premiers parapets préfabriqués, les crochets de type 15M étaient espacés de 305 mm (12 pouces) et un mortier régulier était utilisé. Pour les 5 autres parapets préfabriqués la niche a été renforcée alors que des crochets 15M espacés de 229 mm (9 pouces) ainsi qu'un mortier renforcé de fibre ont été utilisés.



a) Crochets dans la niche    b) Rupture avec ancrage régulier    c) Rupture avec ancrage renforcé

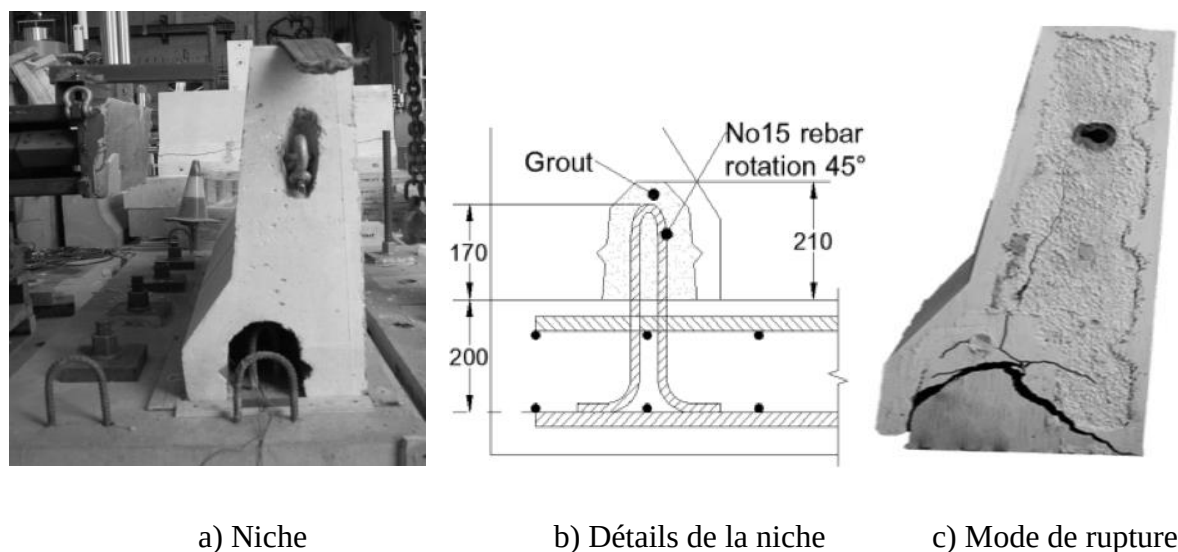
**Figure 2-17: Parapets préfabriqués ancrés par injection (Aminmansour, 2004)**

La Figure 2-17a et 2-17b illustre les modes de rupture des parapets suivant les deux types d'ancrage, lorsque soumis à une charge statique. Dans le premier cas, l'ancrage régulier a été le point faible du système, ce qui n'est pas adéquat. Ce défaut est rectifié avec l'ancrage renforcé. Cette fois la dalle sous-jacente a été le point faible. Il est important de souligner qu'il s'agit à nouveau d'un comportement qui est inadéquat étant donné que la capacité réelle ultime ne dépend pas du parapet. Dans le premier cas c'est la capacité de l'ancrage qui est mesurée, et dans le second c'est la capacité de la dalle qui est mesurée. Idéalement, le parapet doit être le point faible du système (CSA, 2006).

Ces expériences ont toutefois démontré qu'il était envisageable d'avoir recourt aux ancrages par injection étant donné que les parapets préfabriqués ont fourni des résistances analogues à leurs

homologues coulés en place. Cependant, ces essais révèlent que pour des géométries similaires à celle des parapets coulés en place, la résistance mécanique du joint parapet-dalle est largement tributaire de la qualité du mortier et de la géométrie de la niche.

Duchesneau (2010) et Namy (2012) proposent un autre concept de niche. Contrairement à la géométrie cylindrique proposée par Aminmansour (2004), des clefs angulaires telles qu'illustrées à la Figure 2-18a permettent de maximiser les butées et le frottement. Les crochets de type 15M présentés à la Figure 2-18b sont espacés de 200 mm. Les deux parapets développés par Duchesneau (2010) dépassent tous deux les exigences spécifiées pour la catégorie PL-2 lorsqu'ils sont soumis à des essais statiques et dynamiques. Néanmoins, tout comme dans le cas d'Aminmansour (2004), la Figure 2-18c nous indique que la niche fait partie intégrante du mode de rupture, ce qui n'est pas idéal. Dans cet exemple précis (Figure 2-18c), en cas d'un accident de la circulation, il faudrait procéder au remplacement complet du parapet et de l'ancrage.

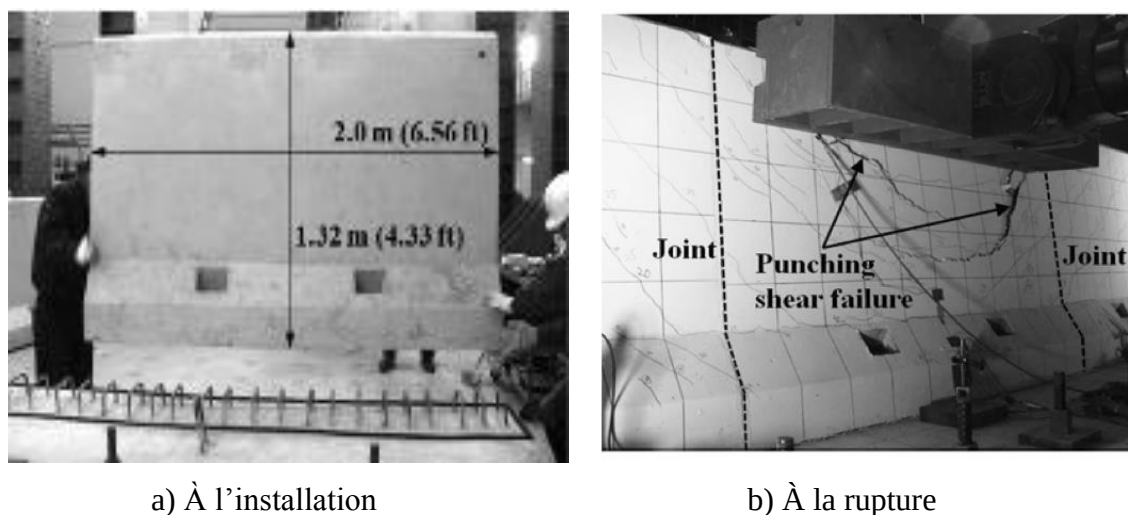


**Figure 2-18: Niche continue avec clefs et mode de rupture (Duchesneau, 2010)**

Jeon (2011) a conçu et testé 4 parapets préfabriqués de type PL-2 (TL-4) et PL-3 (TL-5). Les barres d'ancrages, composées de crochets 15M espacés à 125 mm étaient plus denses que ce qui a été mentionné précédemment. Ces crochets sont visibles au bas de la Figure 2-19a. Cette fois

encore, les parapets préfabriqués ont exhibé des résistances similaires à leur équivalent coulé en place. Par ailleurs, contrairement à Duchesneau (2010) et Aminmansour (2004), les ancrages des parapets ont maintenu leur intégrité durant les essais. Sur la Figure 2-19b, on observe par exemple que la rupture du spécimen présenté, due au poinçonnement, se fait dans le haut du parapet et non pas dans l'ancrage; il s'agit d'un comportement souhaitable.

Un concept de niches avec ouvertures ponctuelles a été proposé par Jeon (2011). Les niches avec des ouvertures ponctuelles permettent une inspection visuelle du remplissage, aspect qui fait défaut aux niches continues. C'est un avantage appréciable que n'offre pas les concepts de niches abordés précédemment (Aminmansour, 2004; Duchesneau, 2010; Namy, 2012). Par ailleurs, elles peuvent également permettre de se soustraire à la nécessité d'avoir recourt à une pompe afin d'injecter la niche (possibilité d'écoulement gravitaire) si la situation l'impose.



**Figure 2-19 : Parapets préfabriqués avec niches ponctuelles (Jeon, 2011)**

Contrairement aux ancrages précontraints qui sont ponctuels et espacés, les niches injectées sont généralement ininterrompues. Cette continuité permet d'assurer une redondance structurale que n'offrent pas les ancrages précontraints. En cas de défaillance, une plus grande ductilité est attendue. Ces niches peuvent être injectées sur de longues distances à l'aide d'une pompe, permettant ainsi un gain de temps optimal lors de la mise en place. Néanmoins, outre la sortie du mortier à l'autre extrémité, l'inspection du remplissage est quasiment impossible. Des ouvertures

ponctuelles telles que proposées par Jeon (2011) peuvent permettre de remédier à cet inconvénient. Lors de l'installation de parapets préfabriqués sur des ponts nouvellement construits, la niche peut être injectée par les côtés (Duchesneau, 2010). Néanmoins, lorsqu'il s'agit de remplacer des parapets endommagés, l'injection de la niche par le côté n'est pas possible. Par ailleurs, il faut retenir que la géométrie de la niche ainsi que la qualité du mortier sont d'une importance capitale afin d'assurer une connexion de qualité. Comme dans le cas des ancrages précontraints, une attention particulière doit également être portée à la finition (joints, scellement) de la niche afin d'éviter les infiltrations d'eau et d'agents chimiques.

## **2.5 Bétons renforcés de fibres**

L'utilisation de fibres dans le béton lui confère un meilleur comportement en traction et permet d'accroître sa durabilité. Les fibres n'interviennent qu'une fois le processus de fissuration débuté, les fibres pontent alors les fissures (Charron et Desmettre, 2013). C'est dans leur capacité à contrôler la fissuration que les BRF tirent leur intérêt majeur. Il existe toute une gamme de BRF selon le type de fibres (acier, verre, etc.), leur forme (droites, à crochets, plates, ondulées, etc.), leur longueur et leur quantité. Dans cette revue non-exhaustive, l'accent sera mis sur les deux gammes de BRF les plus utilisées, soit le béton fibré à haute performance (BFHP) et le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP).

### **2.5.1 Composition des BRF**

Dans un rapport de recherche proposant un bilan sur l'intérêt des BRF, Charron et Desmettre (2013) proposent une classification synthétique des BFHP et des BFUP telle que présentée au Tableau 2-4. La composition des BFHP est très similaire à celle des bétons à haute performance (BHP). La granulométrie est modifiée légèrement en remplaçant une partie des granulats par des fibres. De petites quantités d'ajouts minéraux peuvent aussi être utilisées. Ainsi le rapport eau/liant des BFHP est compris entre 0.30 et 0.40 et leur résistance à la compression varie entre 50 et 90 MPa à 28 jours. La longueur des fibres qui y sont utilisées, dont le volume ne dépasse généralement pas 1.5%, peut aller jusqu'à 60 mm (Charron et Desmettre, 2013).

La granulométrie des BFUP, très différente de celle des bétons ordinaires, est optimisée de manière à obtenir un béton extrêmement dense et très peu poreux. Les BFUP contiennent plus de ciment, et ont un rapport eau/liant qui varie entre 0.15 et 0.25. L'utilisation de sables fins (sable

de quartz par exemple) et d'ajouts minéraux (fumée de silice, filler calcaire, etc.) y est courante, alors que peu ou pas de granulats sont utilisés. Les BFUP présentent une résistance à la compression allant de 120 à 180 MPa. Ils contiennent entre 2 à 6 % volumiques de fines fibres dont les longueurs s'étalent entre 6 à 13 mm (Charron et Desmettre, 2013). Certains BFUP contiennent également des assemblages de fibres plus longues (20 mm) et plus courtes (0.2 mm) en plus des fibres intermédiaires, pour des pourcentages pouvant atteindre 11% (Parant et al., 2007).

**Tableau 2-4: Compositions et propriétés typiques des bétons (Charron et Desmettre, 2013)**

| Composition          | BO                        | BHP                         | BFHP *                                           | BFUP                                          |
|----------------------|---------------------------|-----------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| Rapport eau/liant    | ≥ 0.40                    | 0.30 à 0.40                 | 0.30 à 0.40                                      | 0.15 à 0.25                                   |
| Liant                | 300-400 kg/m <sup>3</sup> | 350 à 450 kg/m <sup>3</sup> | 350 à 550 kg/m <sup>3</sup>                      | 800 à 1000 kg/m <sup>3</sup>                  |
| Ajouts minéraux      | Parfois                   | Oui                         | Oui                                              | Oui                                           |
| Sable                | Oui                       | Oui                         | Oui                                              | Oui                                           |
| Pierre               | Oui                       | Oui                         | Oui                                              | Non                                           |
| Fibres               | Non                       | Non                         | 40 à 120 kg/m <sup>3</sup><br>(0.5 à 1.5 %-vol.) | 160 à 480 kg/m <sup>3</sup><br>(2 à 6 %-vol.) |
| Propriétés           | BO                        | BHP                         | BFHP *                                           | BFUP                                          |
| Compression - $f'_c$ | 20 à 40 MPa               | 50 à 90 MPa                 | 50 à 90 MPa                                      | 120 à 180 MPa                                 |
| Traction - $f'_t$    | 1.5 à 2.5 MPa             | 3.0 à 4.5 MPa               | 3.0 à 4.5 MPa                                    | 7 à 15 MPa                                    |
| Module - $E_c$       | 20 à 25 GPa               | 25 à 35 GPa                 | 25 à 35 GPa                                      | 30 à 45 GPa                                   |

\* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

Les BFHP et les BFUP sont disponibles avec une maniabilité courante ou un caractère autoplaçant. Ce dernier est souvent préféré pour favoriser l'orientation des fibres et faciliter la mise en place.

## 2.5.2 Comportement mécanique

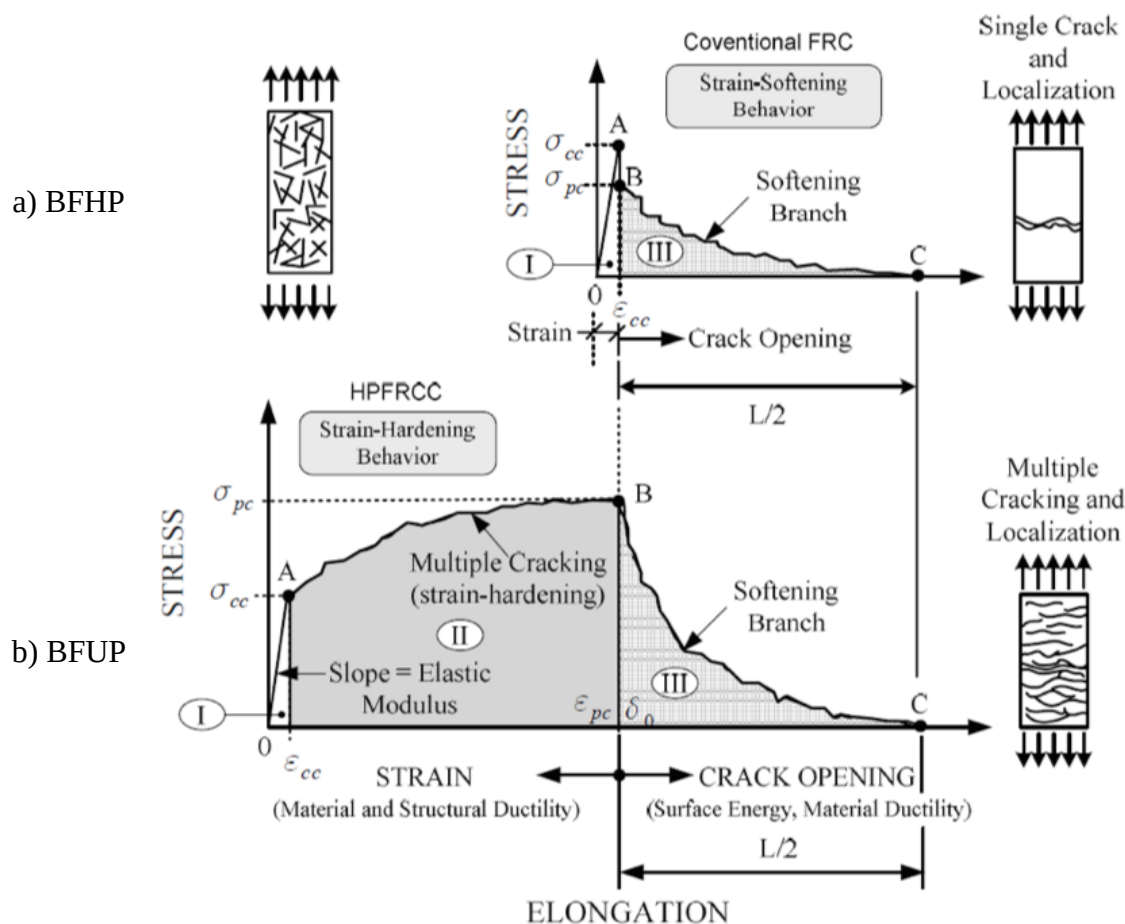
Les gains de résistance à la compression et à la traction ( $f'_c$  et  $f'_t$  dans le Tableau 2-4) sont principalement dus à la densification des matrices et à l'introduction des fibres dans les bétons. Les fibres interviennent uniquement dans le comportement en traction post-élastique (après l'atteinte de la résistance élastique de la matrice). Rossi (1998) distingue trois étapes dans la fissuration des BRF. Ces étapes concordent avec la description du comportement typique de la fissuration de BRF proposée par Naaman (2008). Elles sont illustrées à la Figure 2-20. Dans un

premier temps, on remarque la création d'un réseau de microfissures qui se développe dans la matrice du béton. Dans un second temps, les premières fissures se rassemblent en une macrofissure (localisation). Finalement, la macrofissure prédominante se propage et devient le mode de rupture principal du béton.

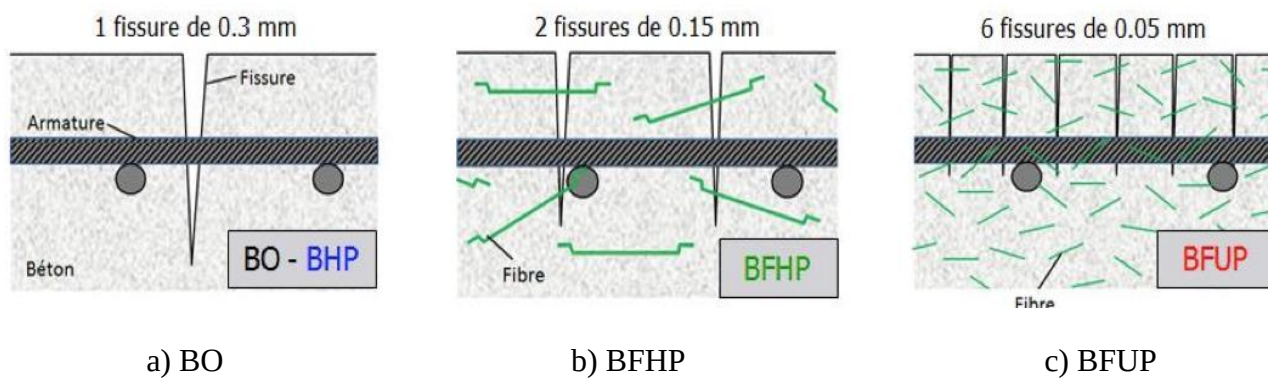
Lors d'un essai de traction directe sur un spécimen en BFHP, ces mécanismes de fissuration se traduisent par un comportement adoucissant (réduction progressive et non fragile de la résistance à la traction) tel que visible sur la Figure 2-20a. Ce comportement est dû à l'action des fibres qui ont tendance à coudre la macrofissure, ce qui ralentit sa propagation et procure une certaine ductilité en traction que ne possèdent pas les bétons ordinaires (BO). Cet effet de couture est observable à la Figure 2-21b. Le même comportement adoucissant est observable dans les BFUP (Figure 2-20b). Néanmoins, les fibres des BFUP étant plus courtes, plus minces et plus nombreuses que celles des BFHP, elles agissent dès l'apparition des microfissures. Les fibres des BFUP ont tendance à refermer les microfissures dès leur apparition. Cela permet de conserver l'intégrité du matériau à l'atteinte de la résistance élastique et se traduit par un comportement écrouissant des BFUP avant la phase d'adoucissement (Figure 2-20b). Les BFUP sont donc extrêmement ductiles en traction.

Selon le comportement en traction des différents bétons, on peut s'attendre à obtenir des patrons de fissuration variés en conditions de service dans les structures. La Figure 2-21 illustre que dans les BFUP, les fissures seront très nombreuses mais de très petite ouverture (0.05 mm), tandis que les fissures des BFHP et des BO seront moins nombreuses mais présenteront de plus grandes ouvertures (0.15 mm et 0.3 mm respectivement) pour de niveaux de contrainte similaires de allant de 250 à 300 MPa.

Il est important de mentionner que l'appellation BFUP est souvent associée à une résistance à la compression minimale de 150 MPa. Cette exigence n'est pas très pertinente car la caractéristique la plus importante des BFUP est leur comportement écrouissant en traction. Dans le texte en français du mémoire, la mention BFUP sera utilisée pour un béton de 100 MPa en compression présentant un comportement écrouissant et adoucissant en traction. Dans le texte en anglais du chapitre 3, l'acronyme HPFRC sera utilisé afin de souligner que le béton ne possède pas une résistance à la compression de 150 MPa.



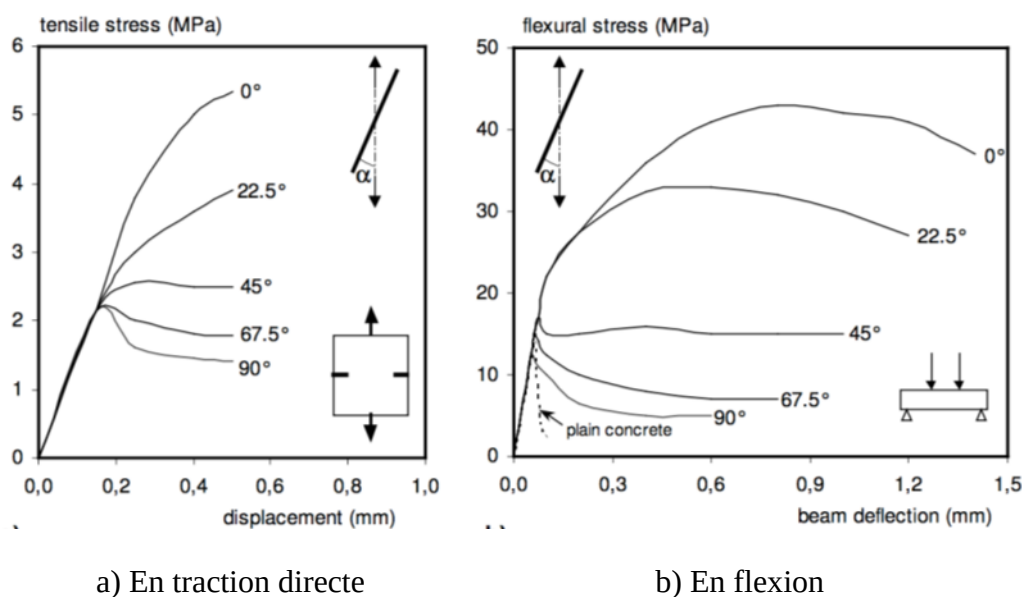
**Figure 2-20: Comportement typique des BRF soumis à la traction directe (Naaman, 2008)**



**Figure 2-21: Fissuration en service des différents bétons (Charron et Desmettre, 2013)**

### 2.5.3 Orientation des fibres

La figure 2-21 présentée ci-dessus illustre l'importance capitale de la bonne orientation des fibres afin que ces dernières puissent couvrir les fissures. À l'échelle locale, une fibre bien orientée est une fibre perpendiculaire à la fissure. Par déduction, des fibres mal orientées, c'est-à-dire orientées parallèlement à la fissure, peuvent conduire à des comportements écaillant et adoucissant réduits des BRF. Dans leurs travaux, Oesterlee (2010), Wust (2007) et Markovic (2006) ont mis en relief comment les résistances à la traction et à la flexion étaient directement reliées à l'angle d'orientation des fibres par rapport au sens de l'effort principal de traction. Sur la Figure 2-22 tirée de Van Mier et al. (1992), Markovic (2006) décrit de manière quantitative comment la valeur de  $f_t$  décroît proportionnellement pour des fibres orientées de  $0^\circ$  (direction de la contrainte principale de traction) à  $90^\circ$  (perpendiculairement à la direction de la contrainte principale). Cet effet a également été mesuré par Delsol (2012) qui a observé une réduction maximale 95% de la longueur de la phase écaillante et une réduction de 60% de la résistance maximale à la traction dans les spécimens en BFUP où les fibres étaient orientées le plus défavorablement. Ceci démontre l'importance de favoriser une orientation préférentielle des fibres lorsque cela s'avère possible.



**Figure 2-22: Influence de l'orientation des fibres sur les résistances (Markovic, 2006 & Van Mier et al., 1992)**



Enfin, on dénote que l'orientation préférentielle des fibres est tributaire de la technique de mise en œuvre et de l'écoulement des BRF lors des coulées (Rossi, 1998) : les fibres ont tendance à s'orienter parallèlement aux lignes de coulée et aux parois. Bien qu'une orientation favorable puisse être obtenue facilement pour des éléments à géométrie prismatique (poutres, dalles), des difficultés sont à envisager pour les éléments avec des géométries complexes (changement de section, ouverture, etc.). Dans ce cas, il importe de prévoir une réserve de résistance suffisante.

#### **2.5.4 Durabilité**

Au Canada, la corrosion des armatures, les infiltrations de chlorures et sulfates et les cycles de gel-dégel sont les principales causes de dégradation des infrastructures en béton (OCDE, 1989; Charron et Desmettre, 2013). La durabilité des bétons est étroitement liée à la capacité des agents externes à se déplacer dans le béton. La perméabilité et les ouvertures de fissures sont deux des paramètres dont dépend la durabilité des bétons.

L'utilisation des BRF permet souvent de réduire la quantité d'armatures dans le béton et conséquemment, les risques associés à la corrosion. Par ailleurs, les résistances post-pic supérieures des BRF (en traction et en compression) permettent une meilleure résistance aux déformations causées par l'environnement (gel-dégel, expansions, etc.). Enfin, la densification des matrices et la réduction des ouvertures de fissure réduisent la perméabilité et limitent les intrusions d'agents externes (eau, sels, oxygène, etc.). L'augmentation de la résistance post-fissuration et la réduction de la perméabilité devraient donc procurer aux BRF une durabilité supérieure à celle des BO et des BHP.

Ces gains de durabilité ont été quantifiés par Charron et Desmettre (2013) et sont présentés au Tableau 2-5. Les auteurs ont évalué les potentiels de durabilité des BO, des BFHP et des BFUP en se basant sur des mesures perméabilité à l'eau et à l'air, sur des mesures de diffusion et d'absorption, et sur des mesures de vitesse de corrosion.

**Tableau 2-5: Indicateurs de durabilité de différents béton à l'état non-fissuré**

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

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

En condition non fissurée, on remarque que les BFHP et les BFUP qui sont de 10 à 100 moins perméables à l'eau présentent respectivement des indicateurs de durabilité de 3 à 100 fois plus petits que ceux du BO. Étant donné la réduction des ouvertures de fissure que permettent les BRF, ces tendances sont encore plus marquées en condition fissurée puisque les fissures contribuent à la pénétration des agents agressifs dans le béton.

## 2.6 Conclusions

Les éléments suivants ressortent de cette revue de littérature:

- Il existe de nombreuses géométries de parapets utilisées pour la sécurité routière. Les parapets rigides utilisés sur les ponts doivent remplir le double objectif d'empêcher les sorties de route et de rediriger les véhicules dans le sens de la circulation, et ce, en limitant les blessures causées aux occupants du véhicule (AASHTO, 2012). Dans les milieux urbains, ces parapets sont souvent surmontés de rails métalliques afin d'offrir une sécurité aux piétons et aux cyclistes.

- Les parapets rigides en béton sont les plus répandus en Amérique du Nord. Leur popularité serait due à leur capacité structurale supérieure, à la facilité de leur mise en place et de leur entretien (ATC, 2010). Parmi les parapets en béton les plus utilisés, on retrouve les très populaires parapets de type New Jersey. Leur géométrie offre une bonne interaction véhicule-structure. Les parapets de type F-Shape sont une amélioration des parapets New-Jersey, quoique moins répandus. Les parapets de type Single-Slope apparaissent comme le meilleur compromis entre sécurité et fonctionnalité.
- En Amérique du Nord, les États-Unis sont les principaux pionniers de la recherche et de la codification des parapets. Le code CSA-S6 (2006) est encore basé sur le code AASHTO de 1989 qui repose lui-même sur les avancées du rapport 230 du NCHRP datant de 1981. Les géométries de parapet peuvent être réutilisées à condition d'avoir passé avec succès un essai d'impact (crash-test). Les parapets crash-testés aux États-Unis selon AASHTO (2012) sont acceptés au Canada. Les parapets sont répertoriés en PL-1, PL-2, et PL-3 selon leur niveau de performance et dépendamment des conditions de circulation. Des parapets précédemment crash-testés peuvent être modifiés à condition de résister aux charges longitudinales, latérales et transversales minimales spécifiées par le code, de fournir une intégrité structurale (rigidité, résistance), et de présenter un comportement véhicule-structure équivalent. Parmi les méthodes de validation, on recense les méthodes de validation analytiques, expérimentales et numériques.
- Les parapets en béton sont fréquemment coulés en place sur les dalles de pont. Les écarts de rigidité au jeune âge à l'origine de fissures verticales ainsi que les conditions en chantier réduisent souvent leur durabilité. Les parapets préfabriqués évitent la création de fissures verticales, permettent de réduire le temps de mise en place, et offrent une plus grande durabilité. En contrepartie, leur ancrage à la dalle demande un effort de conception supplémentaire. Les ancrages précontraints sont abordables, mais parfois difficiles d'accès et enclins à la corrosion. Les niches injectées sont plus durables et offrent une redondance structurale, tandis que leur inspection visuelle peut parfois poser problème.

- L'utilisation des BRF permet des gains appréciables de résistance et de durabilité. Les BFHP offrent une ductilité en traction (comportement adoucissant), alors que les BFUP se distinguent par leur très haute résistance et leur capacité à retarder l'apparition d'une microfissure (comportement écrouissant). Néanmoins, le comportement adéquat des BRF est directement lié à la capacité des concepteurs de bien orienter les fibres, ce qui n'est pas toujours évident.

## **CHAPITRE 3    ARTICLE 1 : PRECAST FIBER REINFORCED CONCRETE BARRIERS WITH INTEGRATED SIDEWALK**

Amadou Thiaw<sup>1</sup>, Jean-Philippe Charron<sup>1</sup>, Bruno Massicotte<sup>1</sup>

Submitted to ACI Structural Journal

<sup>1</sup> Polytechnique Montreal, Department of Civil, Geological and Mining Engineering,  
Research Center on Concrete Infrastructures, Montreal, H3C 3A7, Canada

### **3.1 Abstract**

Three concepts of bridge barriers with integrated sidewalk were designed, built and tested. Two precast barriers were designed with High Performance Fiber Reinforced Concretes (HPFRC), the former with a tensile strain softening material and the later with a tensile strain hardening material. Utilization of HPFRC allowed a significant reduction of concrete sections and reinforcement of precast barriers. Moreover, a new connection method was developed to anchor barriers to the bridge slab. One High Strength Concrete (HPC) cast-in-place barrier was also designed as a reference. All barriers were submitted to quasi-static transverse loading up to failure and exceeded CSA PL2 and AASHTO TL4 design load requirements. Finite element models used at the design process provided an accurate reproduction of test results in terms of stiffness, ultimate strength, cracking pattern and displacement. A numerical parametric study was conducted with the validated models in order to evaluate the effect of key economical and construction characteristics of the precast barriers.

Keywords: Fiber reinforced concrete; Precast; Bridge; Barrier; Parapet; Finite element; Experimental.

### **3.2 Introduction**

In Canada, design of bridge barriers are regulated by the Canadian Highway Bridge Design Code (CSA, 2006) and can only be used after being crash-tested. Barriers are considered crashworthy if they resist the impact and safely redirect the vehicle on the roadway, while limiting occupant's risks. Most Canadian bridge barriers are cast-in-place concrete barriers (New Jersey, F shape,

etc.). While structural adequacy is established for the cast-in-place barriers, there are growing durability concerns associated to their construction sequence.

Early-age cracks associated to restrained shrinkage, thermal gradients and traffic vibrations (Cusson & Repette, 2000) are frequently observed, exposing the young concrete matrix and reinforcement to water penetration. This premature degradation is magnified by the severe freeze-thaw cycles and exposition to the high concentration of chlorides found in the de-icing salts spread on bridge surface. Many barriers require unexpected, and costly premature repairs or replacements (Haluk & Attanayaka, 2004). Furthermore, on-site installations of formwork and reinforcement, concrete casting and curing period are time-consuming sequences. For both new bridge barriers and repairs, installation can take up to 18 days for a standard 30 m single span bridge (Charron and al., 2011), generating traffic mitigation and social costs than represent up to 30% of construction budgets in urban areas (Duchesneau and al., 2011).

Precast barriers are believed to properly address the aforementioned challenges. Extensive research has been carried out since 2007 at Polytechnique Montreal to develop precast High Performance Fiber Reinforced Concretes (HPFRC) barriers. Restraints-free shrinkage, and curing of concrete in a controlled environment (low temperature gradient, high humidity, no vibration) eliminates early-age cracking issues, while the high mechanical performance of the FRC allow for a reduction of both concrete sections and reinforcement. Moreover, on-site installation time of precast barriers is estimated between 1 to 4 days for a bridge (FHWA, 2009; Charron and al., 2011), thus significantly accelerating bridge construction and reparation. Finally, the higher durability properties exhibited by HPFRC (Desmettre and Charron, 2013) will subsequently enhance the barriers lifespan.

Some development was done on precast barrier recently. Three concepts of precast CSA PL-2 (equivalent to AASHTO TL-4) barriers with prestressed anchorage to the slab were designed with HPFRC of various strengths and fiber dosages -  $V_f$  (Charron and al., 2011). These barriers were built and tested under static and impact loadings. They showed a superior resistance to the design load requirements even after impact loadings, while the prestressed anchorage performed

well and remained elastic during static and impact loadings. Aminmansour (2004), Duchesneau (2010) and Jeon (2011) also designed and tested precast barriers with a typical reinforced concrete anchorage method. They used an injected recess in the bottom of the precast barriers anchored to the bridge deck with U-shape bars. Duchesneau's (2010) precast HPFRC barriers submitted to static loading exceed the CSA (2006) design load by 39%, and by 37% after impact loads. Moreover, the reinforced concrete anchorage behaved adequately and no failure was observed in the recess before reaching the design load. Besides, ultimate capacities under static loading of all four TL-4 and TL-5 precast barriers developed by Jeon (2011) were equivalent to their cast-in-place counterpart, while the mortar injected recess showed no signs of failure up to the barriers' ultimate state. Finally, the effect of precast barriers longitudinal continuity was also studied by Namy and al. (2013) through full-scale static testing of three adjacent 2-m long precast HPFRC barriers anchored on 1-m overhang bridge slabs. Designed precast HPFRC barriers with longitudinal shear key connections offered strength and stiffness matching their reference Quebec Ministry of Transport Type 201 cast-in-place barrier. Thus previous studies confirmed the adequate structural behaviour of precast barrier under static and impact loading.

Typical urban bridges include sidewalks for cyclists and pedestrians. To this day, the time saving associated to the use of precast barriers in urban bridges is limited due to the subsequent on-site casting of sidewalks. Possibility of integrating sidewalks to the precast barriers, i.e. building a precast combination barrier to provide containment for both vehicles and other users such as pedestrians and cyclists (TAC, 2010), is now considered in construction project. However, the utilization of High Performance Fiber Reinforced Concretes (HPFRC) to optimize this element did not receive attention in literature. This paper described the development of innovative barriers with integrated sidewalk made in HPFRC. Utilization of HPFRC allows minimizing concrete and reinforcement volumes to reduce material costs and barrier weight for handling and transportation, precast production reduces installation period and costs of barriers on bridges. Moreover, considering that barrier durability is severely affected in severe environments, using crack-free precast elements made with highly durable materials could have a significant impact on reducing life cycle and social costs.

The objective of this project was to design, build and test two precast FRC barriers with integrated sidewalks, based on its existing urban cast-in-place counterpart. The first concept was made in strain softening HPFRC, while a strain hardening and softening HPFRC was used for the later concept. A new connection and anchorage process was also developed. The cast-in-place High Performance Concrete (HPC) barrier was also built and tested as a reference. This paper presents the designed specimens, experiments, numerical calculations and parametric studies that were carried out.

### 3.3 Experimental program

#### 3.3.1 Design procedure

AASHTO (2012) and CSA (2006) specify that « new railing systems may be used, provided that acceptable performance is demonstrated through full-scale crash tests ». However, both codes allow for previously crash-tested and approved railing systems to be modified in case where the changes provide adequate structural capacity and do not adversely affect the vehicle performance and occupant safety (TAC, 2010). Analytical methods (yield line analysis, strut and tie models) along with component testing (static or dynamic) are among the accepted validation methods for assessing the impact of design modifications. Nonlinear finite element calculations combined with static tests were used in this research project to qualify precast barrier performance.

For each Test Level (TL) or Performance Level (PL), American and Canadian design codes respectively, specify longitudinal, transverse and vertical static loads equivalent to maximum crash solicitations. Minimum railing height, load application length and height are also provided as summarized in **Table 3-1**. While AASHTO requires transverse and longitudinal loads be applied simultaneously, CSA requires a three directional load application. Conservatively, only the transverse load was considered for design and testing in this study because the longitudinal load is not critical for full depth solid concrete barriers, whereas the vertical load affects mainly the deck design and would favorably increase the barrier-deck connection strength (as the axial load in a column).

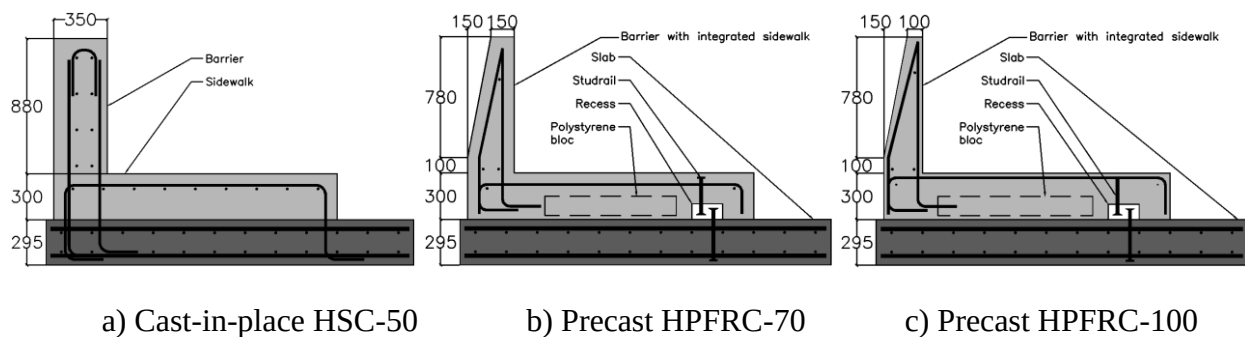


**Table 3-1: Unfactored barrier design criteria**

|              | AASHTO TL4 | CSA PL2 |
|--------------|------------|---------|
| Transverse   | 240 kN     | 170 kN  |
| Longitudinal | 80 kN      | 51 kN   |
| Vertical     | 80 kN      | 51 kN   |

AASHTO implicitly takes a 1.75 live load factor into account in its design load of 240 kN, while CSA requires multiplying the given 100 kN value by a dynamic amplification factor of 1.70 to obtain the 170 kN design value. The 40% difference between design loads is explained by the fact that only CSA considers strain rate effect that increases materials dynamic resistance during vehicle impacts. Considering an average material safety factor of 0.75 for concrete barriers, final design transverse loads are 320 kN for AASHTO and 227 kN for CSA.

The precast barriers were designed to replace a typical combination barrier used in Montreal (Canada). The reference cast-in-place barrier usually made in HPC-50 ( $f_c=50$  MPa) has been crash tested and stands among the FHWA crashworthy barriers database (FHWA, 2005; TAC, 2010). The cast-in-place barrier is illustrated in **Fig. 3-1a**. Details of section and reinforcement are presented in **Table 3-2**. Usual details like 75 mm concrete cover and transverse bars spaced at 220 mm were used in this barrier.

**Figure 3-1: As-built barriers with integrated sidewalk sections**

**Table 3-2: Details of 2 m barriers with integrated sidewalk**

| Barrier concept | Barrier section |        | Concrete cover | Transversal Reinforcement | Longitudinal Reinforcement | Anchors in the recess |
|-----------------|-----------------|--------|----------------|---------------------------|----------------------------|-----------------------|
|                 | Base            | Top    |                |                           |                            |                       |
| HPC-50          | 350 mm          | 350 mm | 75 mm          | 9-15M                     | 17-15M                     | -                     |
| HPFRC-70        | 300 mm          | 150 mm | 75 mm          | 5-15M                     | 5-15M                      | 7-20M                 |
| HPFRC-100       | 250 mm          | 100 mm | 30 mm          | 3-15M                     | 5-15M                      | 7-20M                 |

Precast barriers with sidewalk are shown in **Fig. 3-1b** and **Fig. 3-1c** for the HPFRC-70 ( $f_c=70$  MPa,  $V_f=1\%$ ) and HPFRC-100 ( $f_c=100$  MPa,  $V_f=4\%$ ) concepts respectively. Design and optimization of these barriers was conducted with a 3D nonlinear finite element models. Details on the numerical models as well as the parametric studies are discussed in the numerical modeling section. Concrete volumes have been reduced by 33% and 48% in the precast HPFRC-70 and HPFRC-100 barriers, while reinforcement was reduced by 59% and 72% respectively (**Table 3-2**). Longitudinal reinforcement of precast barriers was decreased by 61% in comparison to the reference barrier, but anchor bars were added in the recess for the connection with the deck. The uplift force on the deck caused by transverse loads being resisted at some distance away from the barrier-to-sidewalk connection, low reaction forces and associated bending moments are expected in the sidewalks. This allows concentrating resisting elements in the sidewalk in ribs. Hence, sidewalk central section was partly replaced with a commercial polystyrene isolation bloc, a low cost and lighter filling material (**Fig. 3-1b** and **Fig. 3-1c**). Concrete volumes were reduced by 16% and 19% in the HPFRC-70 and HPFRC-100 sidewalks respectively. Thickness of the sidewalks was kept at 300 mm since it is the minimum value in Montreal.

HPC slabs supporting the barrier with sidewalk were 295 mm thick and 2.4 m wide. The top and bottom transverse reinforcement consisted of 25M @ 165 mm c/c, top and bottom longitudinal reinforcement were 15M @ 200 mm. Overdesigning of the slabs was meant to prevent failure that would impede the assessment of the full capacity of the barriers during testing.

### 3.3.2 Materials properties

**Table 3-3** presents the concrete composition of the HPC-50, HPFRC-70 and HPFRC-100, whereas the measured steel and concrete mechanical properties are presented in **Table 3-4**.

The self-levelling concrete HPC-50 is commonly used in the precast industry. A compressive strength of 52.7 MPa and a tensile strength of 3.0 MPa were measured. Its failure was fragile in tension. A 1% volume of hooked steel fibers ( $l_f = 35$  mm,  $d_f = 0.55$  mm) was used in the self-levelling HPFRC-70. The HPFRC-70 had 68.7 MPa and 3.5 MPa compressive and tensile strengths respectively. While the tensile cracking strength is similar to the HPC-50, the fiber introduction provided a softening post-cracking behavior in uniaxial tension (typically resulting in a much more ductile behavior and smaller crack openings at equivalent strength). A 4% volume of straight steel fibers ( $l_f = 10$  mm,  $d_f = 0.20$  mm) was added in the self-levelling HPFRC-100 concrete mix, while its grain size distribution was optimized by the use of large amounts of silica fume, fine quartz sand, and the removal of coarse aggregates. The HPFRC-100 presented a very high compressive (105 MPa) and tensile strength (9 MPa). The very high fiber volume provided strain hardening and softening behaviors under uniaxial tension, thus providing exceptional ductility. It is worthy to mention that the HPFRC materials exhibit very high freeze-thaw resistance and very low chloride permeability (Habel et al., 2008; Androuët et al. 2010).

A commercially available High Flow Grout was injected in the recess. The self-levelling grout was selected for its ability to develop high early strength and its shrinkage compensated characteristics. A 1% volume of straight steel fiber ( $l_f = 10$  mm,  $d_f = 0.20$  mm) was introduced in the mix to improve its tensile post-pic behavior.

All reinforcement bars came from a unique heat of 400W steel grade. Yield strength and ultimate tensile strength were measured at 463 MPa and 559 MPa respectively. Anchor bars were commercial low carbon steel stud rails with minimal nominal yield strength and ultimate strength of 345 MPa and 414 MPa respectively. These properties are those provided by the distributor, since anchor bar short length did not allow a mechanical characterization.

**Table 3-3: Concrete composition**

| Constituent                                            | HPC-50 | HPFRC-70 | HPFRC-100 |
|--------------------------------------------------------|--------|----------|-----------|
| Cement (kg/m <sup>3</sup> )                            | 450    | 550      | 1002      |
| Silica Fume (kg/m <sup>3</sup> )                       | -      | -        | 250.5     |
| Water (kg/m <sup>3</sup> )                             | 170    | 233.1    | 209.5     |
| Sand (kg/m <sup>3</sup> )                              | 953    | 830.5    | 601.2     |
| Gravel (kg/m <sup>3</sup> )                            | 773    | 664.4    | -         |
| Fibre (kg/m <sup>3</sup> )                             | -      | 78.0     | 312.0     |
| Superplasticizer and water reducer (L/m <sup>3</sup> ) | 7.51   | 4.36     | 66.08     |
| Air entraining agent (L/m <sup>3</sup> )               | 0.256  | -        | -         |
| Viscosity modifier admixture (L/m <sup>3</sup> )       | -      | 1.20     | -         |
| Water/binder ratio                                     | 0.38   | 0.43     | 0.2       |

**Table 3-4: Mechanical properties of concrete**

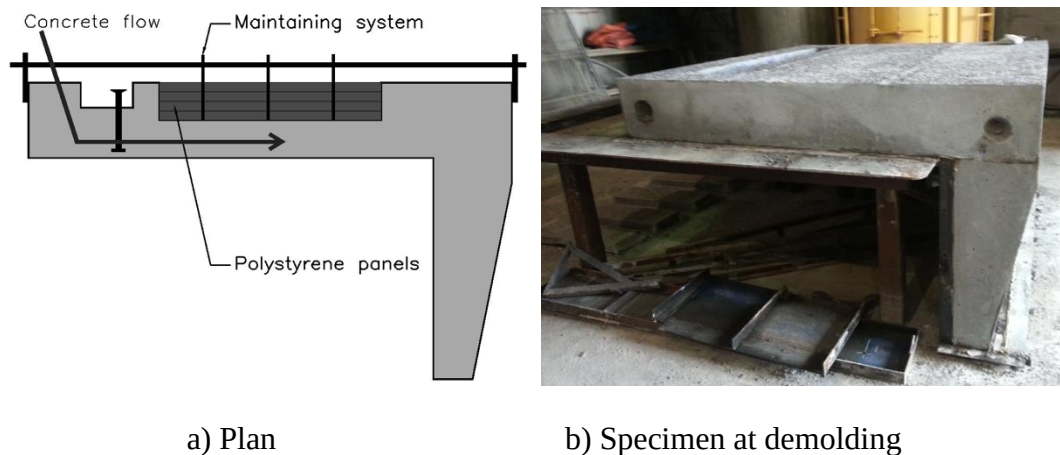
| Property     | HPC-50 | HPFRC-70                 | HPFRC-100                | HFG                    | Rebars Steel | Anchors bars         |
|--------------|--------|--------------------------|--------------------------|------------------------|--------------|----------------------|
| $f'_c$ (MPa) | 52.2   | 68.7                     | 104.8                    | 35.2                   | 463          | 345 <sup>1</sup>     |
| $f'_t$ (MPa) | 3.25   | 2.50 - 4.50 <sup>2</sup> | 4.00 - 9.00 <sup>2</sup> | 2.50-3.60 <sup>2</sup> |              |                      |
| E (MPa)      | 29 300 | 35 500                   | 33 400                   | 19 300                 | 206 000      | 200 000 <sup>1</sup> |
| $\nu$ (-)    | 0.261  | 0.223                    | 0.235                    | 0.176                  | -            | -                    |

<sup>1</sup>Nominal values provided by the distributor, <sup>2</sup>Measured range with various fiber orientations.

### 3.3.3 Production

To reproduce the worksite casting sequence for the HPC-50 specimen, slab, sidewalk and barrier were cast successively at a precast plant with a ten days delay to produce a cold construction joint as low tensile strength is associated to concrete-to-concrete interfaces. In contrast, precast HPFRC barriers with sidewalks were cast simultaneously as shown on **Fig. 3-2**. This procedure eliminates the barrier-to-sidewalk construction joint and thus allows for a better load transfer between them. Moreover it was less-time consuming at the precast plant. Maximum tensile

stresses associated with the bending moment and axial force are expected at the interior face of the barrier-to-sidewalk connection. Considering principal stresses orientation, fiber orientation providing higher bending resistance should be vertical in the barrier and horizontal in the sidewalk. To achieve this purpose, precast HPFRC specimens were cast upside down from the sidewalk extremity to provide a favorable flowing motion to HPFRC mixes and obtain the aforementioned fiber orientation.



**Figure 3-2: Casting of the precast barrier and sidewalk**

All specimens were moved from the precast producer Béton Brunet to Polytechnic Montreal's structures laboratory where precast barriers with integrated sidewalks were anchored to their respective deck slabs. The installation process of the precast barriers comprised the initial application of a 10 mm thick grout layer on the deck at specimen location just before the specimens were put in place. The grout layer provided a complete filling of the specimen - deck interface. It is worthy to mention that exposed aggregate surfaces were produced underneath the precast specimens and on the deck upper surface at specimens' location to maximize the tensile and cohesive properties at the interface.

Anchorage of the precast specimens to the deck was then done through the injection of the fiber reinforced HFG. Custom-built stud rails (Decon, 2013) rather than traditional reinforcement were installed both in the deck and the sidewalk recess to establish connection (**Fig. 3-1**). At both ends

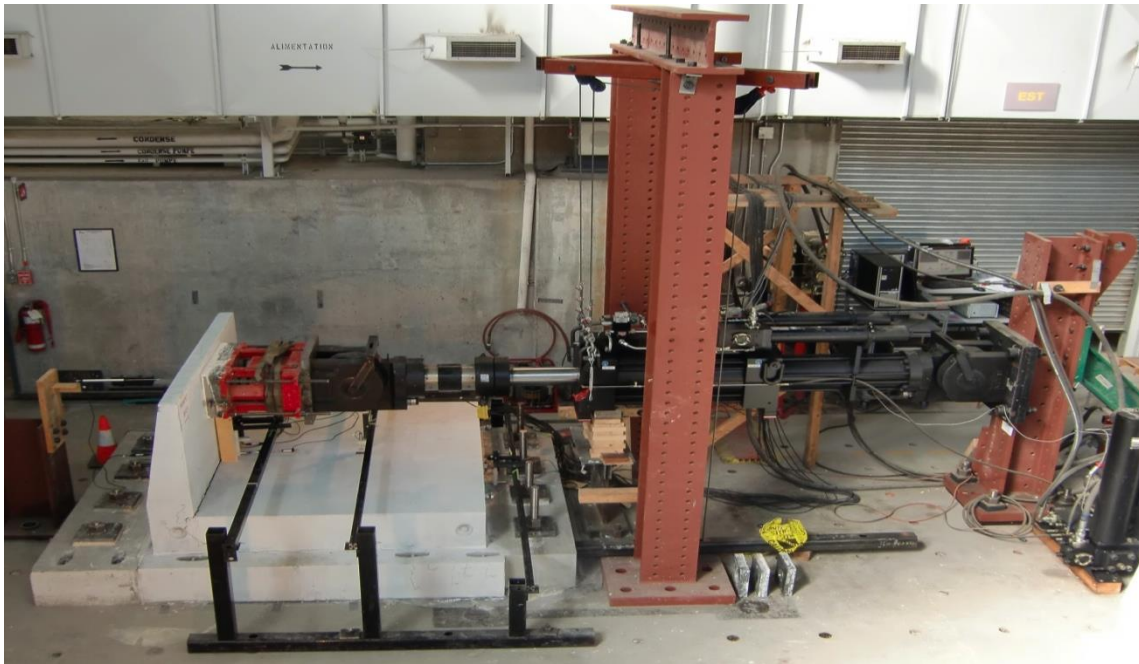
of the sidewalk, a set of inlet and outlet tubes was installed to fill in the recess. The fresh mix was pumped in through one end of the recess, until it poured out from the opposite end. Since the tubes were inclined down toward the top of the recess, pouring out of the HFG from the outlet tube guaranteed the recess had been completely filled.

### 3.3.4 Experimental procedure

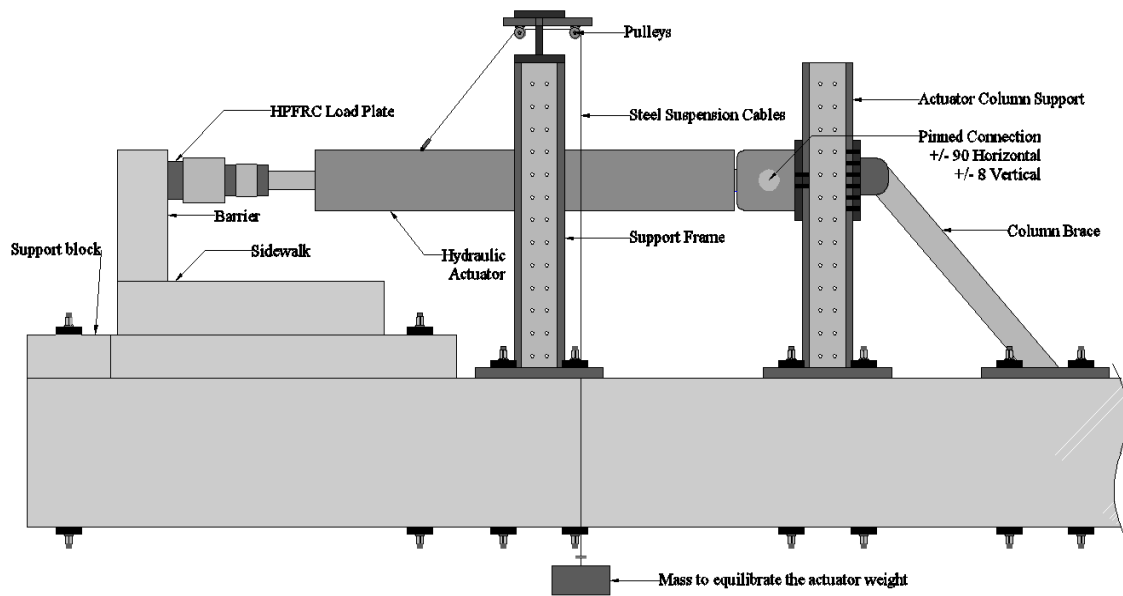
The specimens were secured to the laboratory strong floor with 4 high-strength steel bars post-tensioned at 350 kN in the front end of the deck (**Fig. 3-3**). A 295 mm thick retaining block was installed in the back of the deck to avoid lateral displacement of the deck during testing. Another set of 4 post-tensioning bars was used to secure the retaining block to the laboratory strong floor.

Transverse load was applied at 700 mm from the top of the sidewalk (CSA, 2006) on a 350 mm by 700 mm surface (AASHTO, 1989) through a 75 mm rigid steel plate. Grout was poured between the steel plate and the barrier. This precaution was taken to obtain a uniform load distribution on the barrier. The applied quasi-static load was displacement controlled with a 1000 kN capacity hydraulic actuator at a rate of 0.6 mm/min. Once the structure reached its maximum capacity, the displacement speed was doubled. The actuator was pinned at the reacting frame extremity and supported by a counterweight swing. The swing mechanism counterbalanced the weight of the actuator and the actuator rotation at the maximum extension remained negligible. These conditions ensured that no vertical force perpendicular to the actuator piston would develop during loading.

A set of LVDT sensors was installed to properly capture the specimen structural behavior during loading. Lateral and vertical displacement of barriers and sidewalk, as well as crack opening was measured at key points. An exhaustive list of the sensors and their exact locations can be found in Thiaw (2014). For the purpose of this paper, the lateral displacement measured on the backside of the barriers (in the actuator axis) and the vertical displacement measured in the front side of the barriers (at sidewalk surface level in the actuator axis) are analyzed. Moreover, strain gauges installed on transversal bars at the base of the barriers and on the recess anchoring bars are also studied (**Fig. 3-1**).



a) Photo

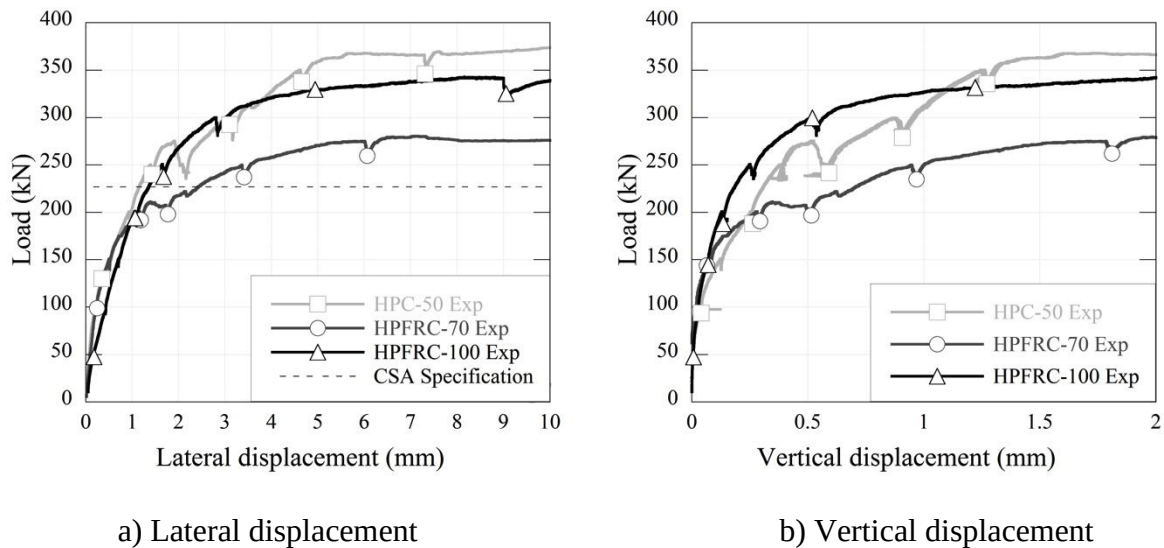


b) Plans

**Figure 3-3: Experimental setup**

### 3.3.5 Experimental results

The measured barrier lateral and vertical displacements with respect to the transverse load applied by the actuator are presented in **Fig. 3-4**. Pauses for visual inspections of cracks were made every 50 kN, explaining the load drops. The dotted line represents the minimal transverse static strength required by CSA (2006). All barriers exceeded the CSA load specification of 227 kN for PL-2 barriers and presented similar initial stiffness up to 175 kN.



**Figure 3-4: Barrier force-displacement behaviour**

The reference cast-in-place HPC-50 barrier presented an elastic behavior up to 75 kN then a slight loss of rigidity was observed. This loss of rigidity is clearly noticed on **Fig. 3-4b** as the vertical displacement increases after 75 kN. The first visible crack was observed after 200 kN alongside the barrier-to-sidewalk construction joint. Between 250 kN and 360 kN, as this crack opened, other bending cracks appeared higher on the barrier. One bending crack also developed vertically at the backside of the barrier at mid-length. It was caused by the longitudinal bending behind the loading plate. The reinforcement started yielding at 360 kN. A ductile bending failure was observed, combining yielding of the barrier transverse rebar and the development of a compressive crack in the backside of the sidewalk (**Fig. 3-5a**). The loading was stopped to avoid



spalling of concrete and a fragile ending failure. At a service loading of 100 kN, a maximal crack opening of 0.02 mm was measured at the center of the barrier-to-sidewalk joint.

The HPFRC-70 barrier behaved similarly to the HPC-50 barrier in terms of lateral and vertical displacement until 200 kN, when the first bending crack was discernable. Other bending cracks developed up to 280 kN, when the structure started yielding. A ductile bending failure was noted. Barrier and sidewalk being monolithic, the main bending crack in the barrier progressed from their common boundary to the sidewalk, displaying a circular crack located mainly in the sidewalk (**Fig. 3-5b**). At a service load of 100 kN, a maximal crack opening of 0.02 mm was measured at the center of the barrier-to-sidewalk boundary.

The HPFRC-100 barrier was slightly less rigid than the two other barriers. It showed an elastic behavior until 200 kN. Only one single linear crack was observed at 250 kN at the barrier-to-sidewalk boundary. This crack spread alongside the barrier with increasing the load and finally became the failure zone. As noticed in the HPFRC-70 specimen, the main crack progressively rotated downwards in the sidewalk which carried out part of the load (**Fig. 3-5c**). Maximum peak load was measured at 345 kN and a ductile bending failure was noted. Unlike the two other specimens, no crack was measured or visible at service load.

As later described in Section 4.1 and 4.3.1, fiber orientation in the HPFRC was less favorable than expected in precast barriers. In order to consider the possibility that fiber orientation may be unfavorable, security margin were taken at the design process. This procedure permitted to reach as expected the CSA minimal factored strength. However the HPFRC-70 barrier was more affected and presented a lower strength than the two other barriers. Optimization of the HPFRC-70 barrier will be discussed in Section 4.



**Figure 3-5: Experimental and numerical cracking pattern at ultimate load**

In both precast HPFRC-70 and HPFRC-100 barriers, no cracks were observed in the recess. Moreover, the stud rails remained elastic during the tests. Maximum measured stress in both tests was only 50 MPa, once barriers had reached their ultimate capacity. The stress level in the stud rails increased mainly at high lateral displacement after the peak load (approximately 6 mm for the HPFRC-70 barrier and 9 mm for HPFRC-100).

Transverse load on the barrier induced a slight upward curvature in the sidewalk, thus very low vertical displacement was measured at the center of the sidewalks. Maximal vertical displacement of precast specimens was approximately 0.17 mm; a value of 0.08 mm was obtained at peak load in the reference HPC-50 barrier.

Finally, neither failure nor cracks could be associated to the introduction of polystyrene panels in the sidewalk, confirming that their location was adequate in specimens. More experimental details can be found in Thiaw (2014).

## **3.4 Numerical modeling**

### **3.4.1 Finite element model**

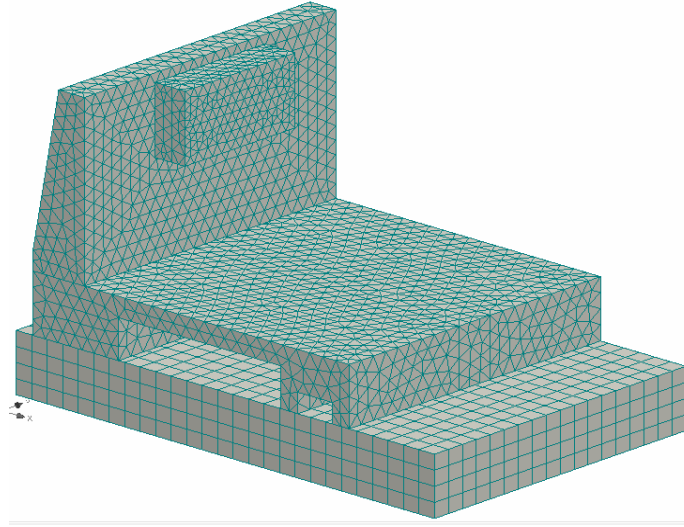
Nonlinear finite element analyses were carried with ATENA 3D software (Červenka et al., 2013) to design and reproduce specimen mechanical behavior. The nonlinear constitutive model allows users to introduce compressive and tensile stress-strain curves defined experimentally. This feature is particularly convenient when computing the HPFRC softening and hardening behaviors. The software also reproduces tensile and shear behavior of interfaces between different materials with the Mohr-Coulomb criteria to properly compute the effect of different casting sequences creating construction joints.

Full-scale numerical models developed included the 2 m wide barriers and sidewalks, the 2.4 m slab and the 350 mm by 700 mm steel loading plate as shown in **Fig. 3-6**. In order to reproduce the global experimental cracking pattern, the central vertical axis of symmetry was not exploited. 2D-interface materials were introduced to reproduce steel-to-concrete, concrete-to-concrete and concrete-to-grout interfaces. CSA (2006) recommendations for concrete interfaces and Lessard's (2009) experimental data were used to determine interface properties.

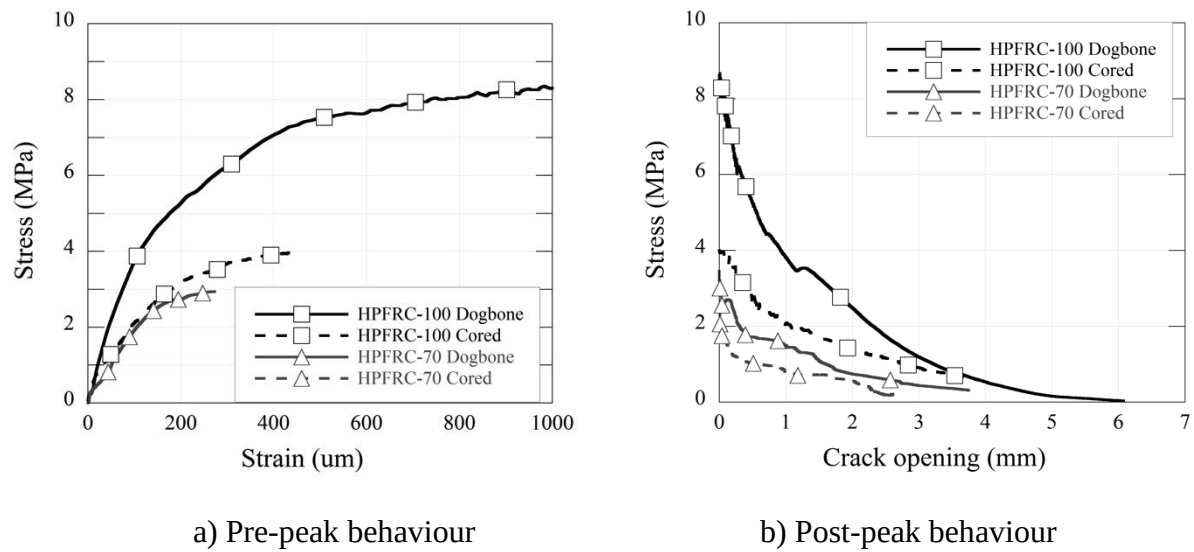
Solid 3D brick (8 nodes and 4 integration points) and tetrahedral (4 nodes and 1 integration point) elements were used to mesh the deck and the barrier-sidewalk, respectively (**Fig. 3-6**). The mesh size varied from 40 mm in high stress areas (loading plate, barrier-to-sidewalk boundary, etc.) to 90 mm in areas where less refinement was needed (sidewalk, deck, etc.). The displacement of the bottom and backside vertical surfaces of the slab was blocked to reproduce the effect of the retaining block and the laboratory strong floor restraints. The transverse load was applied on the barrier by incrementally increasing the displacement steps of the steel plate up to failure. Resolution of the structural response was done with Standard Newton-Raphson iterations up the peak load and Standard Arc-Length iterations afterwards.

Reinforcement was modeled by 1D elements working only in tension and compression. The full stress-strain properties measured during pullout tests were considered (**Table 3-4**). Cohesion between bars and the surrounding concrete and possibility of de-bonding was considered using the CEB-FIB (2000) bond-slip model. The HPFRC pre and post-peak tensile laws were added in the models. **Fig. 3-7** illustrates the tensile behavior measured on dog-bone shape specimens and cored cylinders. Dog-bone shape specimens were cast horizontally from one extremity to another; this had led to a favorable fiber orientation and maximized pre and post-peak tensile properties. In order to obtain the actual tensile behavior of HPFRC in the failure zone, core cylinders were extracted in horizontal and vertical plans of precast barriers. The lowest tensile properties measured in cored specimens are also shown in **Fig. 3-7**. One can observe that an unfavourable fiber orientation reduces significantly the fibers bridging effect in the matrix and thus decreases pre-peak and post-peak strengths. The lowest HPFRC cored cylinders tensile behaviors were introduced in the models because the circular crack pattern that conducted to failure in precast barriers (**Fig. 3-5**) was for a certain period necessarily oriented in the weak plan with unfavorable fiber orientation.

Finally, the very low resistance and rigidity of polystyrene have led to numerically neglect its contribution, leaving the polystyrene in the sidewalk as an empty space in the models. Complementary information regarding the numerical model is available in Thiaw's thesis (2014).



**Figure 3-6: Numerical model of the HPFRC-100 barrier and slab**



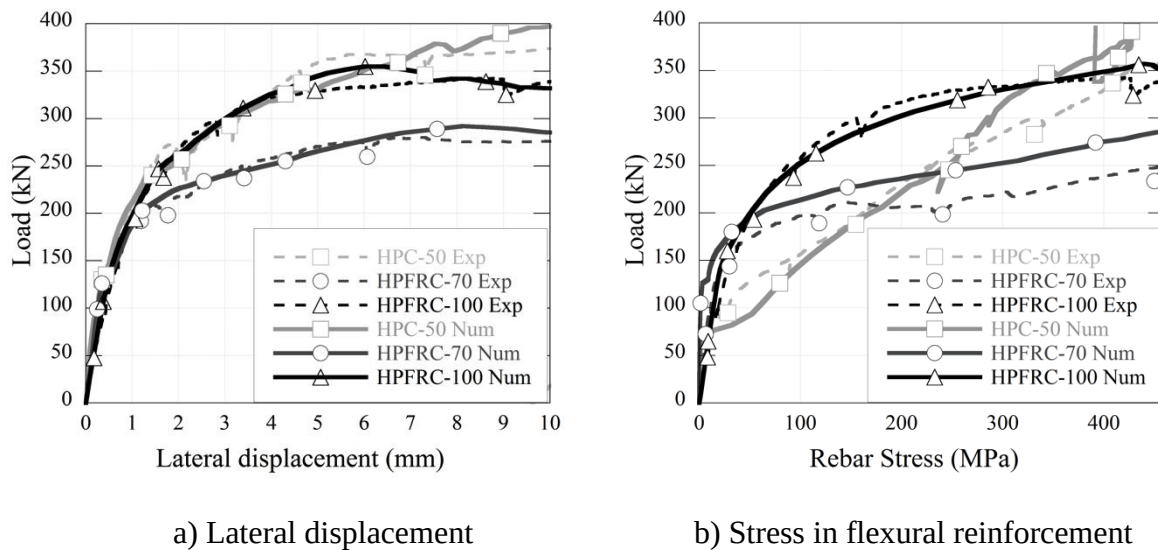
**Figure 3-7: Measured tensile behaviour**

### 3.4.2 Validation results

The numerical models were used to reproduce quasi-static tests performed on barriers with the configuration detailed in **Fig. 3-3**. Comparison of experimental and numerical force-displacement behavior are presented in **Fig. 3-8a**, whereas force-transversal rebar stress are shown in **Fig. 3-8b**. The numerical force-displacement relationships are in close agreement with the measured

experimental values; discrepancies are within 7%. Similar observation can be made for the force-rebar stress behaviour. For all three barriers, the models closely reproduce the barriers initial stiffness, gradual loss of rigidity as well as their ultimate strength.

Cracking patterns and failure modes are also accurately depicted by the numerical analyses as shown in **Fig. 3-5**. For the HPC-50 specimen, the numerical analysis showed the yielding of barrier transversal rebar when the bending failure occurred, then a compressive crack developed in the back of the sidewalk. For both precast elements, numerical results showed also yielding of barrier transverse rebar at bending failure. As observed in the experimental tests, one can note the main crack developing from the barrier-sidewalk boundary and rotating downwards in the sidewalk. It confirms the sidewalk contribution to dissipation of efforts and validates the expected monolithic behavior of precast barriers integrating sidewalk.



**Figure 3-8: Experimental and numerical force-displacement force-stress behaviours**

Accurate reproduction of experimental results by the numerical models confirms validity of the modeling assumptions and the models ability to accurately simulate both cast-in-place HPC barrier and precast HPFRC barriers static behavior. Therefore, it supports the utilization of the models for improving design details.

### 3.4.3 Parametric studies

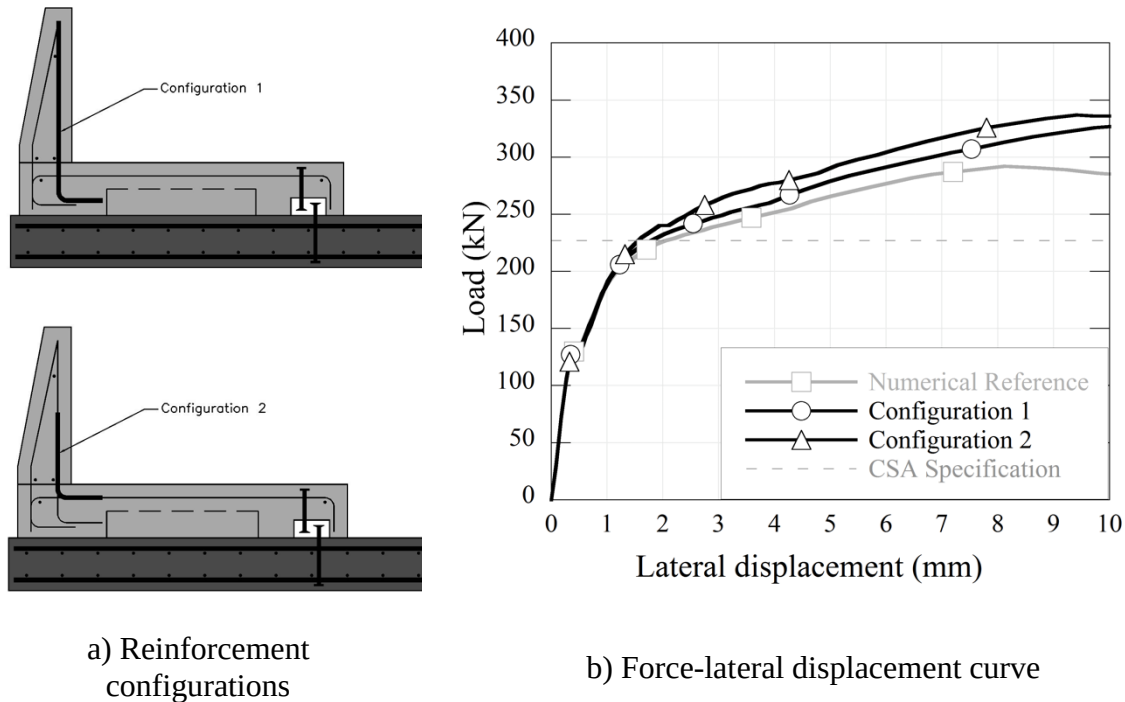
Both precast HPFRC barriers surpassed the CSA design load for PL2 barrier. Although the HPFRC-100 barrier presented an equivalent static strength to the cast-in-place HPC-50 barrier, the HPFRC-70 barrier had a lower strength. Thus, a parametric study was carried out to provide a static strength to the precast HPFRC-70 barrier equivalent to the one of its HPC counterpart, and to reduce concrete and stud volume in the barrier. Rationalization of concrete and steel volumes was also conducted on the HPFRC-100 barrier. This paper presents the parametric study made on the precast HPFRC-70 barrier, results of optimization of the precast HPFRC-100 barrier can be found in Thiaw (2014). In the next sections, the “reference curve” refers to the numerical model used to reproduce the HPFRC-70 experimental results (**Fig. 3-8**) with the configuration detailed in **Fig. 3-3**. The impacts of each design modifications on reinforcement and concrete volumes are summarized in **Table 3-5**.

#### 3.4.3.1 Influence of transverse reinforcement in barrier

Two new reinforcement configurations were studied for the HPFRC-70 barrier. In Configuration 1, the 5-15M transverse reinforcement in the front of the barrier illustrated in **Fig. 3-9a** are replaced with 5-20M bars (increase of 17% of reinforcement in the barrier). In Configuration 2, 4-15M L-shape hooks were added between the initial 5-15M transverse reinforcement as indicated in **Fig. 3-9b**, the vertical part being in the barrier and the horizontal part in the sidewalk (increase of 19% of reinforcement in the barrier). The influence of these reinforcement configurations is presented in **Fig. 3-9b** with the reference load-displacement curve.

Replacement of 15M by 20M rebars in the precast HPFRC-70 barrier increases the barrier peak load from 280 kN to 328 kN. The addition of the L-shape hooks in the precast HPFRC-70 barrier increases the barrier peak load from 280 kN to 336 kN, providing comparable strength to the ones of HPC-50 and HPCFRC-100 barriers. The better performance obtained by the last configuration is explained by the fact that the hooks bend was located higher in the sidewalk where the failure occurs. It was not possible to adopt this location for the 5-15M bars, more numerous, to limit the bursting stress caused by rebar unfolding in concrete cover of the sidewalk. Failure modes and

cracking patterns in both configurations remained unchanged in comparison to their reference. This study demonstrates that Configuration 2 is more appropriate.



**Figure 3-9: Influence of transverse reinforcement in the HPFRC-70 barrier**

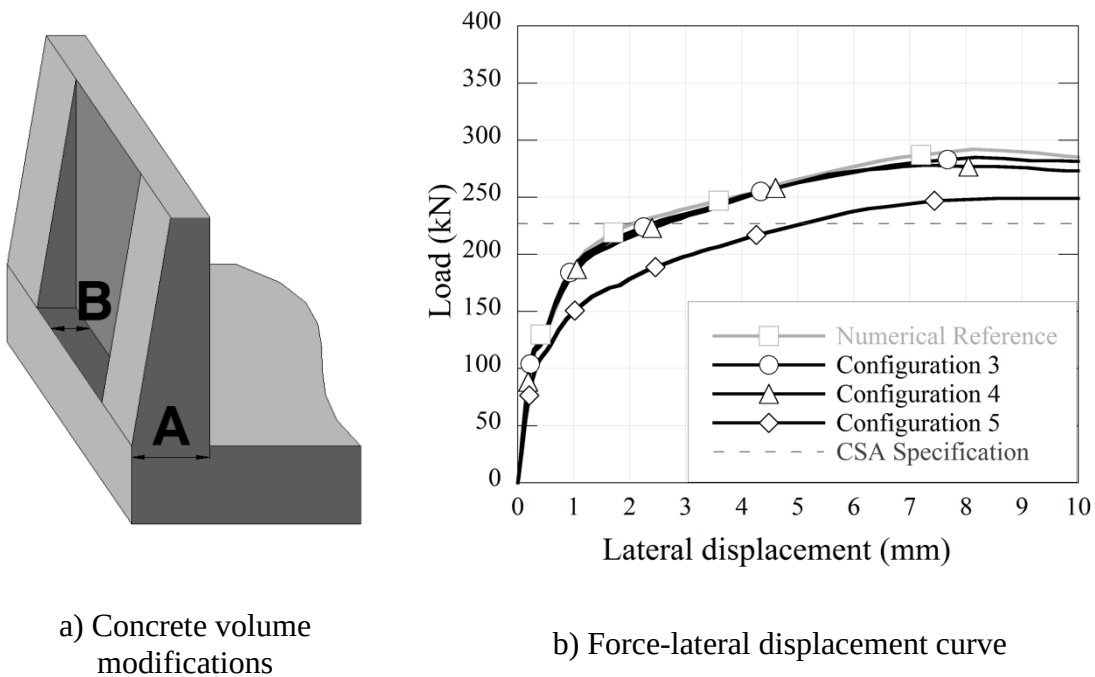
### 3.4.3.2 Influence of concrete volume in barrier

Preliminary design indicated that low solicitations would be found at the top cross-section of barriers. This initially led to incline the back face of the HPFRC-70 barrier in order to increase reinforcement level arm proportionally to the transversal moment. This choice allowed reduction of the volumes by 22% in regard to its cast-in-place counterpart (**Table 3-2, Fig. 3-1**). Potential of additional cross-section reductions involving the use of ribbed sections in the back face of the barriers are assessed numerically in this study. The width of the ribs was chosen to keep the initial reinforcement spacing and minimum concrete cover, whereas the width of the reduced sections was taken shorter than the loading plate (700 mm, **Fig. 3-10a**).



In Configuration 3, the ribs kept the original cross-section ( $A = 300$  mm in **Fig. 3-10a**), whereas a steeper slope was considered between ribs ( $B = 75$  mm). Configuration 4 considered ribs with the original cross-section ( $A = 300$  mm) and a vertical face between ribs ( $B = 150$  mm). Configuration 5 involved thinner ribs ( $A = 275$  mm) and a vertical face between ribs ( $B = 150$  mm). These design modifications have led to concrete volume reduction of 11, 20 and 25 %, respectively in comparison to the initial HPFRC-70 design.

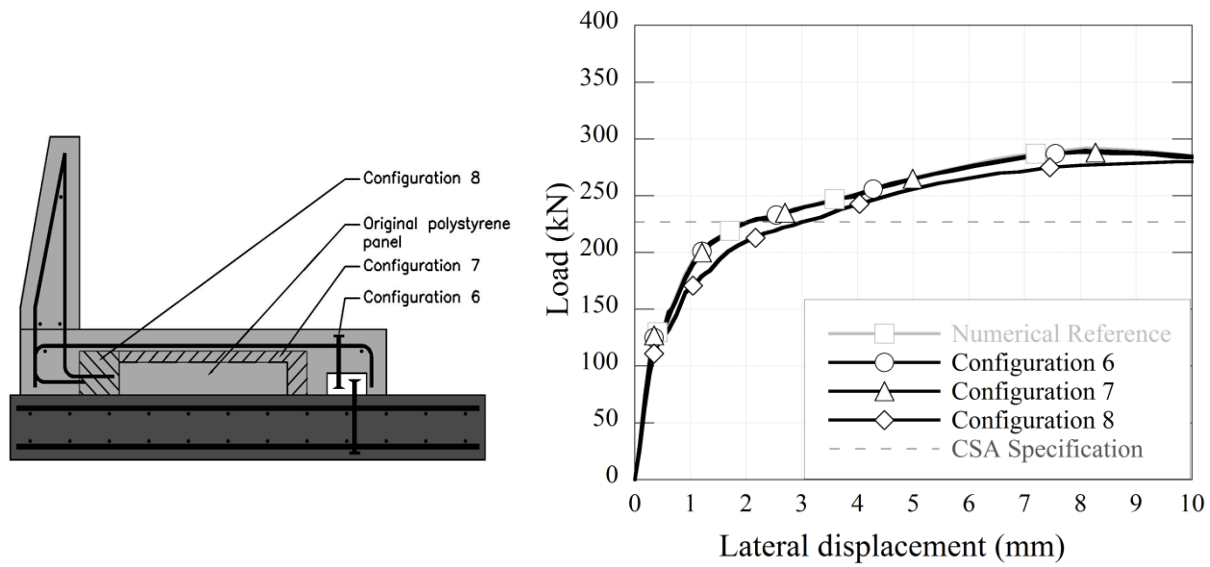
**Fig. 3-10** shows the computed force-displacement curves. One can observe that Configurations 3 and 4 did not significantly affect the behavior and peak loads of the barrier, whereas Configuration 5 reduced the strength with the reduction of the transversal rebar's lever arm. Therefore the optimal choice is Configuration 4.



**Figure 3-10: Influence of concrete volume in the HPFRC-70 barrier**

### 3.4.3.3 Influence of concrete and reinforcement volumes in the sidewalk

Preliminary design indicated that only low levels of solicitation would be found in the sidewalk and recess. Consequently, 16% of the concrete in the sidewalk was initially replaced by polystyrene panels. Experimental results and visual observations confirmed that the recess and the vehicle side of the sidewalk was not part of the primary failure mechanism of the precast elements. Moreover, stud rails stress levels remained low during the tests, indicating that the number of studs could be reduced in the recess. Configuration 6 considered uniquely a decrease of 50% of studs in the recess. In Configuration 7, an additional concrete volume in the sidewalk was replaced with polystyrene. The panel was enlarged and became thicker for an additional reduction of 24% of concrete volume in the sidewalk (/// area in **Fig. 3-11a**). In Configuration 8, the polystyrene panel was also widened up to the barrier face for a total reduction of 29% of concrete volume (/// + \\\ area in **Fig. 3-11a**). The results are plotted against their numerical reference in **Fig. 3-11b**. In Configuration 6 and 7, the force-displacement behavior of the barrier is not affected by the proposed design modifications. This is explained by the fact that the barrier ultimate capacity controls the behavior of the specimen, as stipulated in CSA (2006). In Configuration 8, the failure zone moves above the polystyrene panels in comparison to the original failure at the barrier/sidewalk boundary. Other rationalizations could not be envisaged to respect minimal rebar cover and to avoid further transfer of the failure mode from the barrier to the sidewalk. In order to keep the original location of failure at barrier-sidewalk boundary, Configurations 6 and 7 were selected for the final design.



a) Concrete and reinforcement volumes modifications

b) Force-lateral displacement curve

**Figure 3-11: Influence of concrete and reinforcement reductions in the sidewalk**

**Table 3-5: Summary of steel and concrete optimizations**

|                                      |         | Description                           | Steel weight (kg) <sup>1</sup> | Steel reduction vs HPC50 <sup>2</sup> | Concrete volume (m <sup>3</sup> ) <sup>1</sup> | Concrete reduction vs HPC50 <sup>2</sup> | Peak Load (kN) |
|--------------------------------------|---------|---------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------------|----------------|
| Cast-in-place Reference              |         | HPC-50                                | 145                            | 0%                                    | 1.73                                           | 0%                                       | 360            |
| Precast HPFRC-70 Numerical Reference |         | HPFRC-70                              | 59                             | -59%                                  | 1.34                                           | -22%                                     | 280            |
| Reinforcement optimization           | Conf. 1 | HPFRC-70 20M                          | 64                             | -56%                                  | 1.34                                           | -22%                                     | 328            |
|                                      | Conf. 2 | HPFRC-70 15M hooks                    | 65                             | -56%                                  | 1.34                                           | -22%                                     | 339            |
| Barrier optimization                 | Conf. 3 | HPFRC-70 A=300, B=75                  | 59                             | -59%                                  | 1.30                                           | -25%                                     | 277            |
|                                      | Conf. 4 | HPFRC-70 A=300, B=150                 | 59                             | -59%                                  | 1.26                                           | -27%                                     | 270            |
|                                      | Conf. 5 | HPFRC-70 A=275, B=150                 | 59                             | -59%                                  | 1.24                                           | -28%                                     | 248            |
| Sidewalk optimization                | Conf. 6 | HPFRC-70 50% less anchor              | 55                             | -62%                                  | 1.34                                           | -22%                                     | 284            |
|                                      | Conf. 7 | HPFRC-70 larger bloc                  | 59                             | -59%                                  | 1.26                                           | -27%                                     | 284            |
|                                      | Conf. 8 | HPFRC-70 larger bloc 2                | 59                             | -59%                                  | 1.20                                           | -31%                                     | 280            |
| Final optimization                   | Conf. 9 | Combination of Configurations 2,4,6,7 | 61                             | -58%                                  | 1.17                                           | -32%                                     | 340            |

<sup>1</sup> Weight and volume for 2 meters barrier with integrated sidewalk,

<sup>2</sup> Percentage of cast-in-place HPC barrier and sidewalk quantities.

## 3.5 Discussion

### 3.5.1 Experimental results

Ultimate strength of the cast-in-place HPC-50 barrier, precast HPFRC-70 and HPFRC-100 barriers submitted to transverse loading were 360 kN, 280 kN and 345 kN, respectively (**Fig. 8**). All three barriers exceeded the 227 kN CSA (2006) static strength design criteria by 59%, 23% and 52% respectively. The cast-in-place HPC-50 and the precast HPFRC-100 meet the 320 kN AASHTO (2012) design criteria, whereas the precast HPFRC-70 barrier did not. However addition of 15M L-shape hooks permitted to overcome this situation and surpass AASTHO requirements in the parametric studies. All three barriers presented an equivalent initial stiffness up to 110 kN (**Fig. 3-4**). This observation is of prime importance when modifying an existing

crashworthy reference barrier in order to modify as little as possible the vehicle-barrier interaction under service loads (TAC, 2010).

Failure in the precast specimens occurred in the barrier-sidewalk boundary area. The main crack started in the barrier and rotated downwards towards the sidewalk. Thus, a circular crack was observed. Yet, ideally fibers need to be perpendicular to a crack in order to fully play its role of delaying the apparition of a macro crack and reduce crack opening. Delsol (2012) and Markovic (2006) showed that a less favorable fiber orientation leads to shorter strain hardening and softening tensile behaviors. Considering this phenomenon at the design step, dispositions were taken to obtain vertical fiber orientation in the barrier and horizontal fiber orientation in the sidewalk. However, facing a multidirectional crack, fiber orientation was partially efficient. This observation was revealed by the direct tension tests performed on cored cylinders extracted horizontally and vertically in the barrier cross-section. Tensile properties were significantly lower than the ones measured in the dog-bone shape specimens owning a favorable fiber orientation due to their casting procedure.

The anchoring system consisting of a mortar injected recess and stud rails has proven to be highly efficient. Stress in the stud rails remained very low throughout the experiment and failure did not occur in this area at ultimate. This can be explained by the large lever arm between the barrier and the anchors. Solicitations in the anchoring system started rising only after barrier and sidewalk had failed. This observation meets the CSA (2006) requirement stipulating that anchorages should be designed to avoid their damage or cause damage to the bridge deck. This procedure allows repair of damaged barriers in case of major impact.

Attention was given to the construction and installation processes. It was proven they were efficient. Firstly, custom-built stud rails have been quickly installed in the recess instead of the lengthy procedure required with conventional reinforcement (cutting, bending, positioning, etc.). Secondly, barrier and sidewalk were produced simultaneously, thus saving a full concrete casting and maturing cycle in comparison to the cast-in-place technique. Thirdly, the use of inclined

threaded pipes in the injected recess has permitted a rapid connection to the pump. Filling of the recess and visual validation was done with little effort.

### 3.5.2 Numerical results

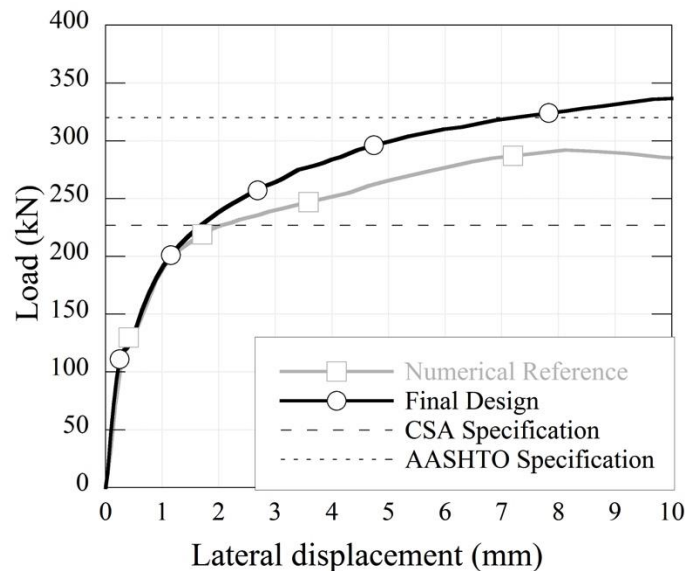
The numerical models have permitted an accurate reproduction of the strength, failure modes and cracking patterns of barriers with integrated sidewalks submitted to quasi-static loading (**Fig. 3-5** and **Fig. 3-8**). This was observed despite the fact that nonlinear tensile behavior of HPFRC is relatively difficult to reproduce accurately and requires robust solving methods. Secondly, complex geometry or casting methods can result in material discontinuities, here variations in fiber orientation, which are both difficult to assess and reproduce. To overcome this difficulty, representative tensile laws were measured on cored cylinders extracted from tested barriers and then introduced in the models. The lowest HPFRC properties measured led to the best numerical reproduction. This confirms that the circular crack pattern at the precast barriers failure area has much penalized fiber contribution in regards to the potential of HPFRC with favorable fiber orientation (**Fig. 3-7**). This underlines the fact that higher security margins in design must be adopted in FRC structures with complex configurations.

Accurate reproduction of experimental results has validated the numerical assumptions and models thus permitting numerical evaluation of the impact of key design parameters. The static strength of the HPFRC-70 barrier can be increased with additional transverse reinforcement (**Fig. 3-9**). The addition of 15M L-shape hooks (Configuration 2) is more appropriate to surpass the AASHTO design criteria and achieve a similar ultimate capacity than the cast-in-place HPC-50 and precast HPFRC-100 barriers.

The cost of precast HPFRC barriers with integrated sidewalks is of prime importance. Being produced with a more expensive material, additional analyses were performed to achieve optimal concrete volume. Concrete sections located in regions with low stress were reduced. The use of ribbed sections in the back face of barrier did not affect the structural response; Configuration 4 with vertical face between ribs was the optimal cross-section (**Fig. 3-10**). In the sidewalk, numerical analysis revealed that more concrete could be replaced by polystyrene and studs

number could be reduced in the recess (**Fig. 3-11**). Configurations 6 and 7 considering these modifications did not impact the strength and stiffness of the barrier. In terms of resistance, additional concrete could be removed but design considerations (concrete cover, modification of the failure location, etc.) limited further optimizations. Complete summary of concrete and reinforcement volume of each tested configuration is presented in **Table 3-5**.

The final design of the precast HPFRC-70 barrier considered the modifications proposed in Configurations 2, 4, 6 and 7 of numerical studies. **Fig. 3-12** depicted the force-displacement behavior of the initial and the final design. The ultimate strength of the final design exceeds the CSA and AASHTO requirements; moreover it presents a ductile bending failure at the barrier-sidewalk boundary. The final design provides significant reductions of 58% of reinforcement and 32% of concrete in comparison of the cast-in-place HPC-50 barrier.



**Figure 3-12: Final optimization of the precast HPFRC-70 barrier**

### 3.6 Conclusion

The objectives of the research project were to design new precast HPFRC PL-2 (TL-4) barriers with integrated sidewalks and anchorage system, and verify their mechanical behavior under quasi-static loading. Ultimately the utilization of the precast barriers will accelerate bridge construction and improve the barrier durability. Analysis of the experimental and numerical results led to the following conclusions:

- The use of HPFRC permitted significant concrete and reinforcement reductions in barriers and sidewalks. In regard to the cast-in-place HPC counterpart, reinforcement and concrete volumes were reduced by 59% and 22% respectively in the HPFRC-70 specimen, and by 72% and 29% respectively in the HPFRC-100 specimen.
- The static ultimate strength of the HPC-50, HPFRC-70 and HPFRC-100 specimens exceeded the CSA specification for PL-2 barrier by 59%, 23% and 52% respectively. The HPC-50 and HPFRC-100 also exceeded the AASHTO TL-4 specification.
- The HPC-50, HPFRC-70 and HPFRC-100 barriers with sidewalk showed a ductile bending failure at the barrier-sidewalk boundary.
- The anchorage system worked efficiently and sustained low stress levels. No damage was observed on anchors after failure thus making barrier replacement possible in case of a major impact.
- The use of polystyrene blocs in the sidewalk did not affect the precast element performance and was therefore an efficient manner to reduce sidewalk concrete volume and consequently both fabrication and erection costs.
- The finite element numerical models accurately reproduced the stiffness, ultimate strength, and failure mode of the precast barriers and sidewalk under quasi-static loading.
- The numerical parametric study permitted rectification of the static strength of the HPFRC-70 specimen by increasing the transverse reinforcement, allowing to surpass also the AASHTO TL-4 specification.
- The numerical parametric study permitted additional rationalization of materials in the



HPFRC-70 specimen, reaching finally reduction of 58% of reinforcement and 32% of concrete.

- An extended durability is expected for the precast HPFRC-70 and HPFRC-100 barriers and sidewalks with elimination of restrained shrinkage cracking and the presence of steel fiber leading to very thin cracking pattern in service conditions.

### 3.7 Acknowledgement

The City of Montréal, Béton Brunet, The Jacques Cartier and Champlain Bridges Incorporated, Euclid and the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) financially supported the research project. Moreover, Decon graciously provided stud rails. The Authors would like to acknowledge the participation of the industrial partners and the technical staff of École Polytechnique de Montréal.

### 3.8 References

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

AASHTO. (2012). Bridge Design Specifications, SI Units, 6th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

Aminmansour, A. (2004). Performance Characteristics of Precast and Reinforced Concrete Bridge Barriers Subjected to Static and Impact Loads. Ph.D. Thesis. The Pennsylvania State University. PA.

Androuët, C., and Charron, J.-P. (2010). Vérification du comportement au gel-dégel de deux bétons renforcés de fibres métalliques. Rapport technique de laboratoire (EPM- GRS-BRFAEA-1.2), École Polytechnique de Montréal, Montréal.

CEB-FIB. (2000). Bond of reinforcement in concrete, State-of-art report. International Federation for Structural Concrete (FIB), Lausanne. Bulletin 10.

Červenka, V., Jendele, L., and Červenka, J. (2012). ATENA Program Documentation. Cervenka Consulting Ltd. Prague, Czech Republic

Charron, J-P., Niamba, E., Massicotte, B. (2011). Static and dynamic behaviour of high- and ultrahigh-performance fibre-reinforced concrete precast bridge parapets. *ASCE Journal of Bridge Engineering*, Vol 16, Issue 3, pp. 413-421.

CSA-S6-06. (2006). Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). CSA International. Toronto, Canada.

Culmo, M. (2009). Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems. Federal Highway Administration. Report No. FHWA-IF-09-010.

Cusson, D., Repette, W. (2000). Early-Age Cracking in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls. *ACI Materials Journal*, Vol 97, No 4, pp. 438-446.

Decon USA. (2013). "Studrails Design Specifications".

<http://www.deconusa.com/index.php/studrails1> (Consulted in January 2013).

Delsol, S. (2012). Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques. (Mémoire de maîtrise), École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Desmettre C.; Charron J.-P. (2012), Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading. *Cement and Concrete Research*, 42(7), 945-952.

Desmettre C.; Charron J.-P. (2013), Water permeability of reinforced concrete subjected to cyclic tensile loading. *ACI Materials Journal*, 110 (1), 67-78.

Duchesneau, F., Charron, J.-P., Massicotte, B. (2011). Monolithic and hybrid precast bridge barriers in high and ultra-high performance fiber reinforced concretes, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 38, N° 8, pp. 859-869.

Habel, K., Charron, J.P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., and Massicotte. (2008, February). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35 (2).

Haluk, A., and Attanayaka, U. (2004). Causes and cures for cracking of concrete barriers, Michigan Department of transportation, Lansing. Research Report RC-1448.

Jeon, S-J., Choi, M-S., Kim, Y-J. (2011). Failure Mode and Ultimate Strength of Precast Concrete Barrier. ACI Structural Journal: January-February 2011, Vol 108, No 1, pp. 99-107.

Lessard, M.-C. (2009). Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts. Montréal: École Polytechnique de Montréal, mémoire de maîtrise.

Markovic, I. (2006). High-performance hybrid-fibre concrete: development and utilisation (Delft University Press). <http://resolver.tudelft.nl/uuid:44ed51cd-fc27-4353-ab81-cf8348f52443>

Namy, M., Charron, J.P., Massicotte, B. (2012). Nonlinear finite element study of cast-in-place and precast concrete barriers anchored to bridge deck overhangs. ASCE Bridge Engineering Journal.

Namy, M., Charron, J.P., Massicotte, B. (2012). Structural behaviour of cast-in-place and precast concrete barriers subjected to transverse static loading and anchored to bridge deck overhangs, Canadian Journal of Civil Engineering.

Rossi, P. (1998). Les bétons de fibres métalliques. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.

TAC ATC (2010). Guide to Bridge Traffic and Barriers. Transportation Association of Canada – Association des Transports du Canada, Ottawa.

Thiaw, A. (2014). Precast fiber reinforced concrete barriers with integrated sidewalk. M.Sc. Thesis. Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.

## CHAPITRE 4    INFORMATIONS COMPLÉMENTAIRES ET DISCUSSION GÉNÉRALE

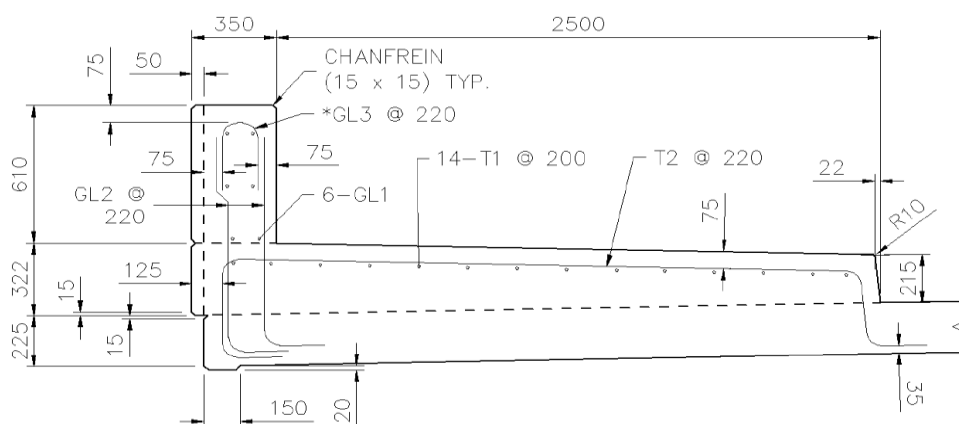
Les propriétés géométriques et la performance structurale des parapets avec trottoir tels que testés au laboratoire ont été présentés dans le chapitre 3. Le cheminement ayant mené aux choix de conception et à leur implémentation est détaillé dans ce chapitre. La première partie permettra un retour sur les éléments de conception et sur la fabrication à l'usine des parapets. Par la suite, des résultats numériques supplémentaires seront présentés pour le parapet en BFUP. Enfin, une discussion générale permettant d'aborder les faits saillants de ce projet sera présentée.

### 4.1 Conception des spécimens expérimentaux

Dans cette partie seront présentés les différents concepts qui ont guidé le dimensionnement préliminaire des parapets, des trottoirs et des ancrages. Les calculs préliminaires ont été effectués à l'aide du logiciel d'analyse par éléments finis ATENA présenté dans le Chapitre 3.

#### 4.1.1 Concepts préliminaires

La conception initiale des trois parapets étudiés dans ce projet est basée sur des plans typiques de parapets de ponts urbains communément utilisés par la Ville de Montréal (Figure 4-1). Ces parapets étant coulés en place, l'un des objectifs du projet était d'en fournir une version préfabriquée.



**Figure 4-1: Plan type de parapet/trottoir retrouvés sur les ponts urbains de la Ville de Montréal**

#### **4.1.1.1 Trottoir**

La largeur typique d'un trottoir utilisé par la Ville de Montréal sur les ponts urbains est de 2.5 m. Dans le cadre de ce projet, la largeur des trottoirs a été fixée à 1.5 m afin de faciliter la manutention. Étant donné que les niveaux d'efforts attendus dans les trottoirs étaient faibles, il était prévu que la longueur du trottoir n'ait qu'un impact mineur sur la réponse structural. Ceci a été confirmé par la campagne expérimentale.

L'épaisseur des trottoirs de la Ville de Montréal varie de 215 mm à 322 mm pour éviter les accumulations d'eau (Figure 4-1). Cette inclinaison a été supprimée au profit d'une surface horizontale pour le projet. D'autres dispositifs purement fonctionnels (chanfrein, etc.) n'ayant aucun impact structural ont également été retirés pour fin de simplification. L'armature typique dans le trottoir est constituée de cadres 15M espacés à 220 mm et de 9 barres 15M longitudinales. Les caractéristiques du trottoir sont illustrées à la Figure 4-2.

#### **4.1.1.2 Dalle**

L'épaisseur des dalles communément retrouvées dans les plans varie entre 225 mm et 325 mm. Les armatures qu'on y retrouve sont de type 15M espacées à 300 mm dans le sens longitudinal, et 15M espacées à 200 mm dans le sens transversal. Ce projet ayant pour but d'évaluer la résistance des parapets préfabriqués, il a été convenu d'utiliser une dalle épaisse et sur-armée de manière à éviter une rupture précoce dans la dalle lors des essais, tel qu'effectué par Duchesneau (2010). Ainsi, une dalle avec une épaisseur de 300 mm a été retenue. La quantité d'armature a été augmentée : on y retrouve des barres 15M espacées à 200 mm dans le sens transversal, et des barres 25M espacées à 165 mm dans le sens longitudinal. Par ailleurs, une largeur supplémentaire de 500 mm (Figure 4-2a) a été prévue à l'extrémité de la dalle afin d'y installer les barres de post tension permettant l'ancrage avec la dalle du laboratoire d'essai. Une longueur supplémentaire de 200 mm (Figure 4-2b) a également été prévue aux extrémités du trottoir afin d'éviter l'endommagement du parapet avec trottoir lors de la manutention.

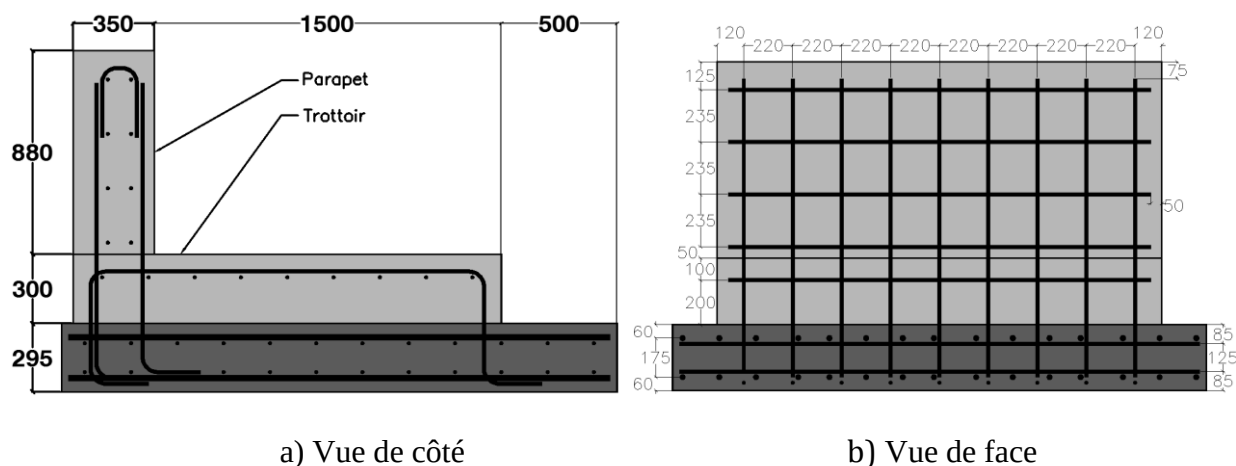
#### **4.1.1.3 Parapet**

Les parapets de la Ville de Montréal mesurent 350 mm d'épaisseur pour 610 mm de hauteur. Cette hauteur est inférieure à la valeur minimale de 800 mm pour les parapets PL2 (CSA, 2006), car un profilé métallique est ajouté au-dessus du parapet et fait office de garde-corps.

Il s'agit de parapets de type *Combination Barrier* tel que décrit au chapitre 1. Étant donné que tester l'intégrité structurale du profilé métallique ne faisait pas partie des objectifs de ce projet, il a été choisi de rehausser les parapets à une hauteur de 880 mm et d'y appliquer une charge statique transversale à une hauteur de 700 mm (CSA, 2006). Par ailleurs, la longueur des parapets, comme des trottoirs a été fixée à 2 m pour des raisons techniques. L'impact de la longueur et de la continuité longitudinale des parapets n'était pas à l'étude dans ce projet. En effet, ces aspects ont été traités dans le cadre du projet de Namy (2012). Enfin, l'armature typique dans le parapet est constituée de cadres 15M espacés à 220 mm et de 6 barres 15M longitudinales (Figure 4-2).

#### 4.1.2 Conception des parapets et trottoirs en BHP

Le parapet en BHP a été conçu de manière à reproduire le plus fidèlement possible le comportement du parapet type de la Ville de Montréal. Ainsi, la géométrie simplifiée, la quantité d'armature et les séquences de coulées ont été reproduites. Un calcul préliminaire a été réalisé avec le logiciel d'éléments finis ATENA. Un BHP avec des résistances théoriques attendues de 50 MPa en compression et de 3 MPa en traction a été utilisé. Les résultats préliminaires indiquaient que les exigences du code (CSA, 2006) en termes de résistance et de rigidité étaient dépassées. Le parapet en BHP a donc été construit tel que présenté à la Figure 4-2. Le jeu de plans complet est disponible à l'Annexe 1. Les détails sur la modélisation numérique sont fournis dans le chapitre 3 et dans la section 5 du chapitre 4.



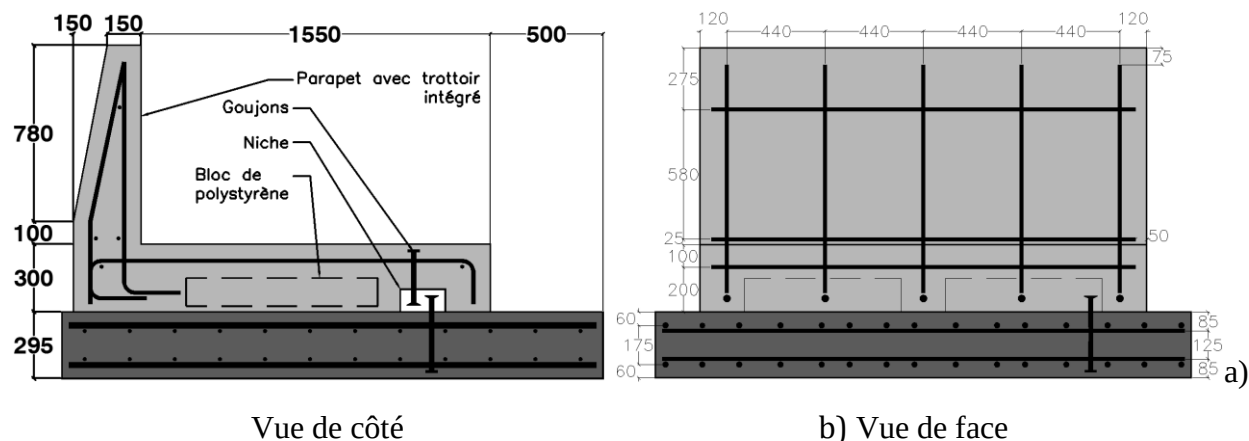
**Figure 4-2: Parapet en BHP**

### 4.1.3 Conception des parapets et trottoirs préfabriqués en BFHP et en BFUP

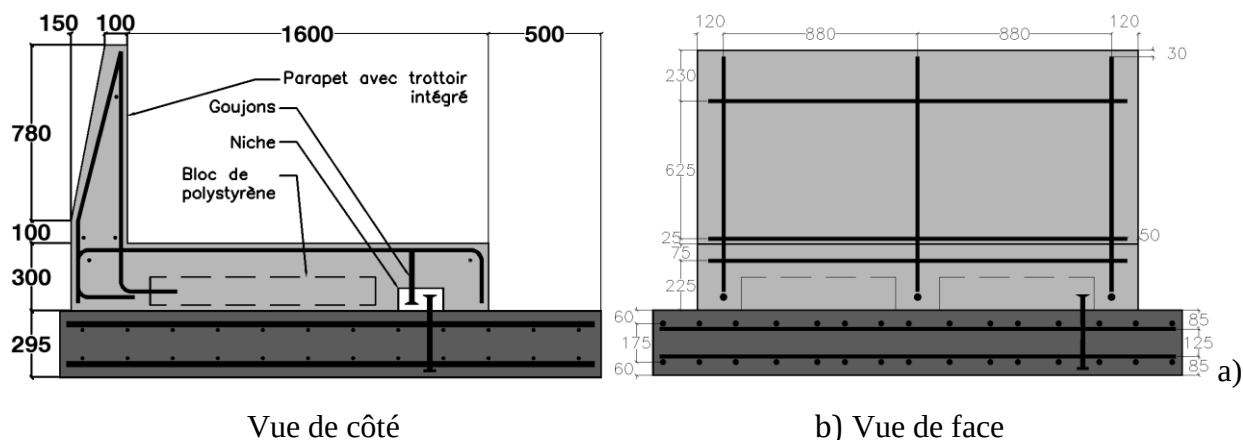
Les parapets préfabriqués en BFHP et en BFUP devaient être conçus de manière à pouvoir être installés rapidement en chantier et à optimiser la quantité de matériaux, tout en offrant les niveaux de résistance et de rigidité exigés par le code CSA-S6. L'étape de conception devait donc préciser le mode d'ancrage, la méthode d'injection, le mode de coulée ainsi que la géométrie optimale des parapets.

#### 4.1.3.1 Conception

Les choix réalisés lors de la conception ont permis d'en arriver aux plans finaux présentés aux Figures 4-3 et 4-4 respectivement pour les parapets et trottoirs en BFHP et en BFUP. Les détails sur la modélisation numérique sont présentés dans le chapitre 3 et dans la section 5 du chapitre 4. Les modélisations ont démontré que les exigences du code CSA-S6 (CSA, 2006) en termes de résistance et de rigidité étaient dépassées. Les plans complets peuvent être consultés à l'Annexe 1. Les différents aspects de la conception sont décrits en détails aux sous-sections suivantes.



**Figure 4-3: Vues en coupe parapet BFHP**



**Figure 4-4: Vues en coupe parapet BFUP**

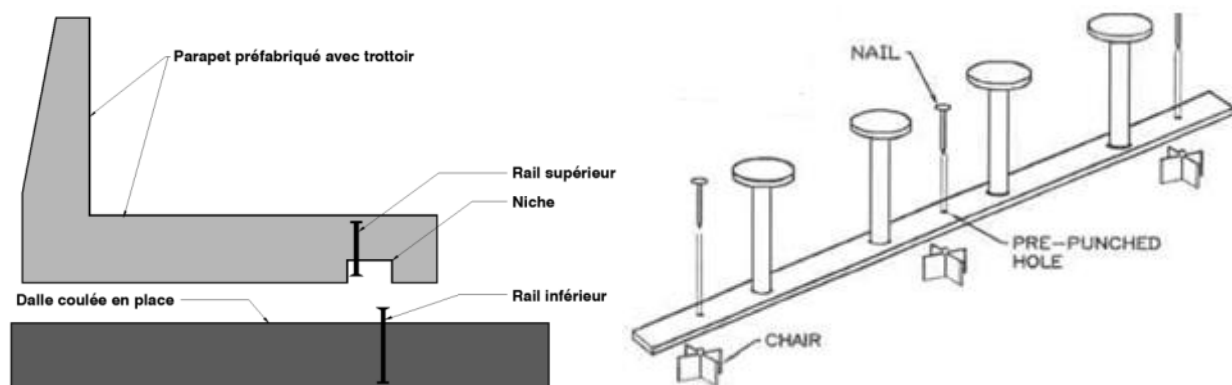
#### 4.1.3.2 Ancrage

Pour les raisons mentionnées au chapitre 2, une niche d'injection a été préférée aux ancrages précontraints. Le système d'ancrage retenu est donc composé des barres d'ancrage qui relient les parapets et les dalles, ainsi que de la niche à injecter qui permet de faire la connexion entre les deux éléments (Figure 4-5a). Il est important de rappeler que les codes (CSA, 2006; NCHRP350, 1994) stipulent que l'ancrage ne doit en aucun cas être le point faible du système lors des essais.

##### 4.1.3.2.1 Barres d'ancrage

Les barres d'ancrage des parapets préfabriqués utilisées par Aminmansour (2004), Duchesneau (2010) et Jiang (2011) sont des armatures conventionnelles repliées en forme de U. Ce choix implique de couper les armatures à la bonne longueur, de les plier à 180° et de les positionner minutieusement dans les coffrages à l'aide de broches ou bien en les soudant. Afin d'accélérer les travaux de construction, un concept de rails préfabriqués avec goujons a été choisi. Les *studrails* de Decon (Decon, 2013) ont été retenus à cet effet, ils sont illustrés à la Figure 4-5b. Les *studrails* sont parfois utilisés dans les dalles de bâtiment autour des colonnes afin de transférer les efforts de cisaillement et de poinçonnement. Lors de la conception, un calcul a été effectué afin d'estimer la quantité de goujons (diamètre et espacement) nécessaire pour reprendre les efforts transférés par les parapets. Des rails de goujons de 19.1 mm de diamètre espacés de 250 mm ont été retenus, en fonction des configurations disponibles.





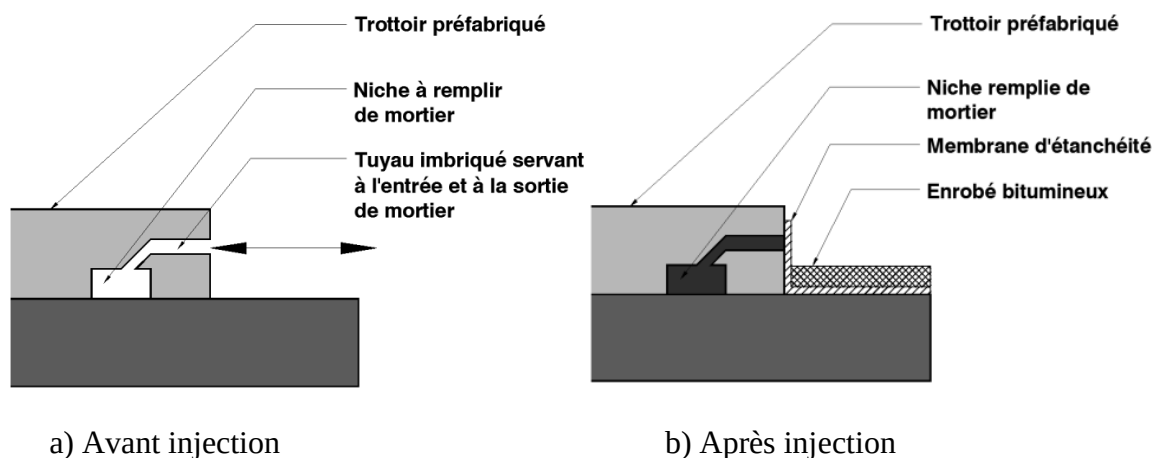
a) Concept structural

b) Schéma des rails de goujon (Decon, 2013)

**Figure 4-5: Rails préfabriqués avec goujons**

#### 4.1.3.2.2 Niche et injection

Afin de profiter du scellement de la membrane d'étanchéité communément installée entre l'enrobé bitumineux des voies de circulation et le béton du trottoir, il a été décidé que l'injection de la niche se ferait par la face verticale du trottoir tel qu'illustré à la Figure 4-6. L'injection se fait par une extrémité du parapet aux moyens de tuyaux intégrés lors de la construction et elle se termine lorsque le mortier sort à l'autre extrémité. Les sorties des tuyaux étant au-dessus du niveau de la niche, ceci assure un remplissage complet lors du reflux du mortier.



a) Avant injection

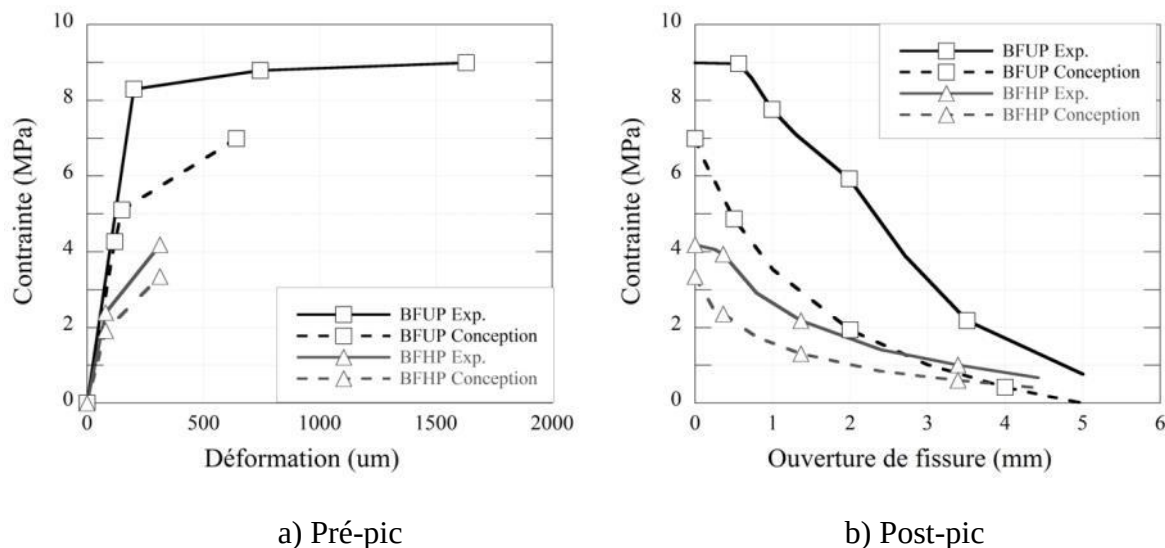
b) Après injection

**Figure 4-6: Injection frontale des niches**

Lors du calcul des dimensions de l'ancrage, il a été considéré que la contribution du mortier de la niche à la reprise des efforts serait nulle (hypothèse sécuritaire). La dimension minimale de la niche ne dépendait dès lors que de la dimension des goujons et de la méthode d'injection. C'est ainsi que la longueur de 1600 mm de la niche a été retenue. Bien que les niches avec clefs de cisaillement utilisées par Duchesneau (2010) et Namy (2012) aient fait leurs preuves lors de projets précédents, une géométrie rectangulaire a été choisie pour ce projet, notamment pour faciliter la fabrication des coffrages et minimiser la quantité de matériaux à injecter. Par ailleurs, le bras de levier pour la reprise des efforts dans la niche de connexion étant nettement supérieur à celui des projets antérieurs, les efforts anticipés dans la niche pour un même niveau de chargement étaient moins grands. Afin de maximiser le bras de levier de l'ancrage, la niche a été positionnée le plus loin possible du parapet. Un recouvrement de 200 mm a tout de même été prévu à l'extrémité du trottoir afin de permettre la manutention et l'installation des tuyaux d'injection.

#### **4.1.3.3 Optimisation des matériaux**

Comme détaillé dans les chapitres 2 et 3, l'utilisation de fibres confère aux bétons un meilleur comportement en traction en comparaison aux BHP (comportement post-pic adoucissant pour le BFHP, comportement pré-pic écrouissant et post-pic adoucissant pour le BFUP). La Figure 4-7 présente les courbes contrainte/déformation et contrainte/ouverture de fissure typiquement attendues (Delsol, 2012; Desmettres et Charon, 2013) pour les BFHP et le BFUP. Les courbes expérimentales mesurées sur des os de caractérisations bénéficiant d'une orientation préférentielle des fibres, elles ont été ajustées à la baisse comme illustré à la Figure 4-7 (résistance de la matrice, phase écrouissante et phase adoucissante) afin de considérer une éventuelle orientation plus défavorable dans la structure. Dans la phase pré-pic, les résistances des bétons ont été réduites de 20% pour des mêmes niveaux de déformation (sauf dans le cas du BFUP où le plateau écrouissant a également été réduite). Dans la phase post-pic, ces résistances ont été réduites de 40 %.



**Figure 4-7: Comportement en traction attendus pour le BFHP et le BFUP**

Ce sont ces courbes de traction réduites qui ont été utilisées lors de la conception des parapets et trottoirs préfabriqués. L'utilisation du BFHP et du BFUP a rendu possible une réduction significative des sections en béton et des quantités d'acier tout en conservant une résistance supérieure à la force de conception pondérée de 227 kN spécifiée par le code des ponts. L'étude numérique préliminaire menée avec les matériaux de conception a permis de réduire les sections tel que présenté au Tableau 4-1.

**Tableau 4-1: Réduction des quantités de béton et d'acier dans les parapets préfabriqués par rapport au parapet coulé en place**

|              | Référence | BFHP | BFUP |
|--------------|-----------|------|------|
| Volume béton | 100%      | -22% | -29% |
| Masse acier  | 100%      | -59% | -72% |

Il est également ressorti de la phase de conception que seule la fabrication simultanée du parapet et du trottoir (coulée monolithique) permettait réduction optimale de la quantité de matériaux. En effet, en présence d'un joint froid, l'ouverture de l'interface entre le parapet et le trottoir devenait

le principal mode de rupture. Dans cette configuration, c'est principalement les armatures reliant le parapet et le trottoir de béton qui contribuent à la résistance puisque les fibres ne pontent pas l'interface. Pour des raisons économiques (quantité d'acier et temps de fabrication), de durabilité (diminuer les risques de corrosion), et scientifiques (démontrer la réduction d'armatures que permettent le BFHP et le BFUP), il y avait un fort intérêt à considérer la fabrication des deux éléments simultanément. Une coulée monolithique permettait d'éviter un joint froid, favorisant ainsi la contribution mécanique des fibres dans la zone de rupture et le transfert d'efforts entre le trottoir et le parapet.

Le sommet du parapet et le centre du trottoir sont apparus comme des zones à faibles niveaux de contraintes. En conséquence, une réduction des sections de béton dans ces deux régions était de mise. Le centre du trottoir a conséquemment été remplacé par du polystyrène expansé, un matériau plus léger et moins coûteux tel que mentionné dans le chapitre 3. La position et les dimensions de l'évidement ont été optimisées de manière à minimiser la quantité de béton. Étant donné la contribution attendue du trottoir dans la reprise des efforts, la zone évidée a été éloignée de l'interface parapet/trottoir de 200 mm pour le spécimen en BFHP (Figure 4-3) et de 100 mm pour le spécimen en BFUP (Figure 4-4).

À l'extrémité des trottoirs, un recouvrement de 100 mm a été prévu avant la niche d'ancrage (Figure 4-3 et 4-4). La largeur des vides dans le trottoir a été fixée à 700 mm, laissant ainsi des nervures de béton de 200 mm dans le centre du trottoir, et dans ses deux extrémités (Figure 4-3b et Figure 4-4b).

Enfin la face arrière des parapets a été inclinée avec un angle de  $79^\circ$ , laissant une surface verticale de 100 mm en bas de section (Figure 4-3a et Figure 4-4a). Le bras de levier des cadres des parapets augmente donc proportionnellement à l'intensité du moment de flexion dans le parapet. Cette inclinaison a permis de réduire respectivement de 22% et de 27% le volume de béton utilisé dans les parapets en BFHP et en BFUP.

## **4.2 Fabrication des spécimens expérimentaux**

Les différentes étapes qui ont permis la construction des spécimens seront présentées dans cette partie. Les travaux se sont déroulés à l'usine de préfabrication du partenaire industriel Béton Brunet. Le processus de fabrication a été pensé de manière à pouvoir être reproduit le plus

facilement possible. Pour l'ensemble du projet des armatures du même lot ont été utilisées. Les armatures ont été coupées à la bonne longueur et pliées sur place.

#### 4.2.1 Dalles d'ancrage

Le coffrage utilisé pour les dalles rectangulaires est un assemblage boulonné de quatre plaques d'acier verticales de 295 mm de hauteur. L'assemblage est visible sur la Figure 4-8. Une cinquième plaque de 2400 mm par 3000 mm, placée à l'horizontal, a été utilisée comme fond de coffrage. Les faces verticales ont été rigidifiées à mi-longueur à l'aide de coudes soudés à leur base. Cette mesure est une précaution prise pour lutter contre les pressions hydrostatiques causées par le béton frais. Le même moule a été utilisé pour la construction des trois dalles. L'application d'une couche d'huile sur les plaques d'acier le matin même des coulées a facilité le démoulage en réduisant l'adhérence entre acier et béton. Le démoulage s'effectuait par le déboulonnage d'une ou de plusieurs des faces verticales.



**Figure 4-8: Coffrage de la dalle d'ancrage**

Les dimensions exactes des dalles sont de 2400 mm par 2400 mm. Afin de reproduire les conditions en chantier d'une dalle de pont coulée en place, il a été décidé de positionner et de relier les armatures avec du fil de fer plutôt que de les souder entre elles. Attacher les armatures permet nécessairement de plus grands déplacements relatifs entre les armatures dans le coffrage, des erreurs de positionnement qui représentent mieux les réalités du chantier. Le recouvrement de 75 mm des armatures a été assuré à l'aide de chaises en plastique. Six crochets de levage ont été disposés autour du centre de gravité du système dalle-trottoir-parapet pour ultérieurement permettre leur manutention à l'aide de chaînes de levage. Ils sont visibles à la Figure 4-9. Lors de la coulée, les anneaux étaient protégés par des bouchons en caoutchouc et une couche de ruban adhésif afin d'éviter qu'ils ne soient recouverts de béton. Les bouchons ont été retirés après la prise du béton. Lorsque la dalle a été soulevée seule (avant que la connexion entre le trottoir et le parapet ne soit établie), l'axe de son centre de gravité passait par son centre géométrique. Les quatre anneaux de levage d'extrémité devaient être utilisés. Lorsque la dalle a été soulevée avec le trottoir et le parapet (après la connexion du trottoir et du parapet), le centre de gravité du système se rapprochait alors du parapet. Deux anneaux de levage intermédiaires visibles sur la Figure 4-8 ont donc été ajoutés pour cette configuration. Pour le spécimen en BHP déjà coulé avec la dalle, seuls quatre anneaux étaient nécessaires. Afin d'éviter un endommagement du béton autour des anneaux lors de la manutention, un recouvrement minimal de 125 mm autour des anneaux a été prévu.



a) Avant coulée



b) Après coulée

**Figure 4-9: Anneaux de levage**

À l'une des extrémités des dalles, des réservations circulaires ont été prévues pour permettre le passage des barres de post-tension utilisées pour ancrer les dalles préfabriquées à la dalle du laboratoire. Quatre tuyaux circulaires en PVC 65 mm de diamètre ont été utilisés à cet effet. Il était essentiel que ces réservations soient verticales pour éviter d'entraîner des efforts de traction ou de cisaillement de la dalle lors de la post-tension des barres d'ancrage. Pour assurer le positionnement exact des tuyaux, ces derniers ont été soudés à l'aide d'un profilé en C en acier. Ce profilé a lui-même été soudé sur les faces verticales du coffrage.

Deux des trois dalles ont été utilisées pour l'ancrage des parapets et des trottoirs préfabriqués (en BFHP et en BFUP). Il a donc fallu y installer les rails de goujons mentionnés dans la section 4.1.3.2.1. Le positionnement exact de ces rails a également été assuré à l'aide d'un profilé en acier en C soudé sur le bord du coffrage.

Les coulées ont été effectuées à l'aide d'un camion malaxeur. La formulation utilisée pour le BHP présenté dans le chapitre 3 a permis d'obtenir un béton autoplaçant (Figure 4-10a). Il n'était donc pas nécessaire de vibrer le béton malgré la quantité élevée d'armatures. La finition a été faite à la truelle. Les spécimens ont été recouverts d'une toile en plastique (Figure 4-10b), et une cure de vapeur a été appliquée durant les trois premières nuits suivant les coulées. Pour les deux dalles utilisées avec les parapets avec trottoir intégré en BFHP et en BFUP, la portion de la face supérieure des dalles destinée à être en contact avec la face inférieure des trottoirs a été finie avec une surface à granulats exposés (Figure 4-11). Afin d'y parvenir, un agent retardateur de prise a été vaporisé sur le béton dans la zone de contact. Au bout d'une journée, la surface du béton des zones vaporisées a été ensuite lavée d'un jet d'eau à haute pression pour obtenir une surface à granulats exposés.





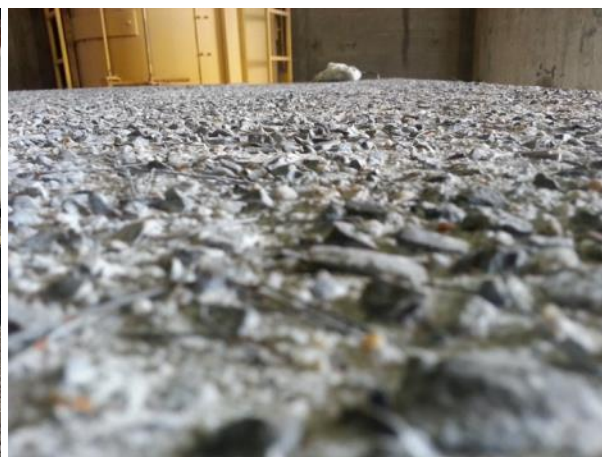
a) Pendant la coulée



b) Pendant la cure

**Figure 4-10: Coulée de la dalle d'ancrage**

a) Vue d'ensemble



b) Vue rapprochée

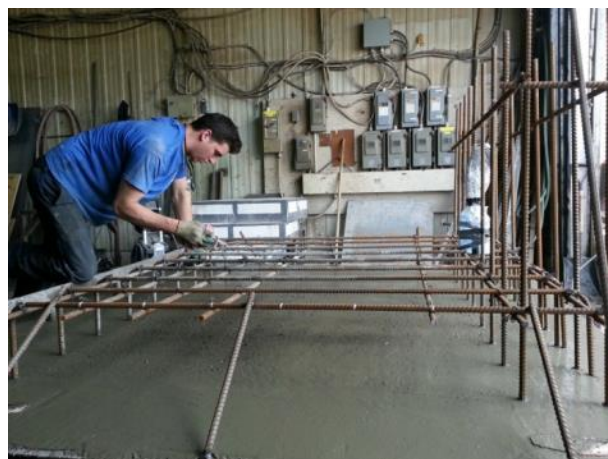
**Figure 4-11: Surface à granulats exposés des dalles**

## 4.2.2 Parapet et trottoir en BHP

Comme mentionné précédemment, le spécimen en BHP a été conçu de manière à reproduire les conditions de mise en place des parapets et des trottoirs coulés en chantier. Ainsi, le parapet en BHP, le trottoir en BHP et la dalle sous-jacente ont été construits à l'aide de trois coulées espacées chacune d'environ une semaine.



Des plaques d'acier et des renforcements similaires à ceux utilisés pour le coffrage des dalles ont servi à la fabrication des moules du trottoir et du parapet. Il faut noter que les armatures du trottoir et du parapet prennent leur ancrage dans la dalle. Par conséquent, l'ensemble des armatures du spécimen a dû être installé avant la coulée de la dalle. Ces armatures en attente dans le trottoir et le parapet sont visibles sur la Figure 4-12.



a) Avant la coulée du trottoir



b) Avant la coulée du parapet

**Figure 4-12: Armatures en attente**

Comme dans le cas des dalles, les armatures n'étaient pas soudées mais uniquement attachées avec du fil de fer. Pour les armatures en attente, il y avait un risque de déplacement des barres à cause des vibrations causées lors des coulées successives de la dalle, et du trottoir. Pour aider au maintien de ces barres et éviter qu'elles ne se déplacent, des stabilisateurs (barres d'armatures soudées au coffrage et aux armatures du trottoir) ont été utilisés (Figure 4-12a). Le coffrage du trottoir a été installé et vissé au-dessus de la dalle après qu'elle fut coulée. La même procédure a par la suite été utilisée pour stabiliser le coffrage du parapet. Étant donné que la poussée hydrostatique était plus grande dans le cas du parapet qui était plus élancé (avec une hauteur de 880 mm de béton contre 295 mm et 300 mm de hauteur pour la dalle et le trottoir), des profilés en acier ont été soudés à la base du coffrage afin de le renforcer.

Le même béton autoplaçant utilisé pour la dalle a été utilisé pour le trottoir et le parapet. Après chaque coulée, les spécimens ont été recouverts d'une toile humide, et la cure à la vapeur

mentionnée précédemment a été appliquée. Des cylindres de béton de 100 mm et de 150 mm ont également été prélevés pour les essais de caractérisation. Une illustration du parapet en BHP après les coulées est présentée à la Figure 4-13.



**Figure 4-13: Dalle, trottoir et parapet en BHP avec cylindres de caractérisation**

### 4.2.3 Parapets et trottoirs préfabriqués

Les étapes de fabrication des spécimens en BFHP et en BFUP étaient similaires. Elles seront donc présentées conjointement dans cette partie.

Les coffrages utilisés pour le trottoir et le parapet en BHP ont été modifiés et réutilisés pour les spécimens en BFHP et BFUP. Cette modification consistait principalement à incliner l'arrière du coffrage (face arrière des parapets) et à réduire les sections. Comme mentionné au chapitre 3, les parapets et leurs trottoirs intégrés ont été coulés à l'envers pour favoriser une meilleure orientation des fibres pendant les coulées. Étant donné que la géométrie en « L » du coffrage ne permettait pas de le poser à même le sol, il a été posé sur une grande table métallique. La forme en « L » des spécimens implique que leur centre de gravité est plus proche des parapets que du

centre du trottoir. Ce déséquilibre devait être pris en compte lors du positionnement des points de levage. Ainsi, 4 barres de levage ont été positionnées aux 4 coins du trottoir (deux au bas des parapets, et deux à l'autre extrémité du trottoir). Ces barres sont présentées à la Figure 4-14. Idéalement, les barres de levage devraient être distribuées de manière équidistante autour du centre de gravité. À cause des contraintes d'espace causées par la présence de la niche, des barres d'ancrage et de l'évidement dans le trottoir, il était impossible de parvenir à cette répartition symétrique. Il a donc été accepté que les deux ancrages à la base des parapets reprennent plus d'efforts que ceux à l'extrémité du trottoir lors du levage.



a) Avant installation



b) Après installation

**Figure 4-14: Barres de levages utilisées dans les parapets**

Les tuyaux d'injection ont été pensés et construits de manière à faciliter autant que possible leur connexion avec les pompes utilisées lors de l'injection des niches au laboratoire comme au chantier. Ainsi, des tuyaux métalliques filetés de 25 mm ont été utilisés. La présence de filets de type NPT permettait d'envisager une connexion facile avec les tuyaux habituellement utilisés avec les pompes (Figure 4-15a). L'utilisation de plusieurs tuyaux devait permettre l'inspection et la validation d'un remplissage complet de la niche. Par ailleurs, il était désiré que les tuyaux parviennent à la niche par leur face supérieure afin d'éviter les vides d'air lors du remplissage de la niche. Pour atteindre cet objectif, des coudes pliés à 45° ont été utilisés afin de générer un

changement d'angle (Figure 4-15b). Des ouvertures circulaires ont été ajoutées dans les coffrages pour permettre le passage des tuyaux.



a) Connexion avec la pompe



b) Coudes à 45°

**Figure 4-15: Tuyaux d'injection**

Tel qu'illustré sur la Figure 4-16a, des boîtes rectangulaires aux dimensions de la niche ont été assemblées afin de former le parallélépipède que constituait le vide de la niche. Deux défis majeurs étaient associés à la mise en place du coffrage de la niche. Premièrement, étant donné que les trottoirs étaient coulés à l'envers, l'enjeu était de faire tenir ce coffrage « suspendu » dans les airs. Deuxièmement, le matériau utilisé pour le coffrage de la niche devait être assez résistant pour faire face à la poussée du béton, mais pourtant assez malléable pour permettre d'y forer les onze ouvertures permettant le passage des goudjons d'ancrage et des tuyaux d'injection (8 pour les goudjons et 3 pour les tuyaux). Des panneaux de polystyrène ont été préférés au plastique, au bois et à l'acier. Deux profilés en « C » soudés sur les rebords des coffrages ont été utilisés pour maintenir le coffrage de la niche à sa position exact et empêcher son soulèvement pendant la coulée. Les ouvertures de la niche ont été d'abord coupées de manière grossière à l'aide d'une lame. Une fois les goudjons et les tuyaux installés, les surépaisseurs des trous ont été scellées avec des couches de silicone (Figure 4-16a). La niche a finalement été remplie de panneaux de polystyrène et confinée par plusieurs couches de ruban adhésif (Figure 4-16b). Toutes les surfaces de la niche ont été aspergées d'un agent retardateur de prise, de manière similaire à ce



qui a été fait pour les dalles d'ancrage. Ces surfaces ont été lavées au jet d'eau 24 heures après la coulée afin d'obtenir des surfaces à granulats exposés.



a) Construction

b) Finalisation

**Figure 4-16: Coffrage de la niche**

Afin d'éviter les trottoirs, un concept de panneaux « sandwich » a été mis au point. Ces panneaux consistaient en un bloc de polystyrène de 76.2 mm d'épaisseur et de deux morceaux de bois contre-plaqué de 19 mm d'épaisseur (Figure 4-17a). Un recouvrement de béton de 25 mm a été prévu afin d'éviter que la surface en bois ne soit exposée aux infiltrations d'eau. Les plaques de bois permettaient de rigidifier le bloc de polystyrène en flexion et rendaient possible l'utilisation de vis et de boulons pour le positionnement et le maintien des panneaux. Des tiges filetées verticales placées à chaque coin ont permis de relier et de serrer les panneaux de bois et de polystyrène à l'aide de boulons. Il est important de souligner que ces étapes ont été réalisées à l'extérieur des coffrages. Soulignons également que ceci a permis de préparer les blocs à l'avance et de les installer en dernière étape, évitant ainsi l'encombrement du coffrage (plus pratique pour l'installation des barres d'armatures). Avant la coulée, afin de positionner et de maintenir les panneaux en place face aux pressions de soulèvement qu'exerce le béton frais, les panneaux ont été boulonnés à 2 profilés en « C » (identiques à ceux utilisés pour maintenir la niche en place) par l'intermédiaire des tiges filetées verticales. Ces profilés en acier ont ensuite été boulonnés sur le bord du coffrage (Figure 4-17b).

De manière analogue à ce qui a été fait pour les dalles, un agent retardateur de prise a été appliqué sur la surface inférieure des trottoirs afin d'obtenir une surface à granulats exposés.

Après chaque coulée, les spécimens ont été recouverts d'une toile humide, et une cure à la vapeur a été appliquée. Des cylindres de béton de 100 mm et de 150 mm ainsi que des spécimens d'os ont également été fabriqués pour les essais de caractérisation. Une semaine après les coulées, une dernière étape consistait à retourner les spécimens qui avaient été coulés à l'envers. Cela a été réalisé à l'aide de chaînes accrochées aux points d'ancrages des parapets par le biais de mains de levage (Figure 4-18).



a) Avant installation



b) Après installation

**Figure 4-17: Panneau Sandwich**



a) Étape initiale



b) Étape finale

**Figure 4-18: Retournement des parapets**

### 4.3 Dispositifs et procédures expérimentales

Les spécimens ont été déplacés depuis l'usine de fabrication à Valleyfield jusqu'au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal où a eu lieu le volet expérimental du projet. Tous les déplacements dans le laboratoire se faisaient à l'aide du pont roulant et des dispositifs de levage prévus à cet effet dans les spécimens. Le dispositif expérimental est présenté dans la section 3.3.4 du chapitre 3. Avant de pouvoir procéder aux essais, les spécimens préfabriqués devaient être connectés aux dalles d'ancrage. Par la suite, tous les trois spécimens ont été ancrés à la dalle du laboratoire afin de pouvoir y appliquer une charge transversale jusqu'à la rupture. Des informations complémentaires sur cette procédure expérimentale sont présentées dans les paragraphes qui suivent.

#### 4.3.1 Mise en place

La mise en place et la connexion des parapets préfabriqués est un aspect crucial pour la fonctionnalité de ces éléments. Dans ce projet, une attention particulière a été accordée à la reproductibilité des différentes étapes de mise en place. Ainsi, les étapes présentées dans la suite sont aussi applicables au chantier.

Étant donné que les deux rails de goujons dans la niche ne sont séparés que de 80 mm, il était primordial de s'assurer du positionnement exact du trottoir préfabriqué sur la dalle. Les délimitations des zones de surface à granulats exposés ne donnaient qu'une indication approximative de la position que le trottoir allait avoir sur la dalle. La première étape consistait donc à effectuer un test d'alignement en posant minutieusement les trottoirs à leur position indiquée sur la dalle. Une attention particulière a été accordée au bon espacement des goujons. À cette étape, des cales de positionnement en bois sont installées autour du trottoir à l'aide de vis à béton, facilitant ainsi le positionnement adéquat des spécimens lors de l'installation ultime. Un exemple d'un test de positionnement et de cales de positionnement est illustré aux Figure 4-19a et 4-19b respectivement.



a) Alignement des ancrages



b) Cales de positionnement

**Figure 4-19 : Mise en place des éléments préfabriqués sur la dalle**

Les spécimens ont ensuite été déplacés pour libérer la surface supérieure de la dalle. C'est alors qu'une couche d'environ 10 mm de coulis de mortier a été préparée puis répartie sur la surface délimitée par les cales, en évitant d'en répartir sur le rectangle de 200 mm par 1600 mm correspondant à la surface de la niche. Les spécimens ont enfin été posés sur le coulis. Après la prise du mortier, les cales ont été retirées. Les spécimens étaient désormais installés sur les dalles; les granulats exposés et le mortier assurant une bonne adhérence entre les surfaces.

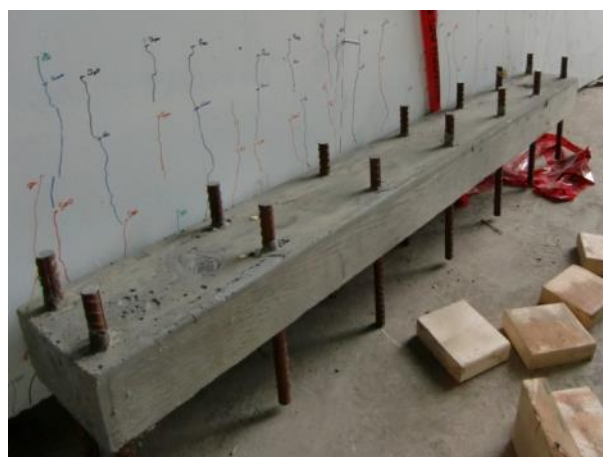


### 4.3.2 Injection

L'étape suivante consistait à injecter les niches de mortier afin d'établir la connexion mécanique entre la dalle et le trottoir. Dans le but de valider la technique de remplissage mise au point (capacité de la pompe, connexion entre les tuyaux et la pompe, etc.), une niche en bois reproduisant les dimensions de celle des spécimens préfabriqués a été fabriquée (Figure 4-20a). Un mortier de formulation identique à ce qui était prévu pour les parapets a été préparé et introduit dans la pompe. Les rails de goujons de la niche ont été remplacés par des barres 25M afin de simuler l'encombrement qu'ils causent à l'intérieur de la niche. Le mortier a été pompé par une extrémité jusqu'à en obtenir un reflux à l'autre extrémité du parapet. Comme illustré sur la Figure 4-20b, un remplissage complet sans aucun vide de remplissage a été obtenu.



a) Coffrage

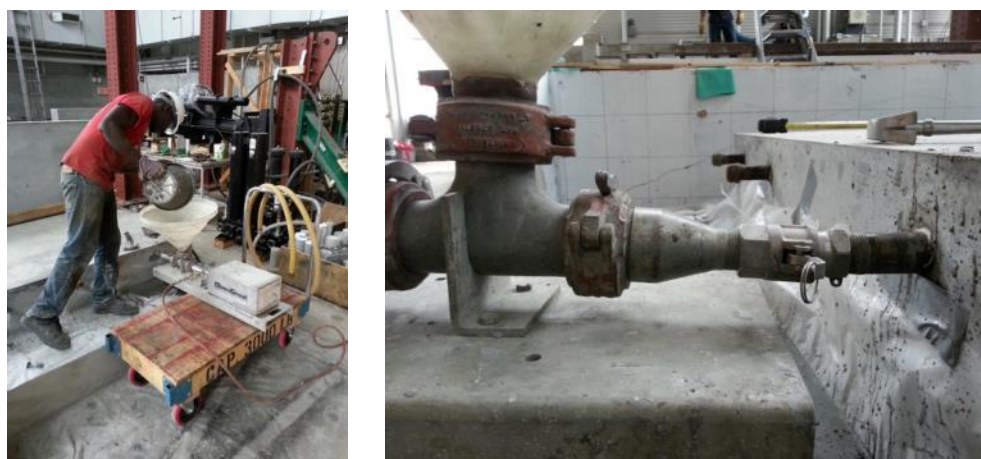


b) Après décoffrage

**Figure 4-20 : Essai de pompage sur niche externe**

Fort de cette expérience, il était possible de procéder au remplissage des niches des deux spécimens préfabriqués désormais positionnés sur leur dalle d'ancrage respective. Afin de s'assurer qu'une pression excessive de la pompe ne cause un déplacement ou un soulèvement des spécimens, un bloc de béton d'environ 500 mm × 500 mm × 1500 mm a été posé sur le trottoir au-dessus de la niche. Par la suite, la pompe a directement été connectée au tuyau de remplissage grâce à une connexion de type *Camlock* (Figure 4-15a et 4-21a). Le boyau de la pompe n'a pas été utilisé afin de minimiser les pertes de charge. Le tuyau central qui avait été installé pour

procéder à une éventuelle inspection visuelle a été fermé, alors que le tuyau se situant à l'extrémité opposée est resté ouvert afin de vérifier le remplissage complet de la niche. Ensuite, le mortier fibré a été préparé dans le malaxeur du laboratoire, puis inséré manuellement dans la pompe d'injection (Figure 4-21b). Cette dernière a été déconnectée lorsqu'un reflux continu de mortier était observable via le tuyau de sortie de la niche. Aucune cure n'a été appliquée au mortier fraîchement coulé (accès impossible).



a) Remplissage de la pompe      b) Connexion tuyau/pompe

**Figure 4-21 : Injection de la niche**

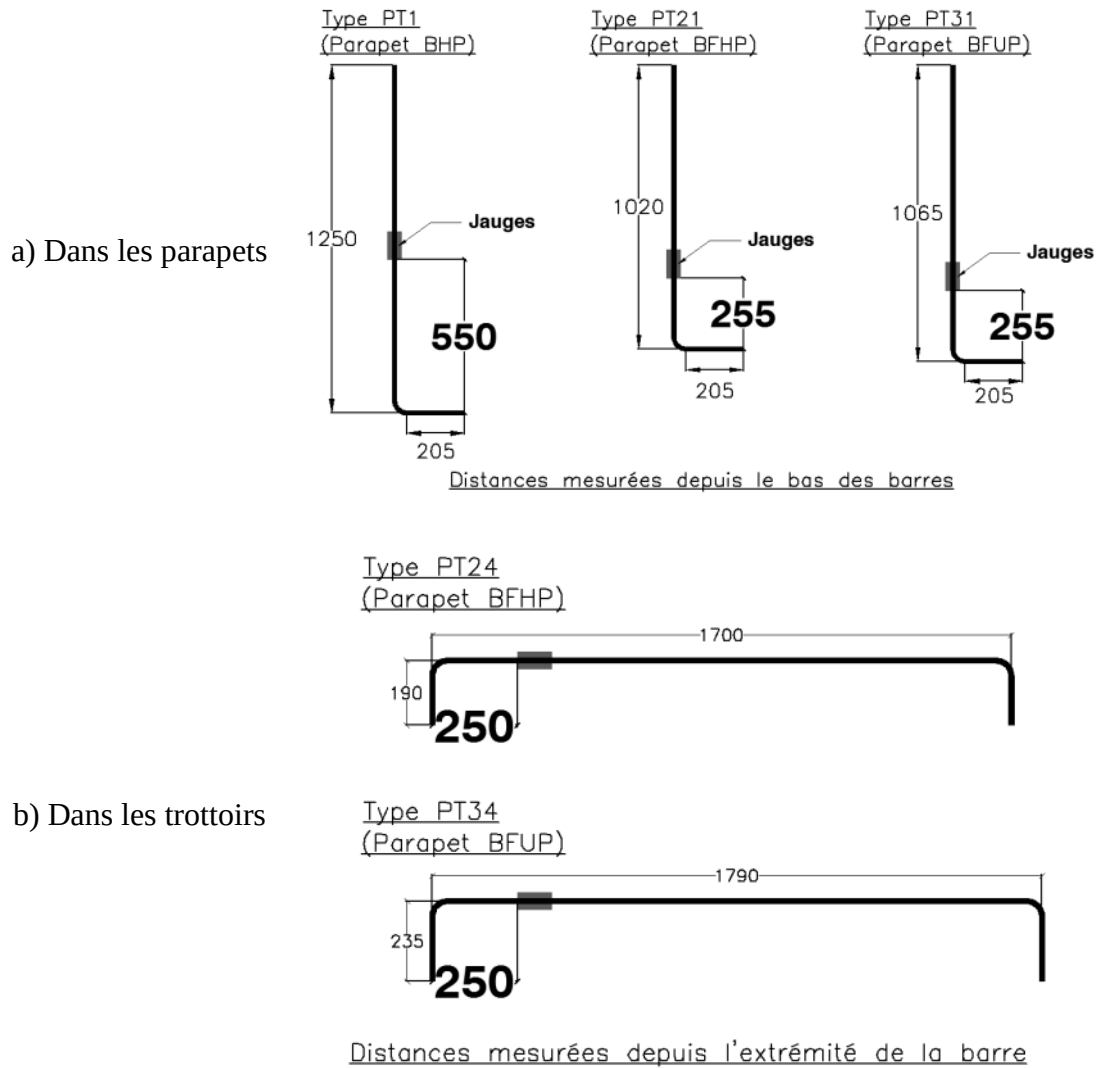
### 4.3.3 Installation

À la fin de l'étape précédente, les parapets préfabriqués et leur trottoir intégré forment un tout monolithique avec la dalle. Avant les essais, les spécimens étaient déplacés dans la zone d'essai à l'avant du vérin. Avant de déposer les spécimens à leur position exacte, une couche d'*Ultracal* était répartie sur une feuille de polythène déposée sur la dalle du laboratoire. Le rôle de l'*Ultracal* était de corriger les éventuels défauts de rectitude de la surface inférieure de la dalle en absorbant les vides volumétriques. Le matériau a été sélectionné pour sa capacité à atteindre de hautes résistances en compression en très peu de temps. L'accent était mis sur les régions où plus de compression était attendue, à savoir en dessous des parapets, entre la dalle des spécimens et la dalle de retenue, et enfin autour des barres de post-tension. Après cette étape, les barres ont été

introduites dans les trous circulaires prévus à cet effet à l'extrémité des dalles préfabriquées et dans la dalle du laboratoire. Une force de précontrainte de 350 kN a ensuite été appliquée sur les barres. Finalement, les spécimens ont été recouverts d'une peinture au latex de couleur blanche, afin de faciliter la détection et l'annotation des fissures pendant les essais.

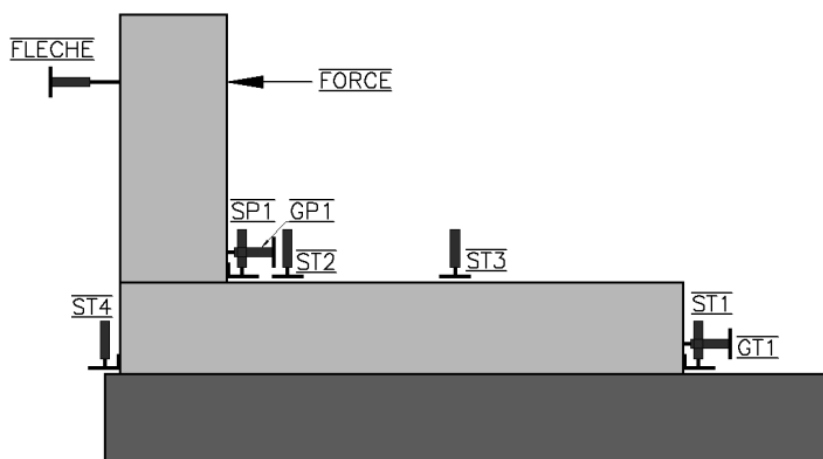
#### **4.3.4 Instrumentation**

Lors de la production des spécimens, des jauges permettant de mesurer les déformations ont été installées sur les armatures reprenant les efforts de flexion au centre des parapets à l'interface parapet-trottoir. Pour les spécimens préfabriqués, des jauges ont également été installées sur l'armature centrale dans le trottoir. De plus, un goujon au centre de la niche a également été instrumenté afin d'évaluer les efforts que repris par ces derniers. La position des jauges sur les barres des parapets et des trottoirs en BFHP et en BFUP est illustrée sur la Figure 4-22. L'identification des barres peut être reliée aux plans complets disponibles à l'Annexe 1.



**Figure 4-22: Position des jauges sur les barres**

Outre les jauges installées sur les armatures, une série de LVDT était installée sur les parapets avant chaque essai. Ces capteurs permettaient notamment de mesurer le déplacement transversal du parapet, le glissement à la base des parapets et des trottoirs, le soulèvement aux interfaces ainsi que certaines ouvertures de fissures. Plusieurs de ces capteurs sont illustrés à la Figure 4-23, alors que le Tableau 4-2 indique la fonction de chacun des capteurs. Afin de pouvoir directement comparer les valeurs mesurées d'un spécimen à l'autre, les capteurs ont systématiquement été placés aux mêmes positions pour les trois spécimens.



**Figure 4-23: Position des capteurs**

**Tableau 4-2 : Identification et utilité des capteurs**

| Parapet et trottoir en BHP |                                            |          |
|----------------------------|--------------------------------------------|----------|
| Identification             | Mesure                                     | Position |
| GP1                        | Glissement base parapet                    | Centre   |
| GT1                        | Glissement base trottoir                   | Centre   |
| SP1                        | Soulèvement base parapet                   | Centre   |
| ST1                        | Soulèvement arrière trottoir               | Centre   |
| ST2                        | Soulèvement avant trottoir                 | Centre   |
| ST3                        | Soulèvement milieu trottoir                | Centre   |
| ST4                        | Écrasement avant trottoir                  | Centre   |
| OP1                        | Ouverture 1 fissure flexion parapet        | Centre   |
| OP2                        | Ouverture 2 fissure flexion parapet        | Centre   |
| OP3                        | Ouverture fissure flexion latérale arrière | Centre   |
| OT1                        | Ouverture 1 fissure flexion trottoir       | Centre   |
| OT2                        | Ouverture 2 fissure flexion trottoir       | Centre   |
| FR                         | Force appliquée                            | Centre   |
| FL                         | Flèche parapet                             | Centre   |

Pour mesurer le glissement et le soulèvement de manière absolue (c'est-à-dire en évitant un mouvement du référentiel du capteur pendant l'essai), il était important que les capteurs soient installés sur une base fixe et indépendante des parapets. Pour ce faire, trois supports composés de profilés en acier ont été installés au niveau du parapet, au centre du trottoir et à l'extrémité des trottoirs. Ces supports étaient à leur tour ancrés à la dalle du laboratoire comme illustré sur la Figure 4-24a. Des blocs de téflon, suffisamment rigide pour accueillir des vis, ont été boulonnés aux profilés horizontaux en acier fixés sur les supports d'instrumentation. Des assemblages de téflon ont été mis en place afin d'amener les capteurs à leurs positions exactes. Les capteurs ont été installés dans des trous de diamètres légèrement supérieurs à ceux de leur manchon, ensuite le serrage a été effectué par l'entremise de vis en plastique. Afin d'atténuer d'éventuels problèmes de contact entre les tiges des capteurs et les surfaces parfois rugueuses et poreuses des bétons, de fines plaques d'aluminium (surface lisse) ont été collées afin de s'interposer entre le béton et les tiges. Lorsqu'il s'agissait de mesurer des ouvertures de fissures, les capteurs ont directement été installés sur les parapets, sans passer par les supports d'instrumentation. Des capteurs LVDT avec des extrémités capables d'accueillir des boulons ont été utilisés dans ce cas-ci. Des tiges filetées ont été ancrées dans de petits trous préalablement forés à la surface du béton et emplis de colle. Après la prise de la colle, les LVDT ont été installés et boulonnés. Des exemples de capteurs de glissement, de soulèvement et de fissuration ainsi que leur dispositif de mise en place sont illustrés à la Figure 4-24b. Afin de mesurer le déplacement transversal à l'arrière du parapet, un assemblage en bois qui était installé sur une colonne en acier a été utilisé pour positionner le capteur à la bonne hauteur.



a) Support d'instrumentation

b) Exemple de capteurs installés

**Figure 4-24: Instrumentation des spécimens**

#### **4.3.5 Préparations des essais, conditions frontières et application de la charge**

Afin de reprendre le poids du vérin durant les essais, un système de poulies et de contrepoids a été installé (Figure 4-25). Les poulies ont été installées sur un portique en acier qui était solidement ancré à la dalle du laboratoire. Deux câbles tendus en acier étaient attachés à l'extrémité en porte-à-faux du vérin, ils transitaient par les poulies avant de redescendre jusqu'au sous-sol du laboratoire où ils étaient reliés à un système de contrepoids. Ce système était composé d'un plateau en bois sur lequel des sacs de ciment ont été disposés.



a) Portique, poulies et câbles



b) Contrepoids au sous-sol

**Figure 4-25: Système de maintien du vérin**

Un dispositif similaire à celui de Duchesneau (2010) a été utilisé afin de transférer la charge du vérin au parapet, moyennant deux modifications. Le dispositif précédemment utilisé dans le laboratoire permettait de tester des parapets dont la face était inclinée. La plaque de transfert en place étant triangulaire, il fallut en couler sa contrepartie triangulaire (en mortier) afin d'obtenir une surface verticale requise par ce projet. Par ailleurs, le béliet avec ressorts mis-au-point pour appliquer une charge dynamique sur les parapets a été réutilisé. Plutôt que de démonter le système au complet, quatre profilés en acier ont été soudés au quatre coin du béliet afin d'empêcher l'activation des ressorts. Le béliet était ensuite boulonné au vérin avant les essais.





a) Modifications apportées au bélier

b) Polythène et *ultracal***Figure 4-26 : Application de la charge**

Avant chaque essai, le vérin et le bélier étaient alignés et amenés en quasi contact avec les parapets sur lesquels des feuilles de polythène avaient préalablement été installées. Le polythène permet d'éviter un frottement entre la plaque de transfert et le parapet qui pourrait résulter en la transmission d'un effort de cisaillement au parapet. Un coffrage en bois a été construit et installé autour du point de chargement, et une épaisseur d'*Ultracal* permettait d'assurer la jonction parfaite entre le bélier et le parapet. Après cette dernière étape, le chargement pouvait commencer. Les spécimens étaient soumis à des déplacements contrôlés au rythme de 0.6 mm/min. Des pauses étaient effectuées à chaque 50 kN pour permettre l'inspection des spécimens et éventuellement, le traçage des fissures. Lorsque la capacité ultime des spécimens était atteinte, les taux de chargements étaient progressivement augmentés.

#### 4.3.6 Essais de caractérisation et carottage

Durant les différentes coulées, des échantillons ont été prélevés afin de mesurer les résistances à la traction, à la compression ainsi que le module élastique des bétons. Ces échantillons ont subi la même cure que les différents éléments coulés, et ont été exposés dans les mêmes conditions. Les essais de caractérisation étaient effectués à la même période que les essais structuraux. Le Tableau 4-3 résume l'ensemble des essais de caractérisation effectués.

**Tableau 4-3: Essais de caractérisation effectués sur les bétons**

| Bétons | $f'_c / E_c$       | $f'_t$ fendage     | $f'_t$ directe | $f'_t$ directe                 |
|--------|--------------------|--------------------|----------------|--------------------------------|
|        | Cylindre<br>100 mm | Cylindre<br>150 mm | Os             | Carottes<br>75 mm ou<br>100 mm |
| BHP    | X                  | X                  | -              | -                              |
| BFHP   | X                  | -                  | X              | X                              |
| BFUP   | X                  | -                  | X              | X                              |
| HFG    | X                  | -                  | X              | -                              |

Les essais de compression et de module ont été réalisés sur la presse de compression *Amsler* de 4450 kN du laboratoire. Les essais de traction directe effectués sur les os et sur les carottes ont été réalisés sur la presse universelle *Instron* de 2500 kN du laboratoire. Ces deux derniers essais, permettaient de mesurer le comportement complet en traction uniaxiale des bétons, soit le comportement pré-pic et post-pic. Ainsi, les courbes contraintes déformations avant et après fissuration pouvaient être mesurées.

Lorsque les spécimens d'os étaient coulés, un mouvement favorable leur a été appliqué afin de donner une orientation favorable aux fibres (selon la direction de l'effort de traction). L'orientation dans la structure n'est pas toujours aussi favorable que dans les os, dépendamment de la géométrie, de la fluidité du béton, et du mode de coulée. Afin de bien caractériser le BFHP et le BFUP dans les parapets, il était donc important de procéder au prélèvement de carottes de béton directement sur les spécimens après les essais. Des carottes de 100 mm et de 75 mm de diamètre ont été prélevées sur les parapets en BFHP et en BFUP respectivement (Figure 4-27). Ces carottes ont été prélevées dans des régions visiblement exemptes de fissuration. Les carottes ont par la suite été testées en traction uniaxiale.



a) Carottage par le dessus

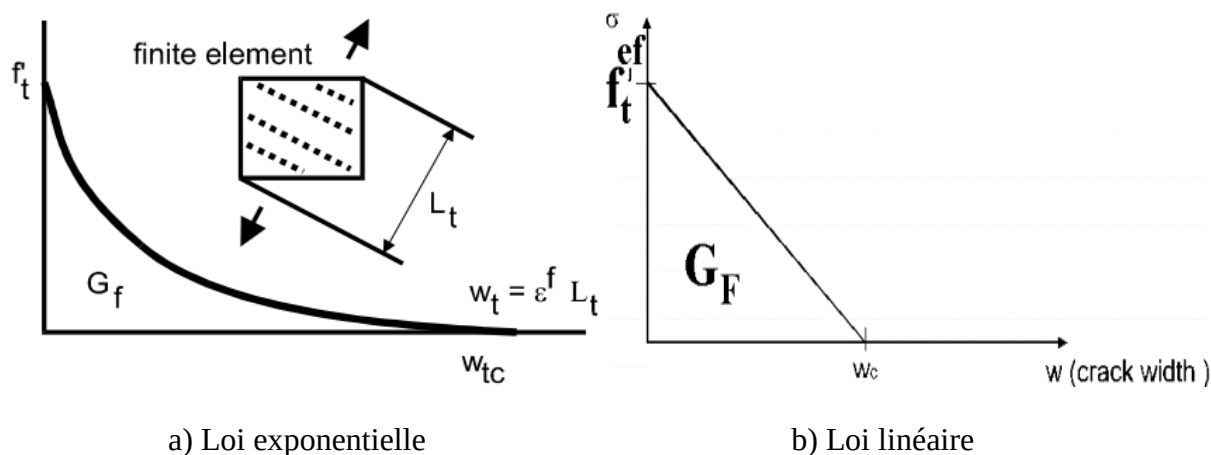
b) Essai de traction directe sur une carotte

**Figure 4-27: Carottage des parapets**

## 4.4 Informations numériques complémentaires

### 4.4.1 Modélisation numérique des BRF

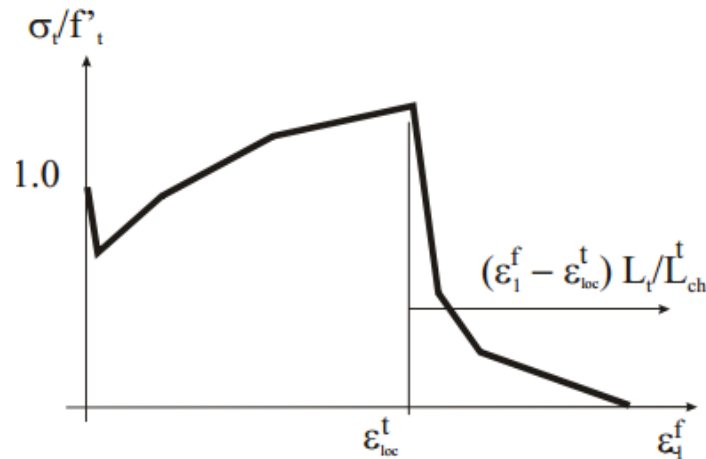
L'intérêt majeur des BRF se situe dans leur capacité déformationnelle en traction. La Figure 4-28 indique que dans les modèles constitutifs post-fissuration associés au BO, ce comportement est souvent approximé par des modèles linéaires (Figure 4-28b) ou exponentiellement décroissants (Figure 4-28a) basés sur les énergies de rupture. Dans ces modèles, les déformations post-fissuration sont converties en ouverture de fissure en les multipliant par une longueur caractéristique  $L_t$  qui correspond à la longueur de la bande de fissuration telle qu'illustrée sur la Figure 4-28a.



**Figure 4-28: Modélisation des ouvertures de fissure dans les BO (Cervenka et al., 2013)**

Étant donné la variabilité qui existe au sein des BFHP et BFUP et au sein d'un même type de béton fibré (dépendamment de l'orientation des fibres), l'utilisation des modèles prédéfinis basés sur les énergies de rupture n'est pas adéquate. De plus, ils ne permettent pas de reproduire les comportements écrouissant souvent associés au BFUP. Afin de parvenir à une reproduction adéquate du comportement du BFHP et du BFUP, le modèle *CC3DNonLinCementitious2User* a été utilisé. Ce modèle permet à l'utilisateur d'entrer les données complètes (pré-pic et post-pic) issues de données mesurées au laboratoire lors d'essais de traction directe. Le passage des données expérimentales aux données numériques nécessitait néanmoins une conversion. Cette procédure est décrite ci-après.

Les capteurs installés lors des essais de traction directe (os de caractérisation ou carotte entaillée) permettent d'obtenir des données brutes liant les contraintes (ou forces) aux déformations (ou déplacements). La conversion consiste à retirer la portion élastique (en contrainte et en déformation) de la courbe. En effet, cette dernière est implicitement prise en compte par le logiciel qui considère de la limite élastique ( $f'_t$ ) et la rigidité ( $E$ ) des bétons. La valeur de la déformation élastique ( $\epsilon_E$ ) mesurée à l'atteinte de la limite élastique doit donc être retranchée à toute déformation post-élastique mesurée ( $\epsilon_{LAB}$ ). De manière analogue, la contrainte mesurée ( $\sigma_t$ ) est normalisée en la divisant par  $f'_t$ . Suite à cette étape, une courbe contrainte-déformation relative prenant son origine à la fin de la phase élastique est obtenue, comme illustrée sur la Figure 4-29.



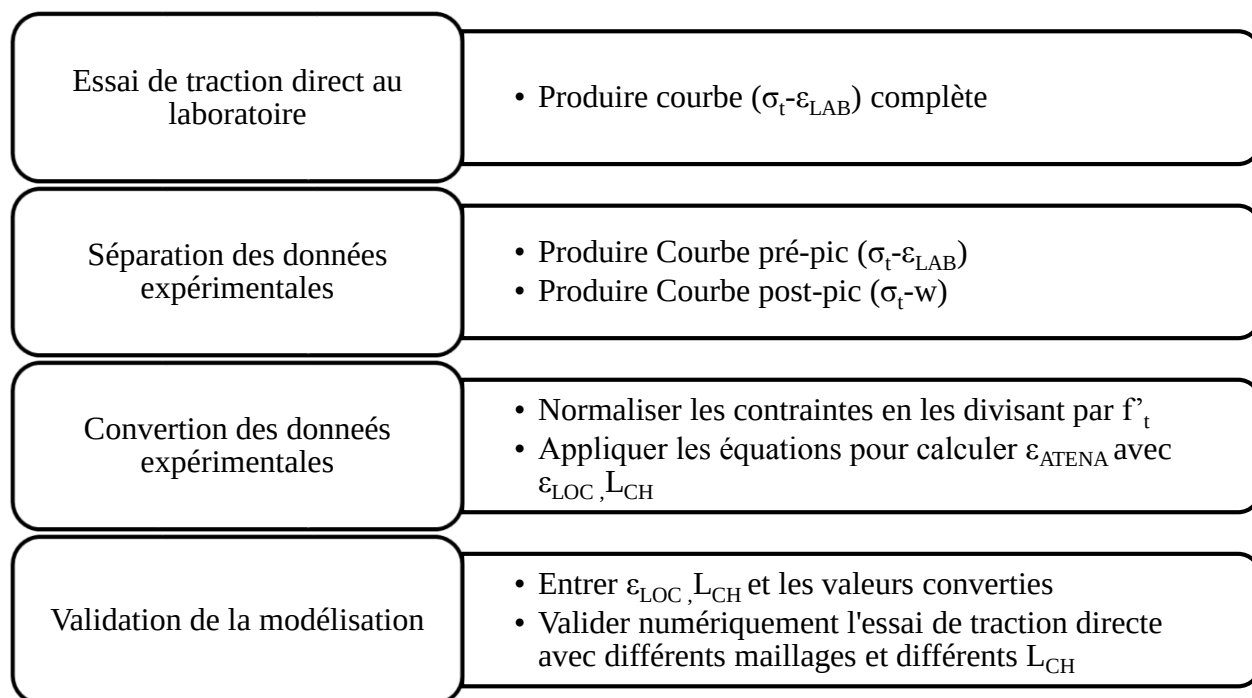
**Figure 4-29: Modélisation numérique des BRF en traction (Cervenka et al., 2013)**

C'est cette courbe relative (phase écrouissante si applicable et phase adoucissante) qui est entrée dans le logiciel. Ainsi, à chaque itération de calcul, le logiciel peut associer à la déformation calculée une contrainte résiduelle réelle. De plus, il lui sera également possible de représenter les macrofissures en taille réelle pour chaque élément. Pour ce faire, deux données numériques supplémentaires doivent être fournies : la déformation relative mesurée lorsque se localise une macrofissure ( $\epsilon_{loc}$ ) et une longueur caractéristique ( $L_{CH}$ ). La valeur  $\epsilon_{loc}$  s'obtient de manière assez directe, puisqu'il s'agit de la déformation relative (déformation mesurée à laquelle on soustrait la déformation élastique) à l'initiation de la phase adoucissante. Les déformations subséquentes à  $\epsilon_{loc}$  sont multipliées par  $L_{CH}$  afin de les convertir en ouverture de fissure. Le choix adéquat de la valeur de  $L_{CH}$  a donc un impact direct sur les résultats. Dans un essai de traction direct avec une (seule) fissure principale,  $L_{CH}$  correspondrait à la base de mesure (Cervenka et al., 2013), soit la distance qui sépare les capteurs mesurant le déplacement entre deux points. Avec des éléments finis de plus petite taille, le choix de  $L_{CH}$  est moins évident. Beaurivage (2009) et Duchesneau (2010) ont utilisés des valeurs de  $L_{CH}$  représentant le mieux la taille globale du maillage des éléments. Cependant, c'est un choix qui n'est adéquat que dans la mesure d'un maillage homogène, ce qui impliquerait de définir plusieurs matériaux pour chaque région de maillage. Afin de s'affranchir de l'influence de  $L_{CH}$  et ce de manière analogue à Delsol (2012), il est nécessaire de convertir les ouvertures de fissure ( $w$ ) mesurées au laboratoire en déformations compatibles avec le programme ( $\epsilon_{ATENA}$ ) en les divisant par  $L_{CH}$ . La même valeur

de  $L_{CH}$  doit ensuite être fournie au logiciel. Par la suite, lors des analyses numériques, les déformations seront de nouveau converties en ouverture de fissure par le processus inverse et corrigées par le paramètre  $L_t$  intégré dans le logiciel pour tenir compte de la largeur de la bande de fissuration spécifique à chaque élément (voir Figure4-29). Cette astuce permet de rendre  $w$  indépendant de la taille du maillage. L'ensemble du processus de conversion est illustré dans le Tableau 4-4 et la Figure 4-30.

**Tableau 4-4: Équations de conversion des valeurs expérimentales de traction directe en valeurs numériques pour le logiciel ATENA**

|                                                             |                                                        |
|-------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| Phase élastique<br>(calculé automatiquement)                | $\epsilon_{ATENA} = \epsilon_{LAB} = \frac{f_t}{E}$    |
| À la fin de cette phase $\epsilon_{ATENA} = \epsilon_E$     |                                                        |
| Phase d'écrouissage (si applicable)                         | $\epsilon_{ATENA} = \epsilon_{LAB} - \epsilon_E$       |
| À la fin de cette phase $\epsilon_{ATENA} = \epsilon_{LOC}$ |                                                        |
| Phase adoucissante                                          | $\epsilon_{ATENA} = \epsilon_{LOC} + \frac{w}{L_{CH}}$ |



**Figure 4-30: Procédure de conversion des valeurs expérimentales de traction directe en valeurs numériques pour le logiciel ATENA**

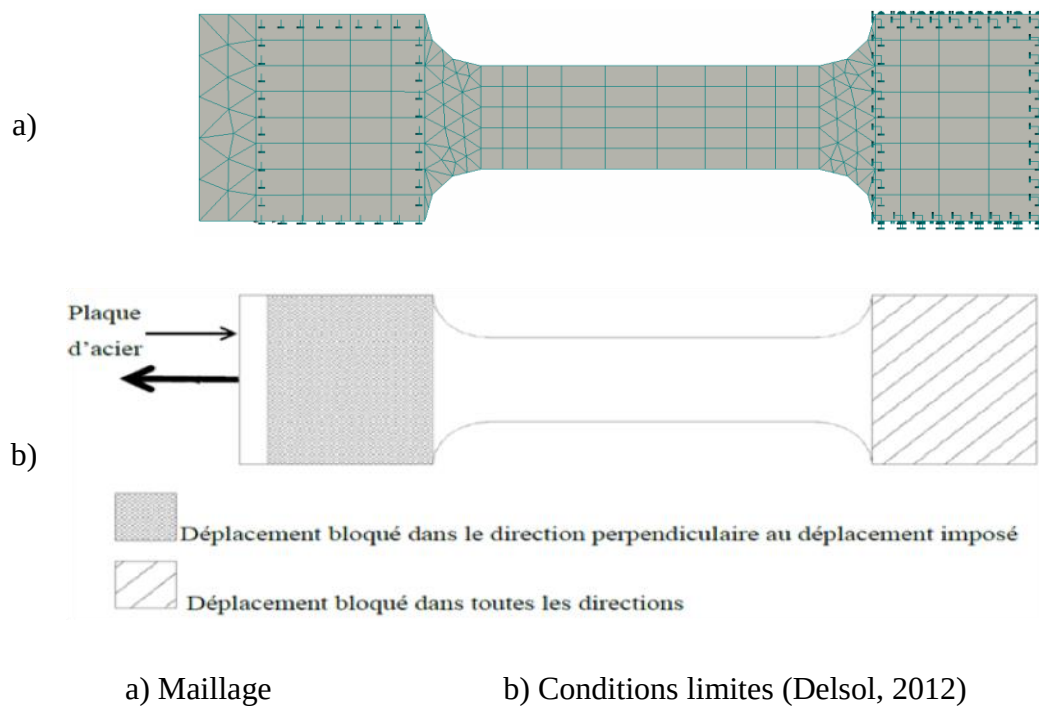
Un exemple typique de conversion selon la procédure présentée ci-dessus a été effectué sur un os en BFUP. Les résultats de cet exemple sont présentés dans ce qui suit. La même procédure est applicable pour les carottes entaillées. Afin de reproduire de manière fidèle les conditions

d'entrave de la presse (Figure 4-31), les conditions frontières telles que préconisées par Delsol (2012) ont été utilisées. On peut observer à la Figure 4-32a que les surfaces inférieures de l'os qui sont restreintes par les mâchoires de la presse ont numériquement été restreintes dans les trois directions, alors que les surfaces supérieures sont libres de se déplacer. La force et les déplacements numériques et expérimentaux mesurés aux changements de section sont comparés aux valeurs expérimentales à la Figure 4-33. Des valeurs de  $L_{CH}$  allant de 15 mm à 300 mm ont été utilisées avec des maillages de 50 mm (Figure 4-33a) et de 30 mm (Figure 4-33b). Dans chacun des cas, la courbe force/déplacement a été fidèlement reproduite, ce qui valide que la modélisation choisie est bien indépendante de ces deux paramètres. Afin de s'assurer de la capacité du logiciel à reproduire de manière adéquate le comportement en traction des BRF, cette procédure a systématiquement été suivie pour valider les lois de comportement avant de procéder à des analyses structurales.

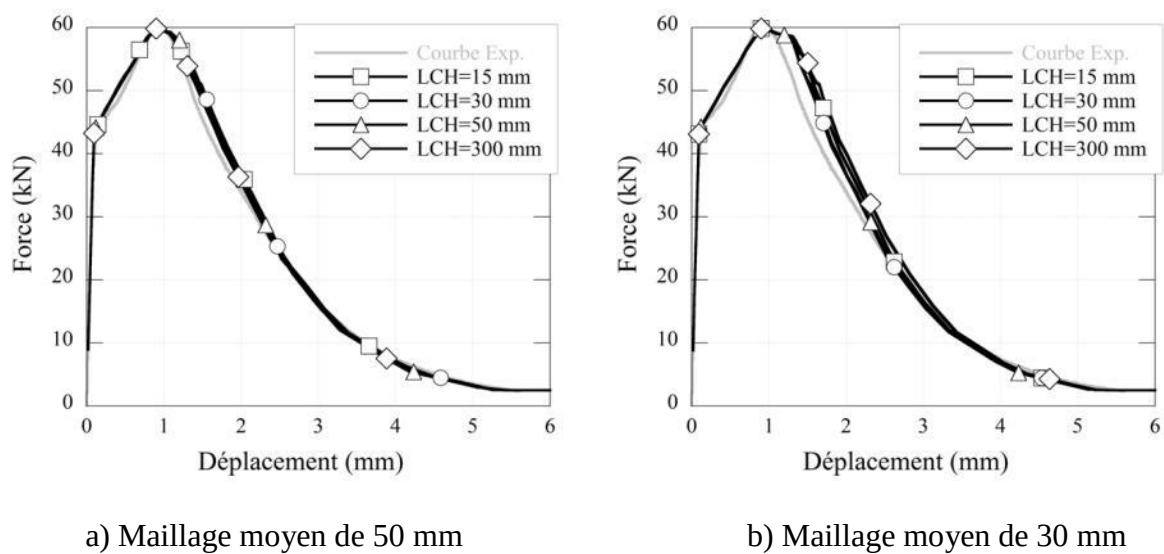


**Figure 4-31: Conditions frontières lors d'un essai de traction directe sur os**





**Figure 4-32: Conditions frontières numériques pour un essai de traction directe sur os**



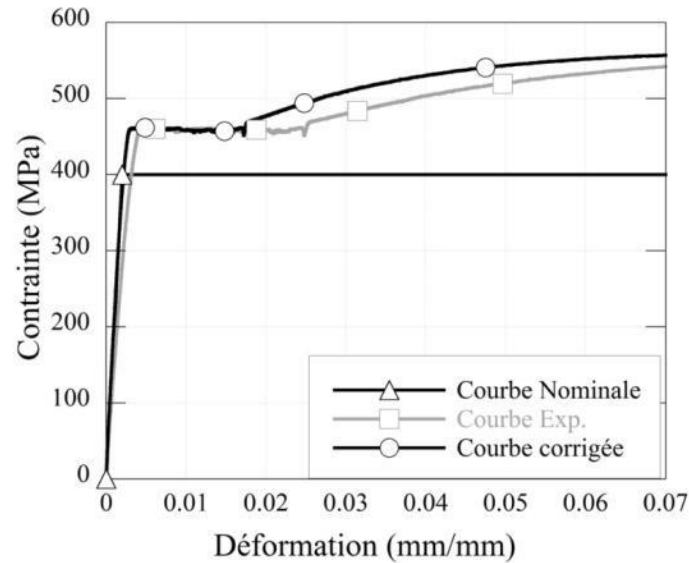
**Figure 4-33: Résultat de la validation numérique d'un essai de traction directe pour différentes valeurs de  $L_{CH}$**

#### 4.4.2 Modélisation des armatures

Lors de la phase de conception initiale des parapets, une loi bilinéaire avec un module ( $E_s$ ) de 200 000 MPa et une limite élastique ( $f_y$ ) de 400 MPa ont été utilisées. Ces valeurs étaient approximatives, mais conservatrices étant donné que les valeurs de  $E_s$  ne varient que très sensiblement et que les valeurs de  $f_y$  dépassent souvent la valeur nominale.

Par la suite, afin de caractériser les armatures avec plus de précision, des essais de traction directe ont été effectués sur des échantillons de barre 15M de 600 mm du même lot (nuance 400W) que celles utilisées dans les spécimens. Néanmoins, des jauges de déformation n'ont pu être installées sur ces barres. Les valeurs de contraintes obtenues étaient exactes (mesurées directement sur la presse), mais les valeurs de déformations étaient surestimées (le déplacement de la presse étant plus grand que celui des barres). La longueur du plateau plastique (donc le début de l'écrouissage) était notamment affectée. Ceci était problématique étant donné qu'il était attendu que le niveau de contrainte dans les armatures atteigne le plateau plastique.

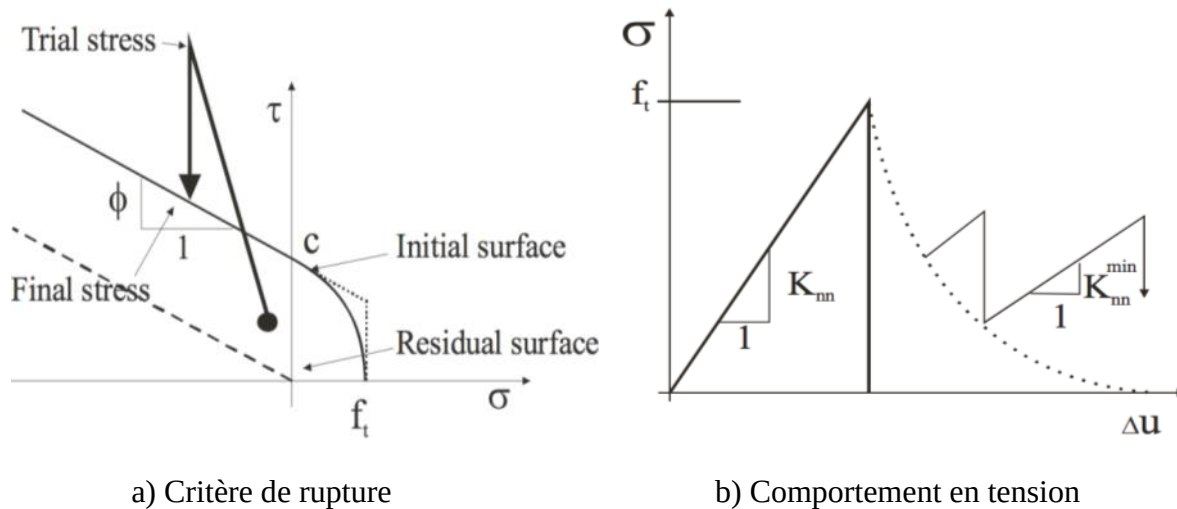
Afin de faire face au problème, un correctif a été appliqué sur les valeurs de déformations mesurées. Étant donné que les valeurs de  $E_s$  sont généralement très proches de la valeur nominale de 200 000 MPa, la courbe contrainte déformation expérimentale a été translatée de manière à obtenir la pente théorique attendue. Les déformations obtenues après correction sont dans la gamme attendue pour des aciers de grade 400W et concordent avec les résultats déjà obtenus pour des armatures provenant de l'entreprise Béton Brunet. Par ailleurs, des analyses numériques menées avec les deux courbes contraintes-déformation (c'est-à-dire corrigée et non corrigée) ont permis de vérifier que les écarts de résultats sont minimes étant donné que le niveau de contrainte des armatures est demeuré majoritairement sur le plateau plastique (phase d'écrouissage peu ou pas atteinte). Les courbes contrainte-déformation nominales, expérimentales et corrigées sont présentées à la Figure 4-34.



**Figure 4-34: Courbe contrainte-déformation utilisées pour les armatures**

#### 4.4.3 Propriétés d'interfaces

Afin de reproduire de manière adéquate le comportement structural des spécimens, il était nécessaire de modéliser les joints de construction entre deux bétons ou mortiers adjacents. Pour ce faire, des éléments d'interface ont été utilisés. Le comportement et la rupture des interfaces est régi par un critère de Mohr-Coulomb (Cervenka et al., 2013) qui prend en compte la résistance à la traction des interfaces ( $f_t$ ), la cohésion ( $c$ ) et la friction ( $\mu$ ). Selon ce critère, plus l'interface est comprimée, meilleure est sa résistance en cisaillement. Le comportement des interfaces comprimées est fonction de la cohésion et de la friction des éléments environnants. Lorsque les interfaces sont soumises à des forces qui tendent à les ouvrir (traction), on observe une diminution de la résistance au cisaillement. Lorsque les contraintes dépassent  $f_t$ , les interfaces sont considérées comme ouvertes et n'offrent plus aucune résistance (si ce n'est le frottement résiduel entre les surfaces après leur rupture). Ainsi, une interface comprimée assure une continuité entre les deux matériaux adjacents, alors qu'une interface ouverte marque une rupture spatiale et structurale. Le critère de rupture des interfaces tel que décrit ci-dessus est illustré sur la Figure 4-35a.



**Figure 4-35: Modélisation des interfaces (Cervenka et al., 2013)**

Les interfaces sont soumises à des efforts normaux qui tendent à les ouvrir ou à les comprimer, et à des efforts transversaux qui tendent à les cisailer. Les déformations associées à ces efforts sont calculées grâce aux rigidités élastiques normales ( $K_{nn}$ ) et transversales ( $K_{tt}$ ) fournies au logiciel. Comme illustré sur la Figure 4-35b, des rigidités résiduelles ( $K_{nn}^{min}$  et  $K_{tt}^{min}$ ) doivent également être spécifiées pour assurer la stabilité numérique. Des valeurs de 100 à 1000 fois plus petites que les valeurs initiales sont recommandées à cet égard (Cervenka et al., 2013). Cervenka (2013) fournit des règles générales pour guider le choix de  $c$ ,  $\mu$ ,  $f_t$ ,  $K_{nn}$  et  $K_{tt}$ . Cependant, les valeurs utilisées dans ce projet sont tirées des travaux expérimentaux de Lessard (2009), de Duchesneau (2010) et de CSA-A23.3 (2004). Ces valeurs sont présentées au Tableau 4-5.

**Tableau 4-5: Propriétés d'interface**

| Condition                    | $f_t^1$<br>(MPa) | $c^2$<br>(MPa) | $\mu^2$<br>(-) | $K_{nn}^1$<br>(MN/m <sup>3</sup> ) | $K_{tt}^1$<br>(MN/m <sup>3</sup> ) | $K_{nn}^{min\ 3}$<br>(MN/m <sup>3</sup> ) | $K_{tt}^{min\ 3}$<br>(MN/m <sup>3</sup> ) |
|------------------------------|------------------|----------------|----------------|------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Béton/Béton<br>Béton/Mortier | 3.0              | 0.5            | 1              | 500x10 <sup>3</sup>                | 25x10 <sup>3</sup>                 | 5x10 <sup>3</sup>                         | 0.25x10 <sup>3</sup>                      |
| Plaque/Béton                 | 0                | 0.5            | 0.6            | 20x10 <sup>3</sup>                 | 20x10 <sup>3</sup>                 | 0.20x10 <sup>3</sup>                      | 0.2x10 <sup>3</sup>                       |

<sup>1</sup>Lessard (2009), <sup>2</sup>CSA A23.3 (2004), <sup>3</sup> Cervenka et al. (2013)

Dans le cas du spécimen en BHP où différentes coulées ont été réalisées, une interface Béton/Béton a été utilisée entre le parapet et le trottoir et entre le trottoir et la dalle. En revanche, pour les spécimens en BFHP et en BFUP, des interfaces « parfaites » ont été utilisées étant donné que parapets et trottoirs ont été coulés de manière monolithique. L'interface Béton/Béton a été utilisée pour modéliser les contacts entre le mortier de la niche et le béton environnant. Cette interface a également été utilisée entre le trottoir et la dalle. De manière sécuritaire, aucune modification n'a été effectuée pour prendre en compte l'effet bénéfique des granulats exposés des surfaces. L'interface Plaque/Béton a été utilisée pour modéliser le contact entre la plaque de chargement et les parapets. Les couches de polythène utilisées avaient pour but d'empêcher toute adhésion entre la plaque et les parapets, ce qui explique le choix d'une valeur de  $f_t$  nulle (aucun effort de cisaillement transmissible par la plaque).

## 4.5 Résultats numériques complémentaires

La minimisation des coûts et des quantités est une étape primordiale dans l'industrie du préfabriqué qui se prête à une production de masse. Dans le chapitre 3, la capacité des modèles numériques à reproduire adéquatement le comportement des parapets avec trottoir intégré soumis à un chargement statique a été démontrée. Cette reproduction a permis de valider les modèles numériques et les hypothèses sous-jacentes. Ainsi, une série d'études paramétriques a été réalisée afin d'optimiser l'utilisation des matériaux dans le parapet en BFHP. Ces études sont présentées dans le chapitre 3.

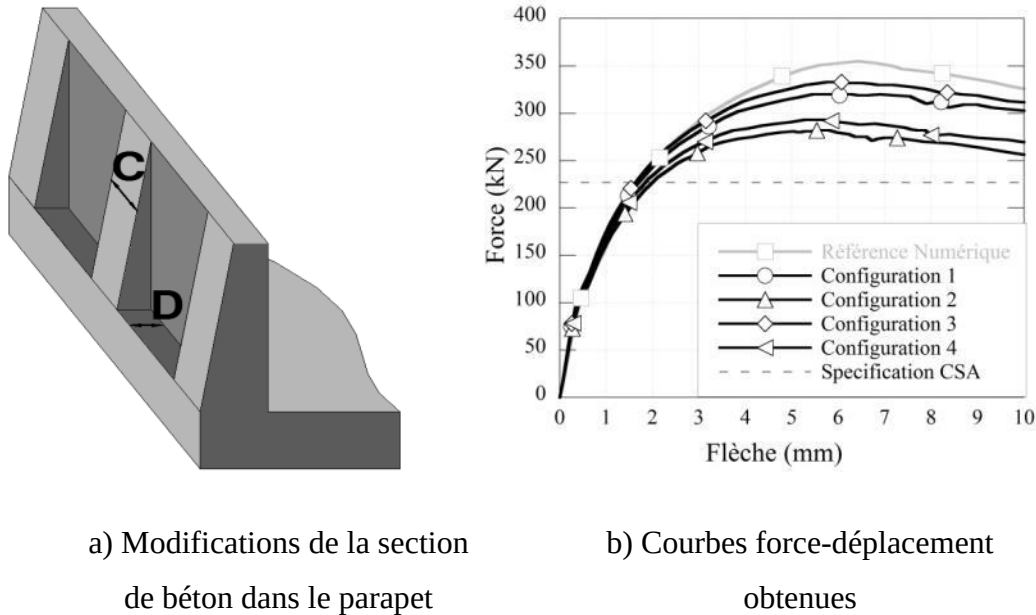
Des études paramétriques similaires ont également été menées sur le parapet avec trottoir intégré en BFUP dans le but de minimiser les volumes d'acier et de béton utilisés. Une première étude consistait à réduire les sections de béton dans le parapet en minimisant la réduction de la résistance statique. Dans le trottoir, la possibilité de réduire la quantité d'ancrage et d'agrandir la zone évidée du trottoir a également été évaluée. Les paramètres et les résultats de cette étude sont présentés dans ce qui suit. Le terme « Référence Numérique » désigne le modèle numérique ayant permis de reproduire la courbe expérimentale du parapet en BFUP tel que décrit à la Figure 3-8.

#### 4.5.1 Optimisation du béton dans le parapet en BFUP

Le parapet en BFUP présentait initialement une section pleine de 250 mm à la base et de 100 mm au sommet. Dans le but de réduire la quantité de béton utilisée dans le parapet en BFUP, des sections réduites ont été utilisées à l'arrière des parapets. Ces sections réduites ont été utilisées en alternance avec des nervures qui conservent l'épaisseur initiale du parapet en BFUP de 250 mm à la base. Une étude paramétrique a été menée afin de déterminer les dimensions idéales des sections réduites et des nervures. Le Tableau 4-6 présente les 4 combinaisons évaluées. Les courbes force-déplacement obtenues pour ces configurations sont présentées à la Figure 4-36b. Deux paramètres (C et D) ont été variés dans cette étude. Le premier paramètre (C) correspond à la largeur des nervures. Trois nervures ont été conservées aux endroits où se trouvent les trois armatures 15M (Figure 4-4b). Le second paramètre (D) correspond à l'épaisseur qui est évidée dans les sections intermédiaires.

**Tableau 4-6: Combinaison des paramètres C et D étudiées**

|                 | C (mm) | D (mm) |
|-----------------|--------|--------|
| Configuration 1 | 300    | 75     |
| Configuration 2 | 300    | 150    |
| Configuration 3 | 350    | 75     |
| Configuration 4 | 350    | 150    |



**Figure 4-36: Optimisation du parapet en BFUP**

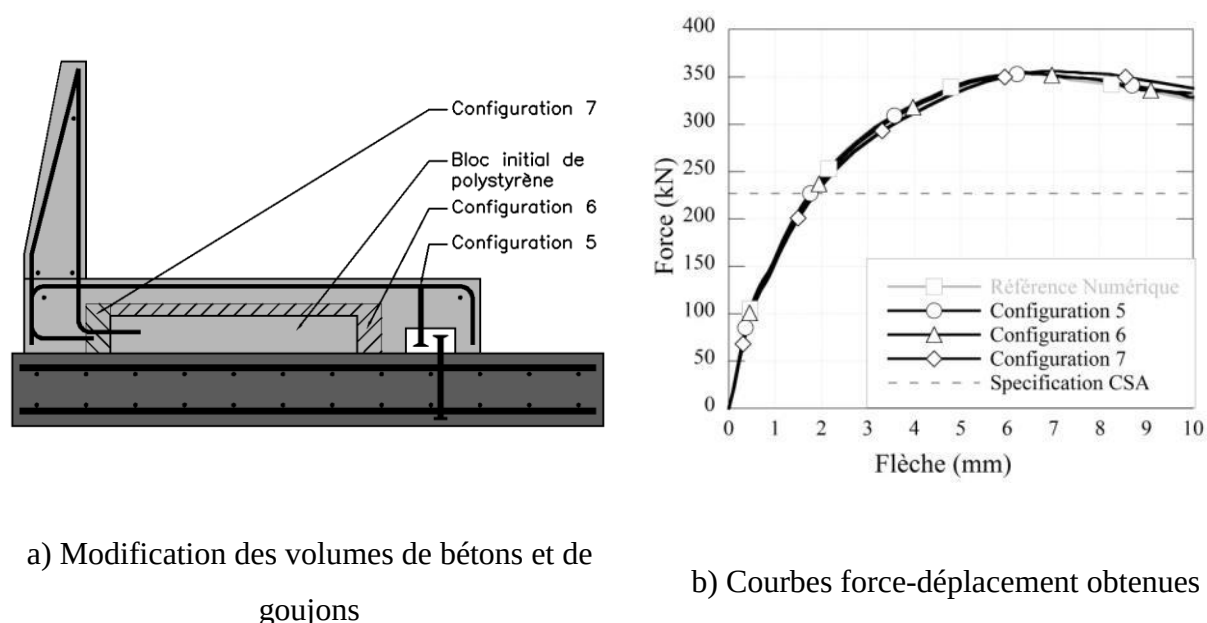
L'objectif de cette étude paramétrique est de réduire le volume de béton utilisé dans le parapet tout en respectant les exigences de résistance spécifiées par AASHTO (320 kN) et CSA (227 kN) pour les parapets de type TL-4 et PL-2 respectivement. Les résistances obtenues pour les configurations 2 et 4 ne sont pas adéquates puisqu'elles ne dépassent pas la résistance minimale de conception pour le TL-4 d'AASHTO. Les configurations 1 et 3 présentent des résistances supérieures aux exigences de l'AASHTO, cependant la configuration 3 permet d'atteindre une résistance plus élevée pour un volume de béton similaire. Ainsi, la configuration 3 sera conservée pour l'optimisation du parapet.

Il ressort également de cette étude paramétrique que l'épaisseur qui est évidée dans les sections intermédiaires (D) est prépondérante. En effet, pour des nervures de même largeur (C=300), la résistance au pic passe de 320 kN (configuration 1) à 282 kN (configuration 2) lorsque l'épaisseur de l'évidement D augmente de 75 mm à 150 mm. Cela s'explique par le fait que la largeur des sections réduites est supérieure à celle des nervures. Dans l'étude menée, c'est donc le paramètre D qui gouverne résistance au pic. En revanche, lorsque la largeur des nervures C est variée (épaisseur de l'évidement D constant), la résistance au pic n'est que peu affectée. Par exemple, lorsque l'épaisseur des nervures passe de 300 mm (configuration 1) à 350 mm

(configuration 3), la résistance au pic passe de 320 kN à 333 kN. Enfin, la rigidité initiale du parapet n'a pas été affectée par les modifications apportées.

#### 4.5.2 Optimisation du béton et de l'acier dans le trottoir en BFUP

Comme indiqué dans le chapitre 3, le système d'ancrage à l'extrémité du trottoir a été très peu sollicité lors des essais, et ce seulement après l'atteinte de la résistance maximale des parapets. Ce comportement est idéal étant donné que le code canadien (CSA, 2006) exige que les systèmes d'ancrage soient conçus de manière à être plus résistants que les parapets lors d'impacts de véhicules. Cependant, dans une optique d'optimisation, il a tout de même été envisagé d'augmenter l'espacement des goudjons (configuration 5) depuis la valeur initiale de 250 mm jusqu'à 500 mm. Comme on peut le constater sur la Figure 4-37b, le comportement force-déplacement des parapets n'a pas été affecté par cette réduction de 50% du nombre de goudjons.



**Figure 4-37: Optimisation du trottoir en BFUP**

À l'image de ce qui a été fait pour le trottoir du spécimen en BFHP, la possibilité d'élargir le bloc de polystyrène a été évaluée. Dans la configuration 6 (zone hachurée comme suit dans la Figure



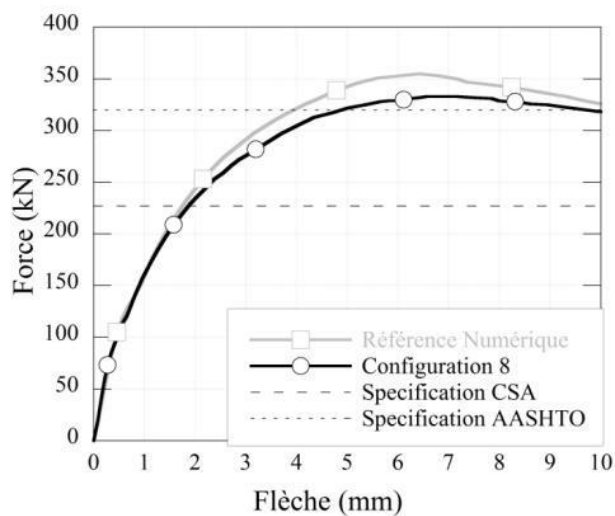
4-37a: ) , un bloc d'une largeur de 950 mm et d'une hauteur de 200 mm a été utilisé en comparaison aux dimensions initiales de 850 mm de largeur et de 150 mm de hauteur. Dans la configuration 7 (zones hachurées comme suit dans la Figure 4-37a:  + ), un agrandissement supplémentaire a été envisagé avec un bloc d'une largeur 1050 mm et une hauteur de 200 mm. La Figure 4-37b indique que les modifications apportées au bloc de polystyrène n'affectent pas le comportement force-déplacement initial des parapets.

Les similitudes observées pour les configurations 5, 6 et 7 s'expliquent par le fait que le trottoir et les ancrages ne sont sollicités principalement qu'après que la résistance maximale soit atteinte dans le parapet. Lors des essais expérimentaux, les efforts mesurés dans les ancrages ne dépassaient pas 135 MPa. Ces efforts ont augmenté plus significativement pour une flèche supérieure à 12 mm. Logiquement, un constat similaire a pu être établi quant au soulèvement à l'extrémité de l'ancrage du trottoir qui a commencé à augmenter seulement après que les parapets aient atteint leur capacité ultime. Ainsi, les modifications apportées dans par ces 3 configurations n'ont pas d'impact sur la rigidité et la résistance des parapets.

Dans la configuration 7, le bloc de polystyrène se retrouve presque en dessous du parapet dans la zone de rupture (Figure 3-5). Ainsi, l'épaisseur du trottoir (100 mm) devient le point faible du système où se propage la fissure principale. Afin d'éviter ce phénomène, et étant donné que les volumes de béton utilisés sont similaires pour les configurations 6 et 7 (Tableau 4-7), la configuration 6 est considérée comme la meilleur option en combinaison avec la configuration 5.

#### 4.5.2.1 Optimisation finale

Une étude combinant les paramètres des configurations 3, 5 et 6 a été menée. La courbe force-déplacement qui en découle est présentée à la Figure 4-38. On peut observer qu'après optimisation, la résistance au pic du parapet est passée de 355 kN à 333 kN. Cette dernière valeur est supérieure aux spécifications de l'AASHTO (2012) et de CSA (2006) pour les TL-4 et les PL-2 respectivement. Par rapport au parapet avec trottoir en BFUP initial, le parapet avec trottoir optimisé compte 11% moins de béton et 10% moins d'armature. En comparaison au parapet avec trottoir en BHP coulé en place, les volumes de béton et d'acier ont été réduits de 37% et de 75% respectivement, et ce pour une résistance similaire (Tableau 4-7).



**Figure 4-38: Résultat de l'optimisation finale du parapet et du trottoir en BFUP**

**Tableau 4-7: Résumé de l'optimisation du béton et de l'acier**

|                                         |         | Description                               | Masse acier (kg) <sup>1</sup> | Réduction acier vs BHP <sup>2</sup> | Volume béton (m <sup>3</sup> ) <sup>1</sup> | Réduction béton vs BHP <sup>2</sup> | Résistance statique (kN) |
|-----------------------------------------|---------|-------------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| Référence coulée en place               |         | BHP                                       | 145                           | 0%                                  | 1.73                                        | 0%                                  | 360                      |
| BFUP Préfabriqué<br>Référence Numérique |         | BFUP                                      | 40                            | -72%                                | 1.22                                        | -29%                                | 355                      |
| Optimisation du parapet                 | Conf. 1 | BFUP C=300 D=75                           | 40                            | -72%                                | 1.18                                        | -32%                                | 320                      |
|                                         | Conf. 2 | BFUP C=300 D=150                          | 40                            | -72%                                | 1.14                                        | -34%                                | 282                      |
|                                         | Conf. 3 | BFUP C=350 D=75                           | 40                            | -72%                                | 1.18                                        | -31%                                | 333                      |
|                                         | Conf. 4 | BFUP C=350 D=150                          | 40                            | -72%                                | 1.15                                        | -33%                                | 293                      |
| Optimisation du trottoir                | Conf. 5 | BFUP moins d'ancrages                     | 36                            | -75%                                | 1.22                                        | -29%                                | 345                      |
|                                         | Conf. 6 | BFUP bloc plus grand                      | 40                            | -72%                                | 1.13                                        | -35%                                | 345                      |
|                                         | Conf. 7 | BFUP bloc plus grand 2                    | 40                            | -72%                                | 1.10                                        | -36%                                | 345                      |
| Optimisation finale                     | Conf. 8 | Combinaison des Configurations 3, 5, et 6 | 36                            | -75%                                | 1.09                                        | -37%                                | 333                      |

<sup>1</sup> Masse et volume pour des parapets de 2 m avec trottoir intégré et ancrages

<sup>2</sup> Pourcentage par rapport aux quantités du parapet et du trottoir en BHP coulés en place

## 4.6 Discussion générale

Dans ce qui suit, une discussion générale permettra d'aborder, avec recul, certaines thématiques qui ont entouré ce projet. Cette discussion ne se substitue pas à celle proposée à la fin du chapitre 3, où des éléments de discussion plus spécifiques sont retrouvés.

L'analyse des documents de référence (CSA, 2006; ATC 2010; AASHTO 1989; AASTHO 2012) a permis de faire ressortir les règles qui régissent la conception et la validation des parapets de pont. Il en est ressorti, autant au Canada (CSA, 2006) qu'aux États-Unis (AASHTO, 2012), que le recours au crash-tests est la seule méthode légale qui permet de valider la conception. Cependant, les crash-tests demandent des ressources importantes et requièrent beaucoup de planification. Certaines légères modifications de concept ne peuvent justifier de tels investissements. Ainsi, nonobstant cette prérogative, les codes permettent l'adaptation des parapets préalablement crash-testés. Cependant, les règles entourant les modifications ne sont que vaguement précisées. Il en revient donc au jugement du concepteur (ATC, 2010) de ne pas modifier de manière significative (CSA, 2006) le comportement des parapets de référence, afin de conserver l'interaction véhicule-structure initiale en cas d'accident. Les concepteurs ne disposent que d'une petite marge de manœuvre. Ainsi, à moins de recourir à un crash-test, les géométries de parapets préfabriqués devront toujours être basées sur les modèles de parapets existants et homologués (celui de la Ville de Montréal dans ce projet). Il faudra au minimum s'assurer de dépasser les charges statiques équivalentes spécifiées par les codes. Ces dernières sont fournies afin de permettre le dimensionnement initial de parapets et d'ancrages préalablement à un crash-test. Il faut également s'assurer que la rigidité initiale du parapet de référence est conservée pour préserver l'interaction véhicule-structure du parapet de référence.

Cela étant dit, l'impact des modifications apportées, et notamment le comportement du système d'ancrage, devront toujours être validés par les méthodes admissibles (ATC, 2010). Parmi ces méthodes figurent les essais expérimentaux statiques, les essais expérimentaux dynamiques, les analyses numériques ou les méthodes analytiques. Il est possible d'avoir recours à des essais dynamiques sur des parapets préfabriqués en laboratoire tel que réalisé dans d'autres projets (Amimansour, 2004; Niamba, 2009; Duchesneau, 2010). Ces essais permettent d'établir le comportement dynamique de la structure face à un impact mais ne donnent aucune indication sur

les accélérations et dommages subis par le véhicule et ses passagers. Par ailleurs, une résistance dynamique supérieure est anticipée pour les parapets en béton (CSA, 2006; Niamba, 2008; Duchesneau, 2010). Les travaux de Duchesneau et de Niamba ont démontré que les parapets ayant bien performé en condition de charge statique ont également performé adéquatement sous charge dynamique. En fait, pour un niveau de chargement identique, l'état d'endommagement du parapet est toujours plus sévère sous charge statique. Dans ce contexte, des essais statiques combinés à une validation numérique ont été privilégiés dans le cadre de ce projet. L'effet d'une charge dynamique n'a pas été évalué, mais il pourra éventuellement être pris en compte de manière numérique dans le cadre d'un autre projet.

Il est ressorti des essais que les trois spécimens dépassaient largement la force de conception statique pondérée du code canadien (CSA, 2006). Cependant, le parapet en BFHP ne dépassait pas la force de conception statique pondérée du code américain (AASHTO, 2012). Il a donc été nécessaire de rehausser la capacité du spécimen préfabriqué en BFHP pour qu'il convienne à l'ensemble des exigences en Amérique du Nord. Des options ont été proposées et validées numériquement pour y parvenir dans le chapitre 3.

Une orientation des fibres plus défavorable que prévue a été constatée. Pour rappel, une fibre bien orientée est une fibre positionnée perpendiculairement à la macro fissure. Les fibres s'orientent généralement dans le sens de l'écoulement. Il n'en reste pas moins que l'orientation des fibres pendant une coulée est complexe à prédire. Pour des géométries prismatiques et élancées (dalle, poutres, etc.), le flux donné au béton frais est souvent suffisant pour obtenir une orientation favorable. Pour des géométries plus complexes (changement d'angle, de section, etc.) des dispositions supplémentaires doivent souvent être prises. À cet effet, il avait été décidé de couler les parapets avec trottoir intégré à l'envers. Cette mesure devait permettre d'aligner les fibres horizontalement dans le trottoir et verticalement dans le parapet. La validité de la méthode utilisée reste difficile à établir, même après le carottage des spécimens. Qui plus est, le profil de fissuration obtenu a rendu difficile la bonne orientation des fibres dans le plan de rupture. À vrai dire, face à une fissure en arc, il n'y avait pas d'orientation idéale. Cette réalité a fait en sorte qu'une résistance plus faible que celle anticipée lors la phase de conception a été obtenue. La décision de couler les parapets et les trottoirs de manière monolithique a donc eut deux effets contraires. Elle a permis d'obtenir de plus grandes résistances par la contribution mécanique du

trottoir. En contrepartie, la fissure en arc de cercle a réduit la contribution attendue des bétons fibrés.

L'utilisation de béton renforcé de fibres a permis des réductions significatives des volumes de béton et d'acier. Dans le parapet et le trottoir du spécimen en BFHP les quantités de béton et d'armatures ont été réduites de 22% et de 59% respectivement par rapport à la référence en BHP. Dans le parapet et le trottoir en BFUP ces quantités ont été réduites de 29% et de 72% respectivement. Malgré les réductions des volumes de béton et d'acier, et malgré une orientation défavorable des fibres, les parapets préfabriqués avec trottoir intégré dépassent largement les exigences de résistance du code canadien. Par ailleurs, ils présentent des rigidités similaires à celle du parapet de référence jusqu'à 175 kN. La combinaison de ces deux conditions permet de penser que les deux parapets préfabriqués devraient être suffisamment résistants lors d'un impact de véhicule sans que l'interaction véhicule-structure initiale ne soit significativement modifiée. Un succès au crash-test est attendu.

Ce projet a été réalisé dans le cadre d'un partenariat industriel. Lors de la conception d'éléments de béton préfabriqué, il est important de garder un regard sur la reproductibilité du processus de production et la facilité d'installation. En effet, il s'agit d'une industrie qui se prête à la production de masse et à la chaîne. Les parapets préfabriqués, bien qu'étant des prototypes, devaient utiliser des méthodes reproductibles. Deux stratégies ont permis d'aller en ce sens. Premièrement, les parapets et les trottoirs ont été coulés de manière monolithique. Entre la coulée et le mûrissement du béton, il faut généralement compter 4 à 5 jours. Si trottoirs et parapets devaient être coulés séparément, ce serait 4 à 5 jours d'immobilisation dans le processus. Une coulée monolithique permettait de remédier à cette problématique. Deuxièmement, plutôt que d'avoir recourt à des armatures conventionnelles coupées, pliées et installées dans une niche de petites dimensions, l'utilisation de rails préfabriqués avec goujons a permis des gains appréciables de temps. Par ailleurs, le choix d'utiliser des tuyaux d'injection compatibles avec les pompes permet aussi d'envisager une connexion rapide en chantier. Pour des raisons de place au laboratoire, la longueur des spécimens avait été fixée à deux mètres. Dans la pratique, il est envisagé de fabriquer des spécimens de 4 m et de les connecter longitudinalement. L'effet des connexions longitudinales ne faisait pas partie de ce projet. Cependant, Namy (2012) a démontré que la continuité longitudinale permettait aux parapets préfabriqués d'offrir le même niveau de

résistance et aux dalles de pont de présenter le même niveau d'endommagement que les éléments de ponts conventionnels.

L'ensemble des remarques précédentes permet donc de considérer que les parapets avec trottoir intégré de ce projet de recherche s'avèrent une solution économique, rapide et performante mécaniquement. Ces concepts devraient donc être considérés pour la construction.

## **CHAPITRE 5      CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS**

Les faits saillants découlant de l'ensemble des travaux effectués sont repris dans ce chapitre, afin de présenter un regard synthétique sur les enseignements qui en ressortent. Des recommandations sont également formulées. Ces informations constituent une base solide pour les concepteurs et les chercheurs désirant poursuivre le développement ou utiliser des parapets préfabriqués avec trottoirs intégrés.

### **5.1 Rappel des objectifs**

L'objectif principal de ce projet était de dimensionner, de construire et de tester des concepts de parapets préfabriqués en bétons renforcés de fibres avec trottoir intégré, afin de faire face aux problématiques liées à la durabilité des parapets et des trottoirs et à leur temps de construction. Un système permettant l'ancrage des éléments préfabriqués devait également être développé. Un spécimen de référence analogue aux parapets et trottoirs actuellement coulés en place par la Ville de Montréal devait également être reproduit et testé comme base de calibration.

Plus spécifiquement, les spécimens préfabriqués devaient répondre aux exigences du Code Canadien des Ponts Routiers (CSA, 2006). De plus, puisque l'utilisation des BFHP est plus coûteuse, il convenait d'optimiser au maximum les quantités de matériaux dans les parapets et les trottoirs préfabriqués.

### **5.2 Conclusions**

Suite à la revue de la documentation, à la fabrication des spécimens, aux essais statiques qui ont été menés et à l'analyse des résultats expérimentaux et numériques, les conclusions suivantes peuvent être tirées.

- Le recours aux bétons renforcés de fibres et la décision de couler les parapets et trottoir de manière monolithique ont permis une réduction significative des quantités de béton et d'acier. En comparaison au spécimen de référence, la quantité d'acier a été réduite de 35% dans le spécimen en BFHP et de 48% dans le spécimen en BFUP. La quantité de béton a été réduite de 29% dans le spécimen en BFHP et de 37% dans le spécimen en BFUP.

- Une charge transversale équivalente aux efforts d'impact mesurés sur les parapets PL-2 a été appliquée en laboratoire sur les spécimens fabriqués. La capacité des spécimens en BHP, BFHP et BFUP dépasse les exigences des parapets PL-2 (CSA, 2006) de 59%, 21% et 52% respectivement. Les spécimens en BHP et en BFUP dépassent également les exigences des parapets TL-4 (AASHTO, 2012) de 17% et de 11% respectivement.
- Suite à une phase d'optimisation numérique du dimensionnement des parapets préfabriqués, la capacité structurale des spécimens en BFHP et en BFUP a été modifiée. La capacité des parapets optimisés en BFHP et BFUP dépasse les exigences des PL-2 (CSA, 2006) de 50% et 47% respectivement. Ils surpassent également les exigences des TL-4 (AASHTO, 2012) de 9% et 6% respectivement.
- L'orientation des fibres à la jonction parapet-trottoir n'a pas été optimale de sorte que la contribution mécanique des fibres dans les spécimens préfabriqués a été moins favorable que prévu.
- Un nouveau système d'ancrage a été développé. Il s'est avéré très efficace et a subi un endommagement très limité après l'atteinte de la résistance maximale des parapets. Ceci semble indiquer qu'en cas d'impacts de véhicules, les ancrages n'auraient pas à être remplacés, comme le stipule le code (CSA, 2006).
- Le recours aux blocs de polystyrène était une manière sécuritaire et efficace de réduire le coût et le poids du béton de masse du trottoir qui n'était que très peu sollicité.
- La coulée monolithique des parapets et des trottoirs, la réduction des quantités d'armatures et l'utilisation de rails de goujons préfabriqués ont permis de réduire les temps de fabrication en usine. Par ailleurs, l'installation de tuyaux dans la niche a été une solution rapide et efficace pour procéder à l'injection de la niche et donc la connexion des parapets en chantier. Par conséquent, la mise en place des éléments préfabriqués sur la dalle de pont requerrait significativement moins de temps que l'installation de parapets coulés en place.
- Les modèles d'éléments finis ont permis une reproduction adéquate du comportement globale des spécimens. La rigidité, la résistance, les modes de ruptures et les contraintes dans les armatures ont notamment été simulés avec précision.



- Les études numériques menées ont permis de proposer des concepts finaux qui optimisent au maximum l'utilisation du BFHP, du BFUP et de l'acier. Ainsi, par rapport au spécimen de référence, les volumes de béton ont été réduits de 32% et de 37% et les quantités d'acier ont été réduites de 58% et 75% dans les spécimens en BFHP et en BFUP respectivement.
- Les parapets optimisés en BFHP et en BFUP présentent des modifications en termes de dimensions et de matériaux par rapport au concept du parapet de référence qui avait été crash-testé. Toutefois, ces nouveaux parapets préfabriqués ont une rigidité et une résistance similaires à celles du parapet coulé en place. Il est donc réaliste d'assumer que l'interaction véhicule-parapet lors d'un essai de collision serait peu modifiée et répondrait aux exigences des crash-test.
- L'utilisation de parapets préfabriqués permet d'éviter la fissuration précoce causée par le retrait restreint. De plus, l'utilisation de BFHP et de BFUP plus durables que les BO (résistance au gel/dégel, perméabilité à l'eau réduite, etc.) et la réduction de la quantité d'armatures (réduction des risques de corrosion) permet d'entrevoir une durabilité accrue de ces éléments par rapport au parapet coulé en place.

### 5.3 Recommandations

Dans l'éventualité de la poursuite de la recherche sur les parapets de pont préfabriqués avec trottoir intégré et de leur prochaine utilisation sur les structures, certaines recommandations sont proposées. Ces recommandations découlent des observations réalisées dans ce projet, ainsi que des avenues qu'il reste à explorer. Les recommandations suivantes sont formulées.

- Il est clairement ressorti de la revue de la documentation que le Code des ponts (CSA, 2006) réfère encore à certains documents obsolètes qui depuis ont été mis-à-jour. Il peut être recommandé aux concepteurs et aux chercheurs de consulter les spécifications de MASH (2009) et d'AASHTO (2012) pour connaître les dernières tendances pour la conception de parapets préfabriqués. Par ailleurs, un passage aux *Test-Level* (TL) est attendu dans la nouvelle édition du Code. Dans cette future édition, il serait aussi pertinent que la modification de la morphologie véhiculaire soit prise en compte.

- Des parapets isolés d'une longueur de deux mètres ont été produits, et la charge simulée n'a été appliquée qu'au centre des parapets. Dans la pratique, les parapets mesureront généralement 4 m, ce qui leur fournira une résistance supérieure. En revanche, l'impact peut avoir lieu à une extrémité longitudinale des parapets. Une charge excentrique générera de la torsion, un mode de sollicitation qui n'a pas été évalué dans ce projet. Le Code (CSA, 2006) souligne que les transitions et les connexions doivent également répondre aux exigences de résistance : l'élément le plus faible de la structure doit être capable de reprendre les efforts maximaux. Il faudrait donc simuler, expérimentalement ou numériquement, l'effet d'une charge excentrique ainsi que l'effet d'une charge appliquée sur la connexion permettant la jonction longitudinale des parapets. Namy (2012) et Jeon (2010) ont effectués des travaux expérimentaux et numériques qui fournissent des indications pertinentes à ce sujet.
- Les essais statiques réalisés dans ce projet ont fourni de précieuses informations sur le comportement et la capacité structurale des parapets. L'effet d'une charge dynamique sur les parapets préfabriqués avec trottoirs intégrés reste encore à établir. Étant donné qu'une résistance supérieure est attendue face à une sollicitation dynamique équivalente à une même sollicitation statique (NCHRP, 1970; Niamba, 2008; Duchesneau, 2010), une évaluation numérique sur les modèles préalablement calibrés serait suffisante. Il serait important de démontrer que les modifications apportées au parapet de référence ne modifient pas de manière significative le comportement dynamique des spécimens (CSA, 2006).
- Face au mode de rupture en arc de cercle obtenu dans les spécimens préfabriqués, il était difficile de parvenir à une orientation idéale des fibres. Par conséquent, avec la configuration actuelle des parapets, il sera important de considérer l'effet d'une orientation moins favorable des fibres dans le béton, et de s'assurer qu'une quantité d'armature suffisante est utilisée dans la zone de rupture. L'orientation des fibres dans les BRF est actuellement une thématique de recherche très pertinente. Il serait très intéressant de simuler l'écoulement des BRF avec des modèles tridimensionnels afin de prédire ou d'optimiser l'orientation des fibres. Les travaux de Delsol (2012) peuvent donner de précieuses indications sur la mesure des coefficients d'orientation des fibres et l'impact sur les lois de comportement des BRF.

- Le polystyrène a été choisi pour sa disponibilité sur le marché et sa légèreté afin de remplacer une partie du béton. La contribution structurale du polystyrène étant négligeable, son remplacement par d'autres matériaux compacts peut être envisagé. Par exemple, des matériaux recyclés (béton recyclé ou autres) et compactés pourraient être utilisés à cet effet pour réduire le coût et/ou l'empreinte environnementale de cet élément.
- Il serait intéressant de développer un mode de connexion pour les parapets et trottoirs préfabriqués qui pourraient être utilisés, non pas pour l'installation sur des ponts nouvellement construits, mais dans le cadre de réhabilitations. L'ancrage des barres dans des trous forés remplis d'époxy (Duchesneau, 2010) pourrait être un moyen d'y parvenir.
- L'utilisation des BRF et des BFUP permet une réduction substantielle des armatures et des quantités de béton. Ceci signifie une réduction du poids de transport et du poids mort imposé aux piles (impact sur le dimensionnement sismique). De surcroît, l'installation des parapets préfabriqués est un processus substantiellement plus court et moins coûteux que de fabriquer les parapets en place (FHWA, 2009; Charron and al., 2011). Enfin, l'augmentation de la durée de vie liée à l'amélioration de la durabilité des spécimens préfabriqués devrait également être notable. Ainsi, malgré le coût plus élevés de ces bétons, les réductions en coûts d'armature, de main d'œuvre et d'installation permettent des économies additionnelles. Il serait donc pertinent de mener une étude économique globale sur le cycle de vie de l'ouvrage comparant les coûts associés à l'option des parapets coulés-en-place à l'option des parapets préfabriqués. Tous les intrants devraient être pris en compte.

## BIBLIOGRAPHIE

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

AASHTO. (1994). Bridge Design Specifications, SI Units, 1st Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

AASHTO. (2009). Manual for Assessing Safety Hardware (MASH). American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

AASHTO. (2012). Bridge Design Specifications, SI Units, 6th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

Agence QMI. (2013). <http://fr.canoe.ca/infos/societe/archives/2013/07/20130701-171505.html> (Consulté le 14 Novembre 2013).

Albin, R., Bullard, L., Abu-Odeh, A., Menges, W.L. Washington State Precast Barrier. Washington State Department of Transportation.

Aminmansour, A. (2004). Performance Characteristics of Precast and Reinforced Concrete Bridge Barriers Subjected to Static and Impact Loads. Ph.D. Thesis. The Pennsylvania State University. PA.

Androuët, C., and Charron, J.P. (2010). Vérification du comportement au gel-dégel de deux bétons renforcés de fibres métalliques. Rapport technique de laboratoire (EPM- GRS-BRFAEA-1.2), École Polytechnique de Montréal, Montréal.

Association des Transports du Canada (ATC). (2010). Guide to Bridge Traffic and Barriers. Transportation Association of Canada – Association des Transports du Canada, Ottawa.

Beaurivage, F. (2009). Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, p 294).

Bullard, D.L., Sheikh, N.M., Bligh, R.P., Haug, R.R., Schutt, J.R., Storey, B.J. (2006). Aesthetic Concrete Barrier Design. National Cooperative Highway Research Program Report 554, TRB, National Academy of Sciences. Washington, D.C.

Buth, C.E., Hirsch, T.J., and McDevitt, C.F. (1990). Performance Level 2 Railings. Transportation Research Record 1258, pp. 32-50.

CEB-FIB. (2000). Bond of reinforcement in concrete, State-of-art report. International Federation for Structural Concrete (FIB), Lausanne. Bulletin 10.

Červenka, V., Jendele, L., and Červenka, J. (2012). ATENA Program Documentation. Cervenka Consulting Ltd. Prague, Czech Republic

Charron, J.P., Desmettre, C. (2013). Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables Rapport de Recherche SR13-01. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Charron, J.P., Niamba, E., Massicotte, B. (2011). Static and dynamic behaviour of high- and ultrahigh-performance fibre-reinforced concrete precast bridge parapets. ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol 16, Issue 3, pp. 413-421.

Charron, J.P., Rossi, P., Boulet, D., (2013). Notes de cours de l'École Polytechnique de Montréal: Technologie du Béton. Montréal, Québec, Canada.

Claude, J-F., Ahmed, E., Cusson, D., Benmokrane, B. (2011). Early-age cracking of steel and GRFP-reinforced concrete bridge barriers. CSCE Annual Conference, Ottawa, Canada, June 14-17, pp. 1-10.

CSA-S6-06. (2006). Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC). CSA International. Toronto, Canada.

Culmo, M. (2009). Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems. Federal Highway Administration. Report No. FHWA-IF-09-010.

Cusson, D., Repette, W. (2000). Early-Age Cracking in Reconstructed Concrete Bridge Barrier Walls. ACI Materials Journal, Vol 97, No 4, pp. 438-446.

Decon USA. (2013). "Studrails® Design Specifications".

<http://www.deconusa.com/index.php/studrails1> (Consulté le 18 Janvier 2013).

Delsol, S. (2012). Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Duchesneau, F., Charron, J.-P., Massicotte, B. (2011). Monolithic and hybrid precast bridge barriers in high and ultra-high performance fiber reinforced concretes, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 38, N° 8, pp. 859-869.

FHWA. (1986). Memorandum. Federal Highway Administration, August 28, Washington, DC.

Jiang, T., Grzebieta, R.H., Zhaor, X.L. (2004). Predicting impact loads of a car crashing into a concrete roadside safety barrier. *International Journal of Crashworthiness*, Vol 9, No 1, pp. 45-63.

Habel, K., Charron, J.P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., and Massicotte. (2008, Février). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35 (2).

Haluk, A., Attanayaka, U. 2004. Causes and cures for cracking of concrete barriers, Michigan Department of Transportation, Lansing. Research Report RC-1448.

Jeon, S-J., Choi, M-S., Kim, Y-J. (2011). Failure Mode and Ultimate Strength of Precast Concrete Barrier. *ACI Structural Journal*: Janvier/Février 2011, Vol. 108, No 1, pp. 99-107.

Kaliber, F.W., Russo, F.M., Terry, J.W. (2004). Cost-effective practices for off-system and local interest bridges. National Cooperative Highway Research Program Report 327, TRB, National Academy of Sciences. Washington, D.C.

Kozel, S. (1997). “New Jersey Median Barrier History”. Roads to the Future Highway and Transportation Historic. <http://www.roadstothefuture.com/main.html> (Consulté le 10 Novembre 2013).

Lessard, M.-C. (2009). Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Mak, K.K, Gripne, D.J., McDevitt, C.F. (1994). Single-Slope Concrete Bridge Rail. *Transportation Research Record* 1468. Pp. 25-33.

Mak, K.K., Sicking, D.L. (1990). Rollovers Caused by Concrete Safety-shaped Barriers. *Transportation Research Record* 1258, pp. 71-81.

Markovic, I. (2006). High-performance hybrid-fibre concrete: development and utilisation (Delft University Press). <http://resolver.tudelft.nl/uuid:44ed51cd-fc27-4353-ab81-cf8348f52443> (Consulté le 02 Février 2014).

- McDevitt, C. (2000). Basics of Concrete Barriers. Public Roads Journal: Vol. 63, No. 5, Mars/Avril 2000.
- Michie, J.O. (1981). Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Safety Appurtenances. National Cooperative Highway Research Program Report 230, TRB, National Academy of Sciences, Washington, D.C.
- Mitchell, G., Strahota, M.T., Gokani, V., Picòn, R., Yang, S., Klingner, R.-E. (2010). Performance of retrofit highway barriers with mechanical anchors. ACI Structural Journal, Vol 107, Issue 4, pp. 381-389.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ). (2010). Normes – Ouvrages d'Art Tome III. Ministère des Transport du Québec, Québec.
- Ministère des Transports du Québec (MTQ). (2010). Normes – Dispositifs de retenue Tome VIII. Ministère des Transport du Québec, Québec.
- Naaman, A. E. (2008). High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. In C. Shi & Y. L. Mo, (Éds.), High-Performance Construction Materials - Science and Applications: World Scientific.
- Namy, M. (2012). Structural behavior of bridge decks with cast-in-place or precast concrete bridge barriers when barriers are subjected to static loading. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.
- Namy, M., Charron, J.P., Massicotte, B. (2014). Nonlinear finite element study of cast-in-place and precast concrete barriers anchored to bridge deck overhangs. Submitted to ASCE Bridge Engineering Journal.
- Namy, M., Charron, J.P., Massicotte, B. (2013). Structural behaviour of cast-in-place and precast concrete barriers subjected to transverse static loading and anchored to bridge deck overhangs. Submitted to the Canadian Journal of Civil Engineering.
- OCDE. (1989). Durabilité des ponts routiers en béton – Rapport réalisé par un groupe d'experts scientifiques de l'Organisation de Coopération et de Développement Économique (OCDE). Paris, France.

- Oesterlee, C. (2010). Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse. <http://library.epfl.ch/theses/?nr=4848> (Consulté le 27 Mars 2014).
- Parant, E., Rossi, P., Le Maou, F. (2007). Durability of a multiscale fibre reinforced cement composite in aggressive environment under service load. Cement and Concrete Research, 1106-1114.
- Pfeiffer, D.W. and M. J. Seali. (1981). Concrete Sealers for Protection of Bridge Structures. NCHRP Report 244. Washington, D.C.: Transportation Research Board.
- Ross, H.E., Sicking, D.L., Zimmer, R.a. (1993). Recommended Procedure for the Safety Performance Evaluation of Highway Features. National Cooperative Highway Research Program Report 350, TRB, National Academy of Sciences. Washington, D.C.
- Rossi, P. (1998). Les bétons de fibres métalliques. Paris: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Rossi, P., Arca, A., Parant, E., Fakhri, P. (2005). Bending and compressive behaviors of a new cement composite. Cement and Concrete Research, 27-33.
- Sennah, K., Patel, G., Kianoush, R. (2008). Development of Precast Concrete Barrier Wall System for Bridge decks.
- Sicking, D L and Mak, K K. (2001). Improving Roadside Safety by Computer Simulation. Public Roads, Vol. 64, No. 4.
- Staton, J.F. and Knauff, J. and Michigan Department of Transportation. (2007). Performance of Michigan's Concrete Barriers. Materials Section, Construction and Technology Division research report. Michigan Department of Transportation.
- Whittemore, A.P., Wiley, J.R., Shultz, P.C., and Pollock, P.E. (1970). Dynamic Pavement Loads of Heavy Highway Vehicles. National Co-operative Highway Research Program, Report 105.
- Wuest, J. (2007). Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés. Mémoire de maîtrise. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse. <http://library.epfl.ch/theses/?nr=3987> (Consulté le 24 Mars 2014).



## **ANNEXE 1 – PLANS DES PARAPETS**

Les plans principaux des parapets avec trottoir intégré ainsi que ceux des tels que construits sont présentés dans cette annexe.

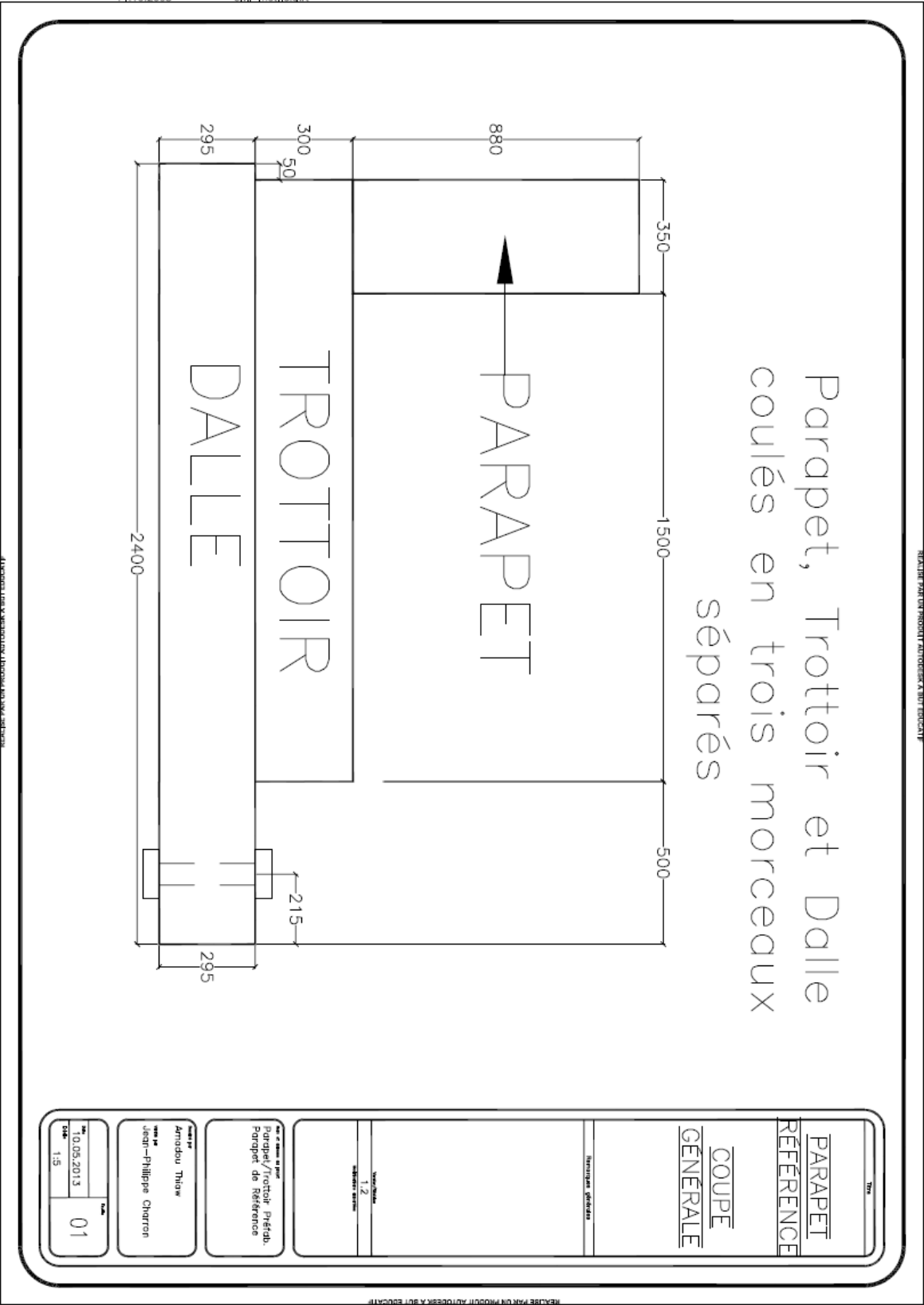


Figure A1-1: Coupe générale du parapet de référence

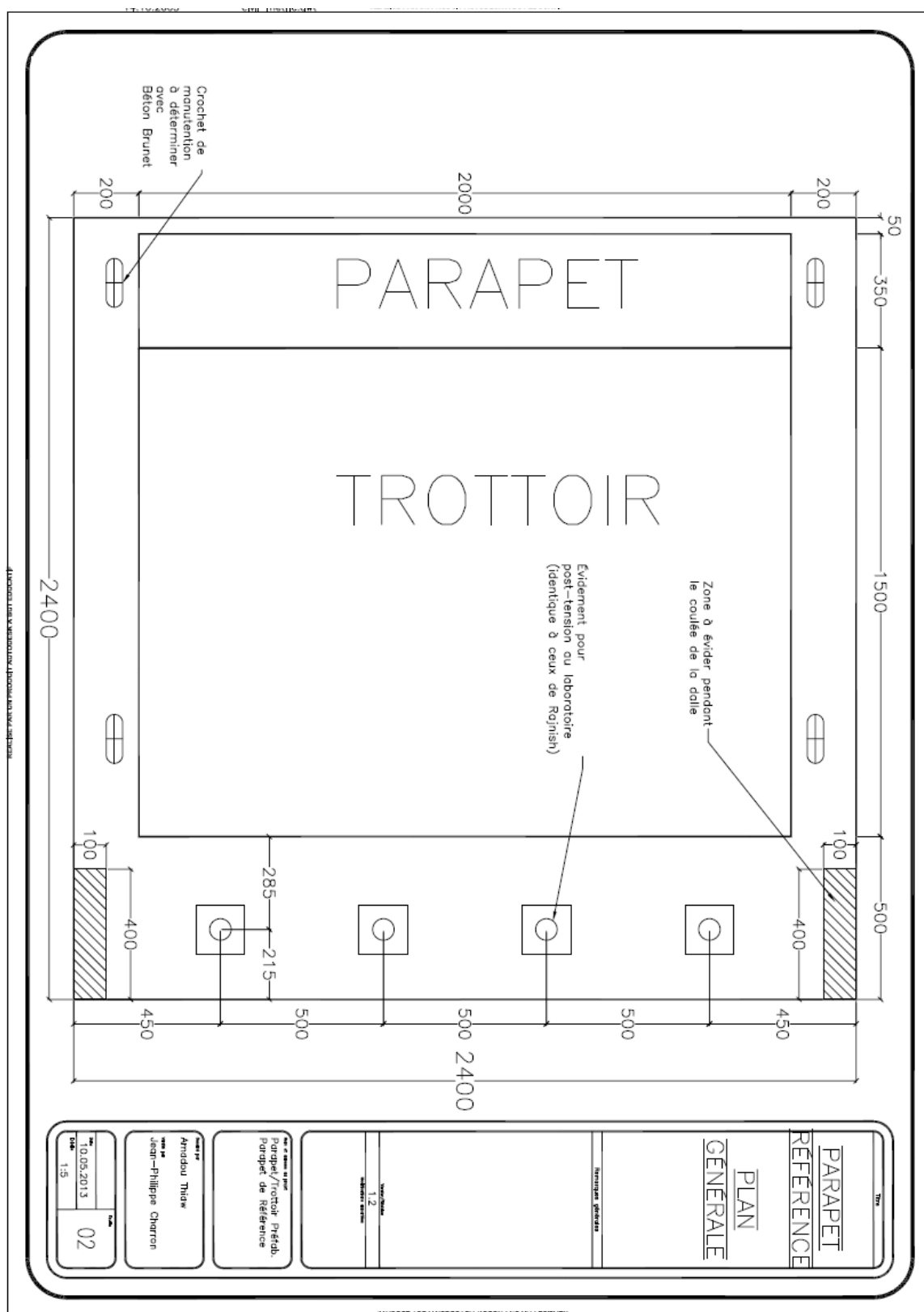
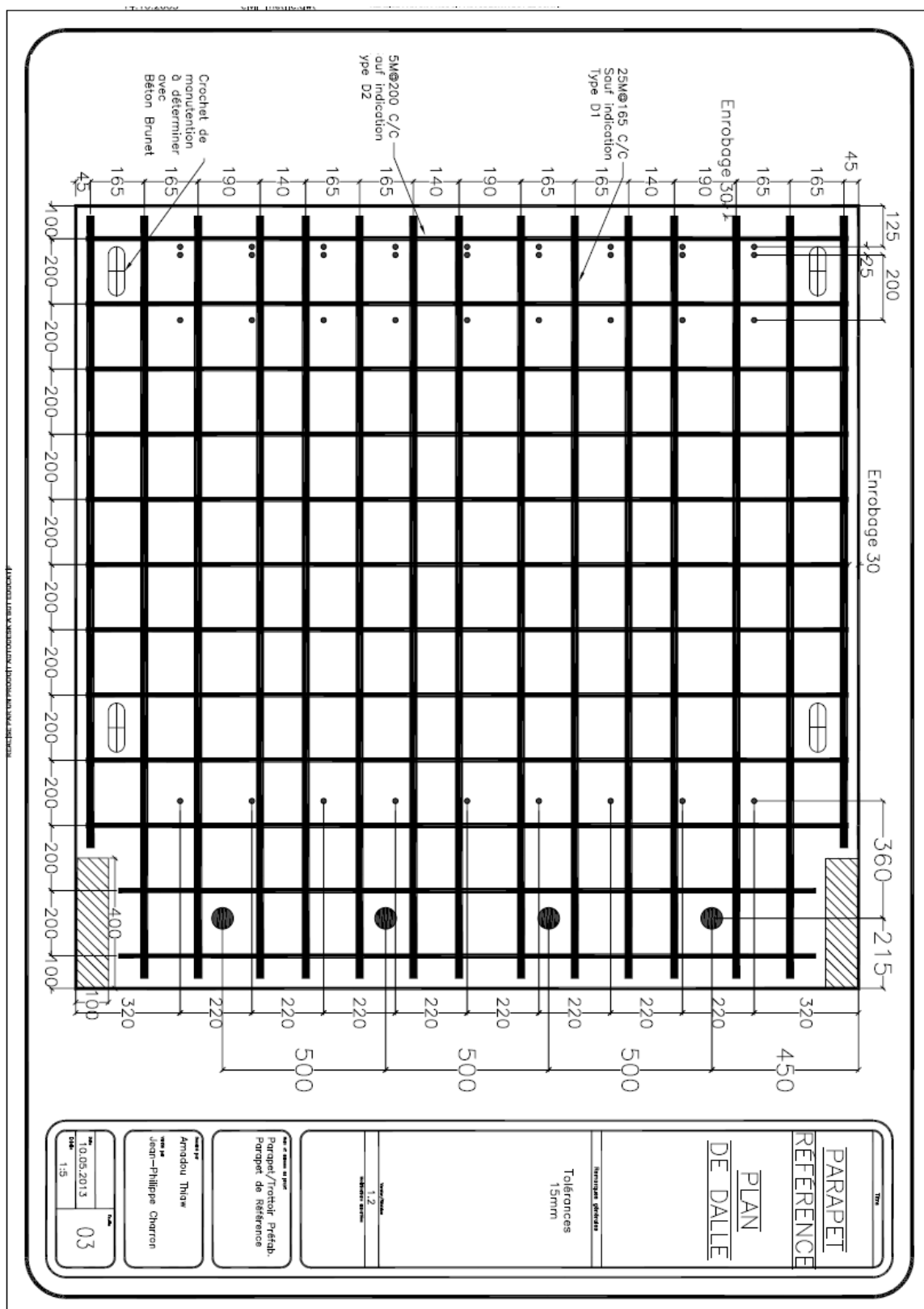


Figure A1-2: Plan générale du parapet de référence



**Figure A1-3: Plan de la dalle du parapet de référence**



**Figure A1-4: Coupe de la dalle du parapet de référence**

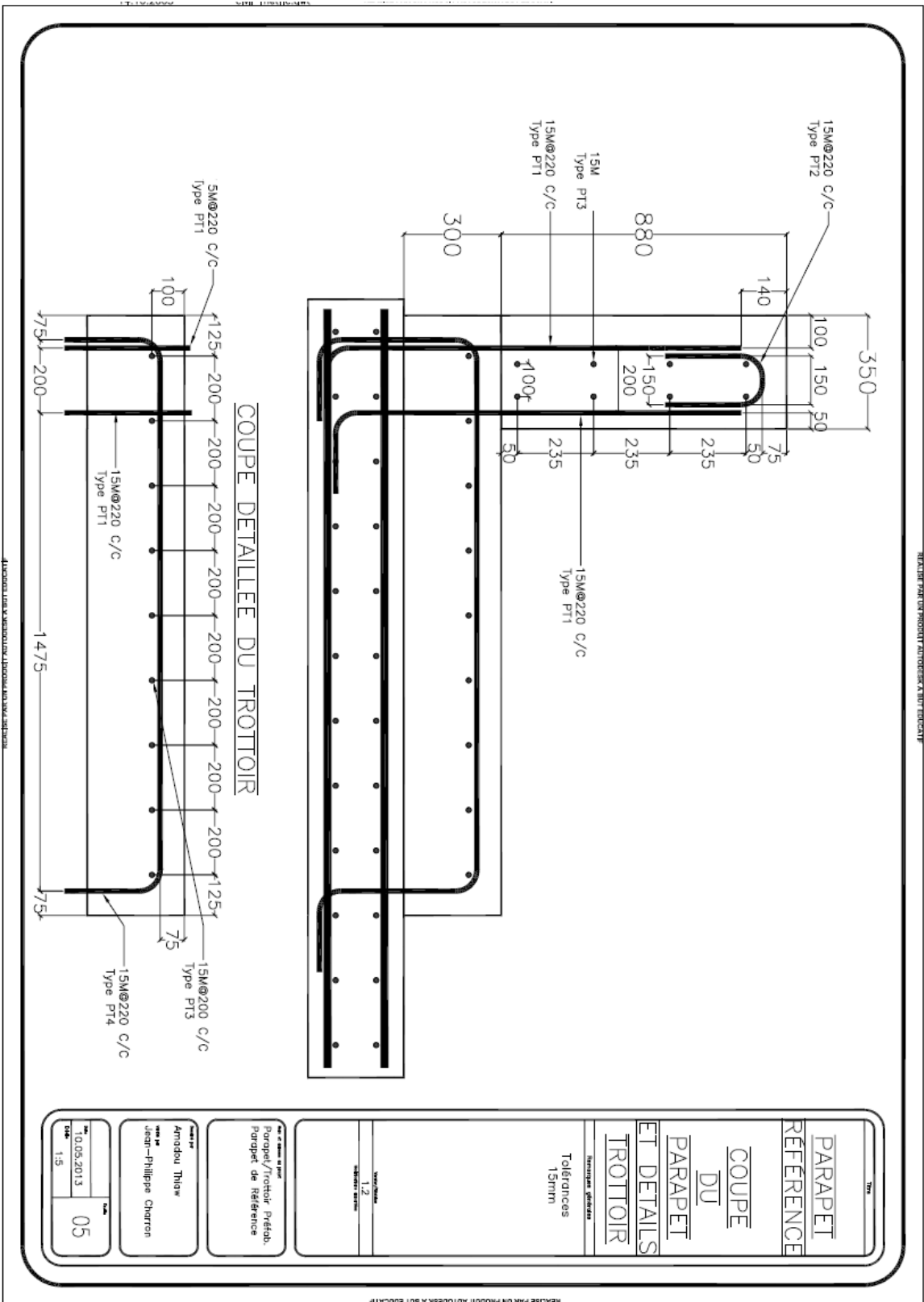
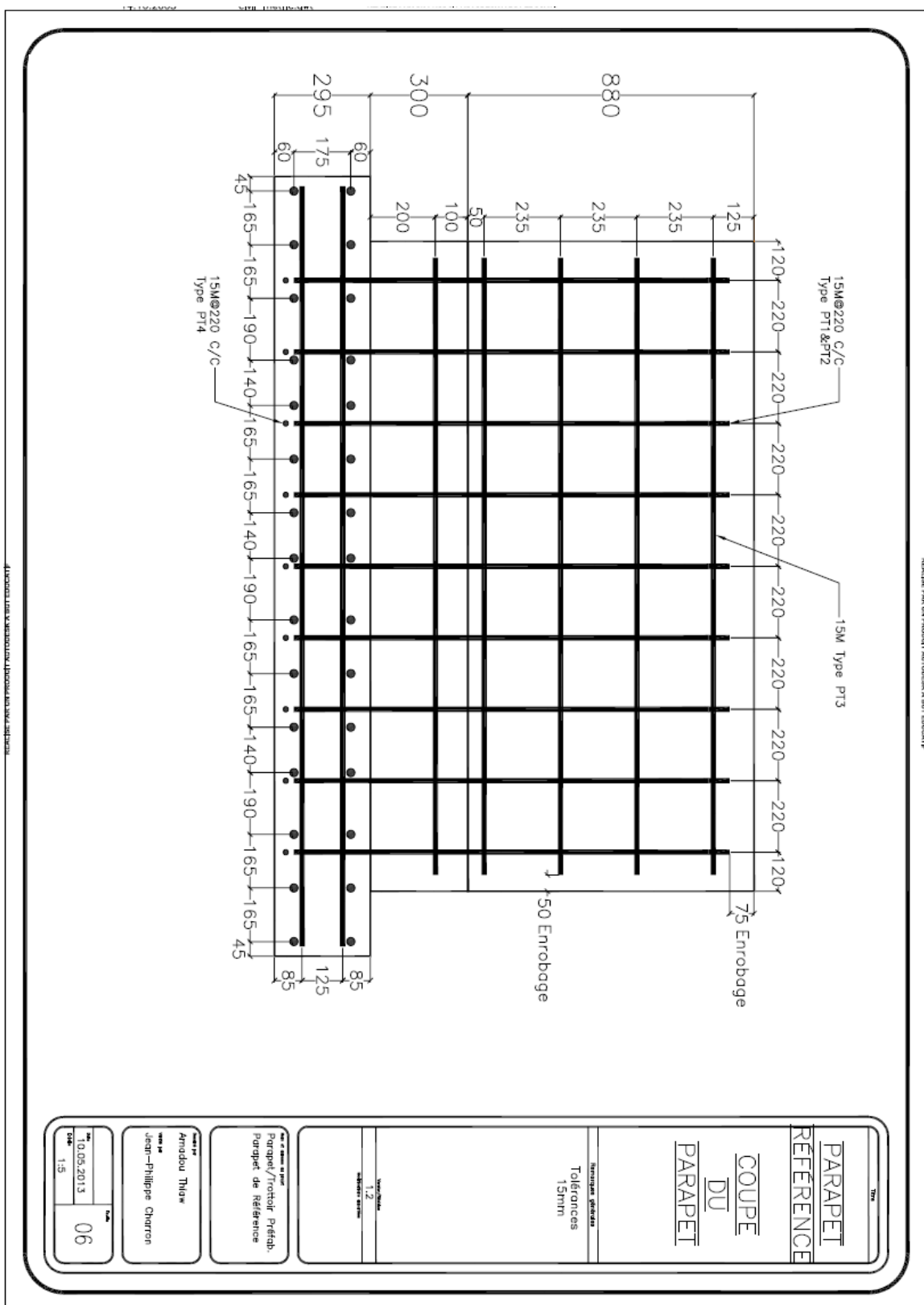


Figure A1-5: Coupe du parapet de référence et détails du trottoir



**Figure A1-6: Coupe du parapet de référence**

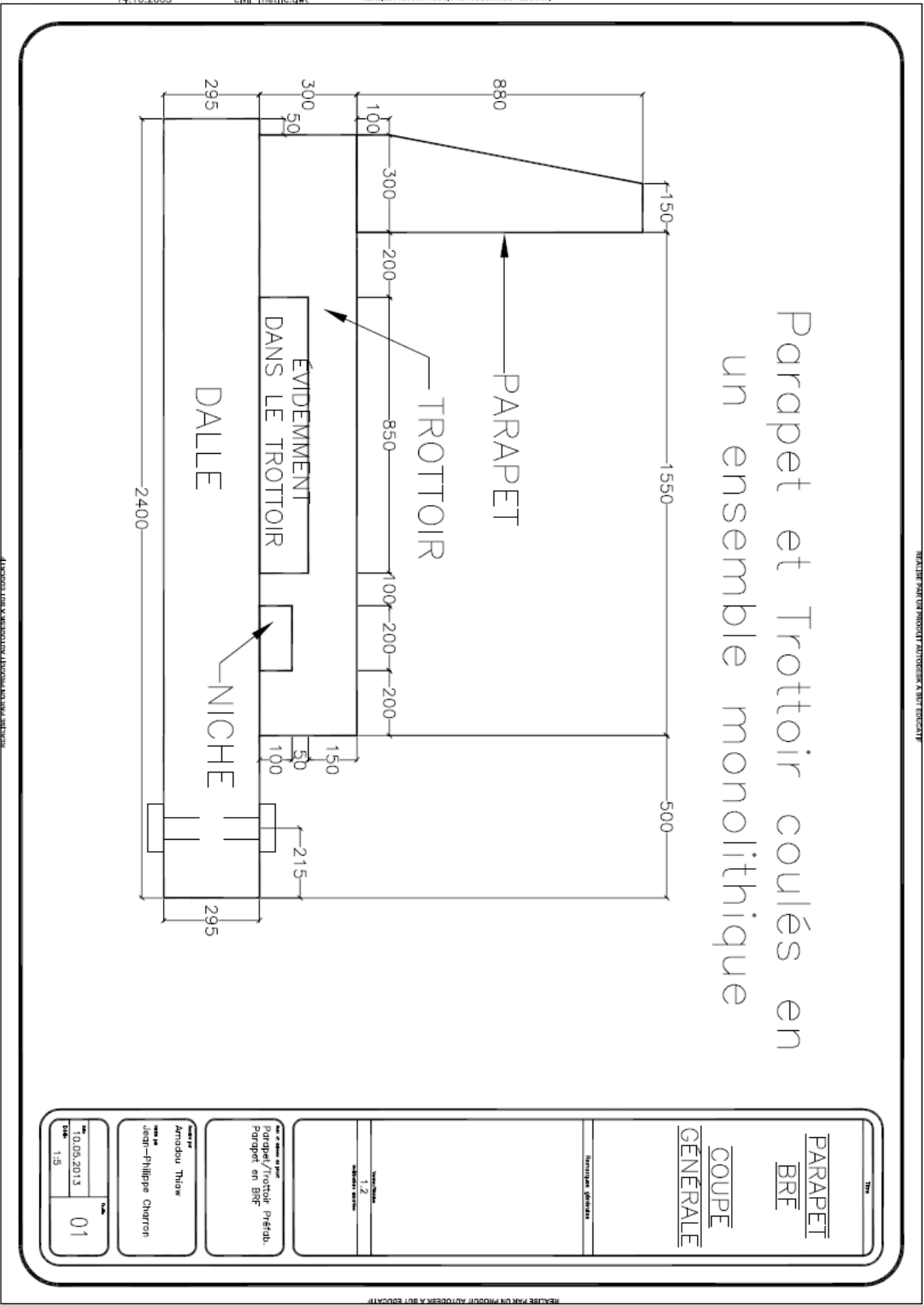


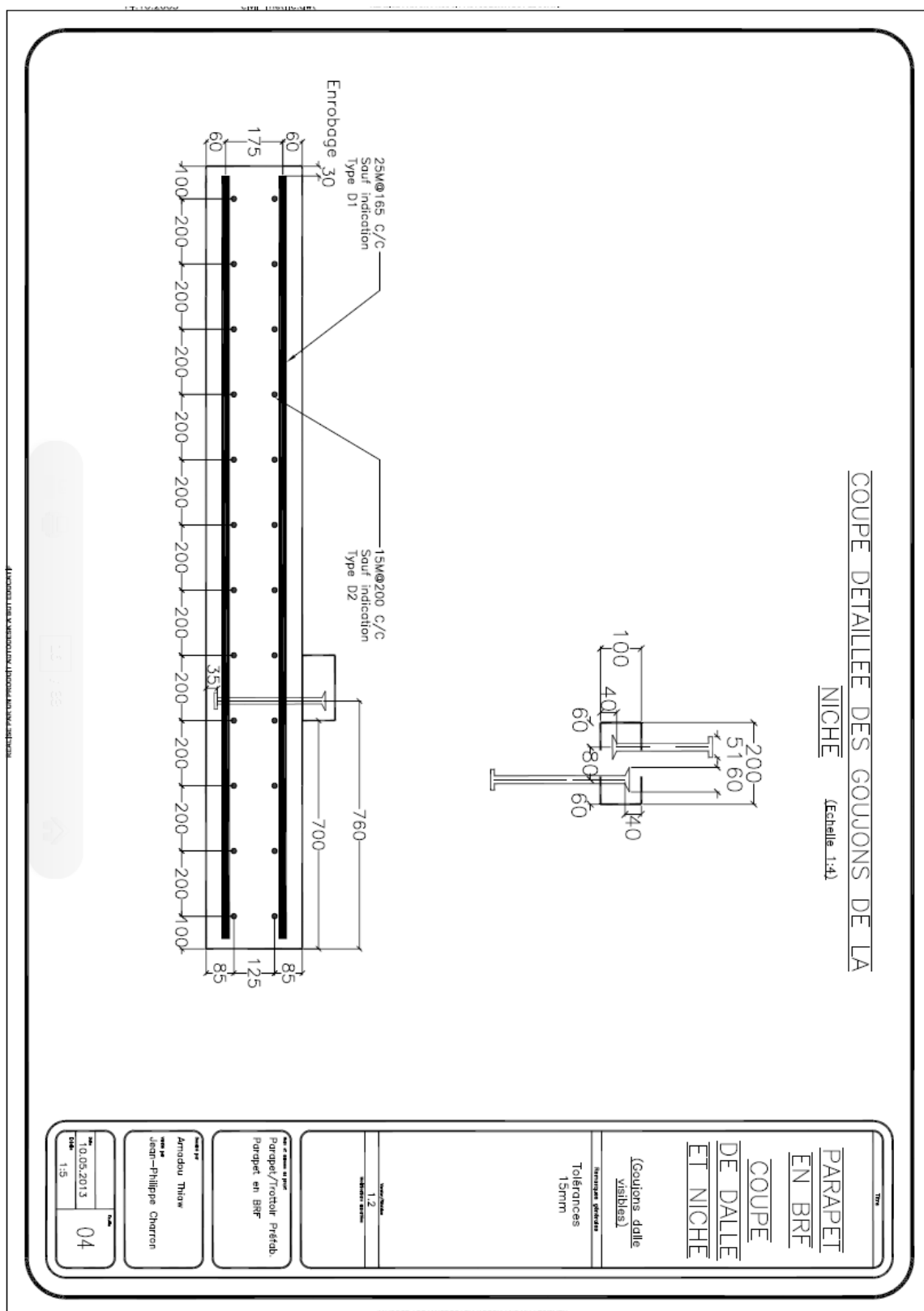
Figure A1-7: Coupe générale du parapet en BFHP



**Figure A1-8: Plan générale du parapet en BFHP**



**Figure A1-9: Plan de la dalle des parapets en BFHP en BFUP**



**Figure A1-10: Coupe de la dalle et de la niche des parapets en BFHP et en BFUP**

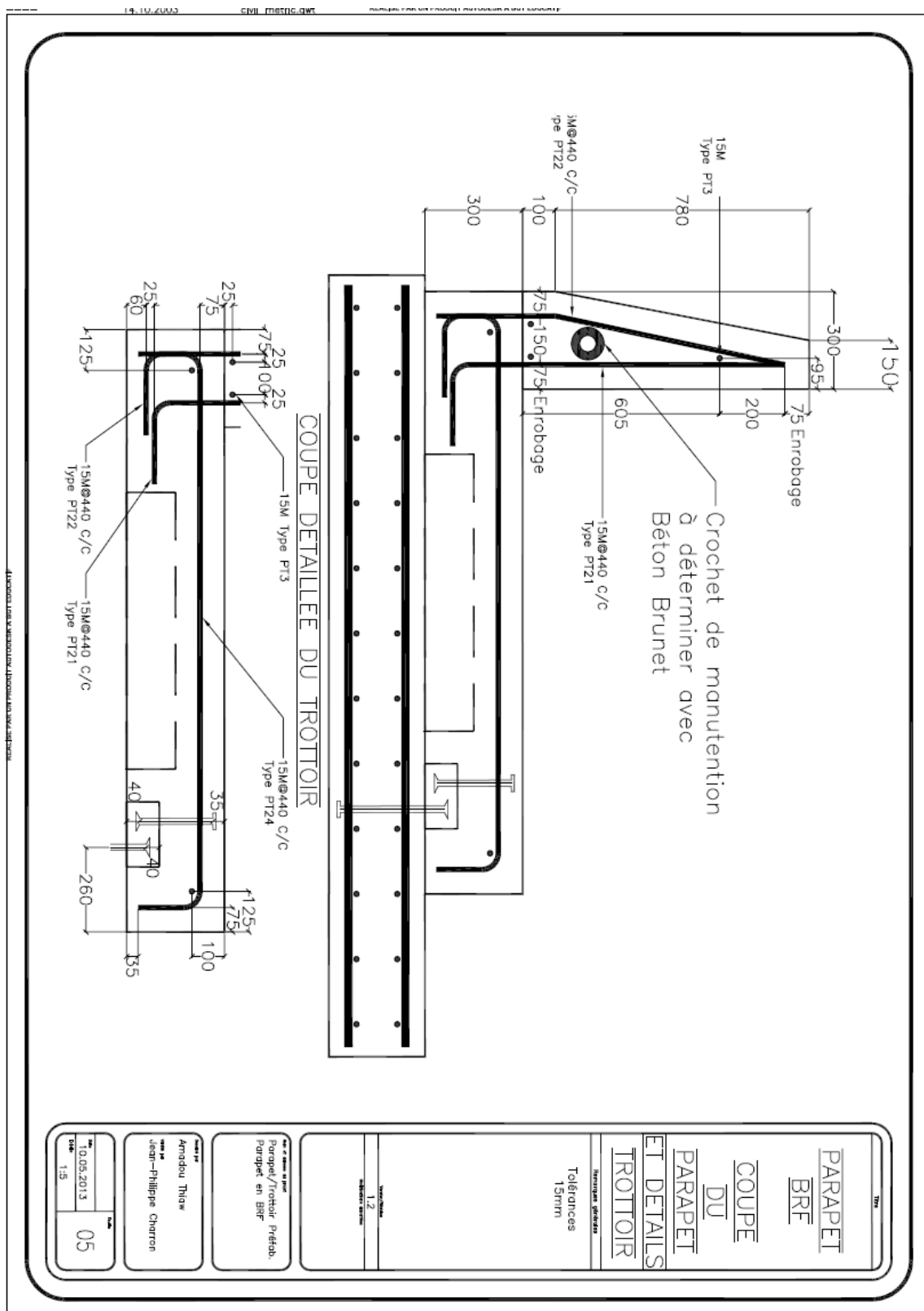
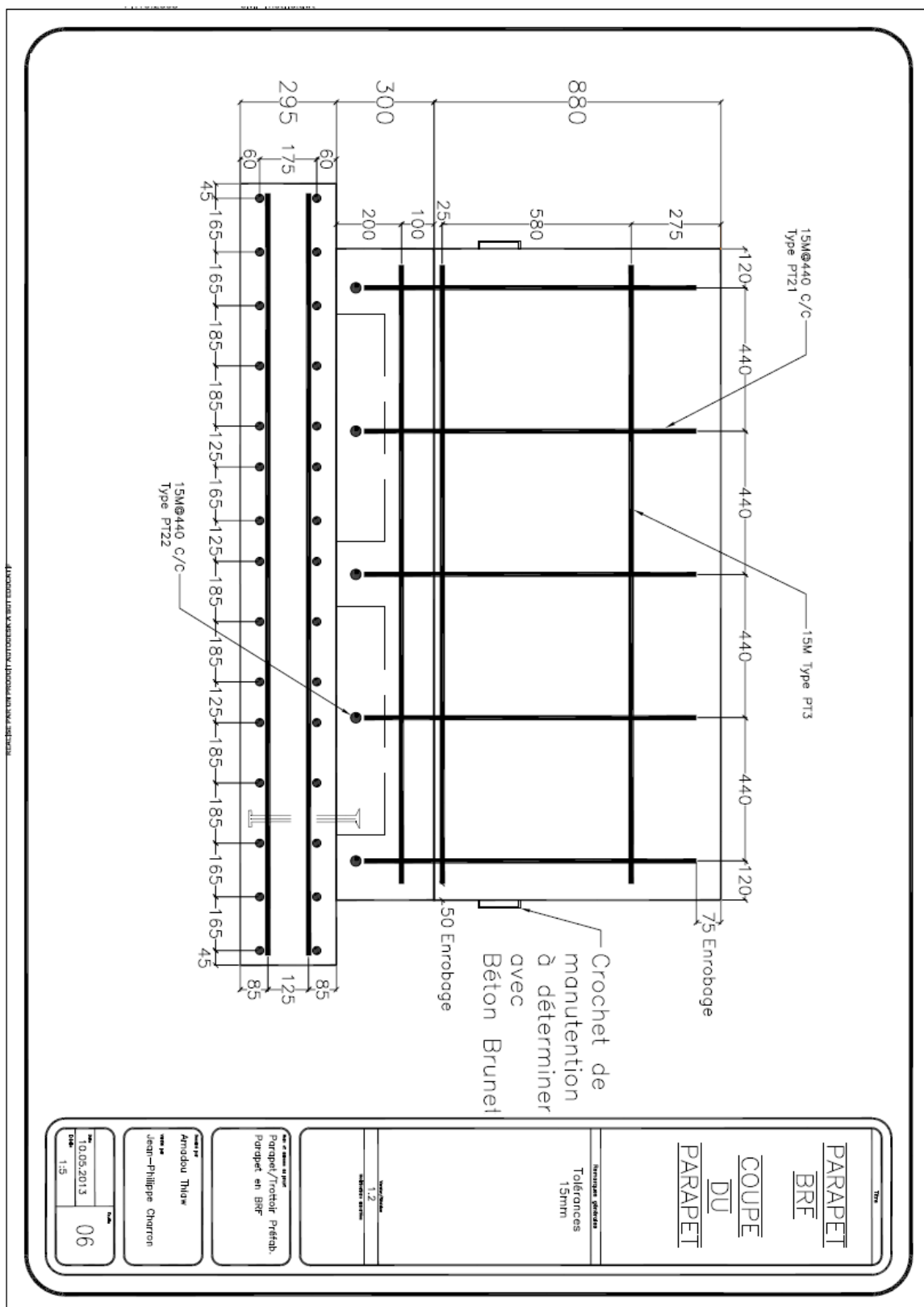
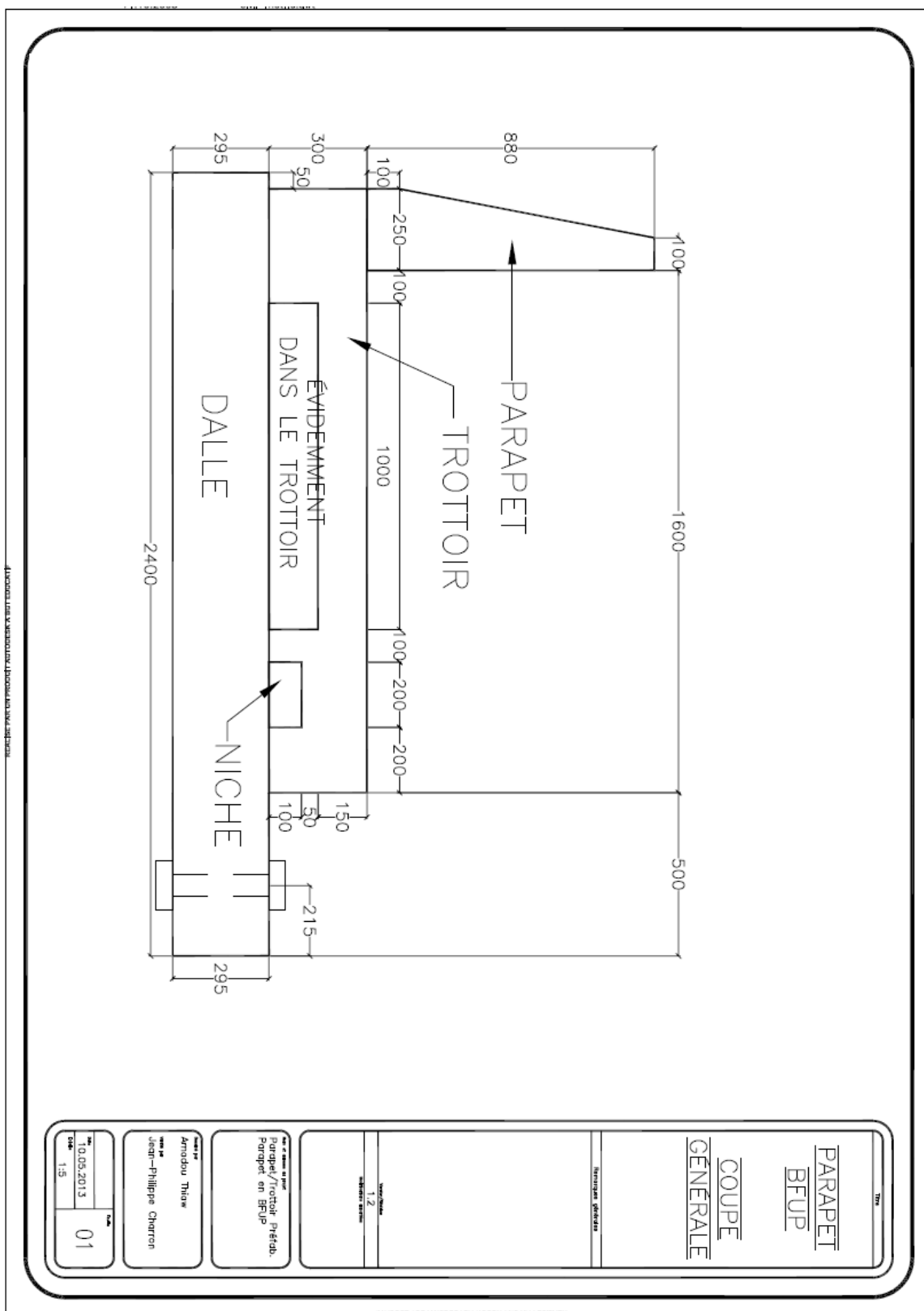


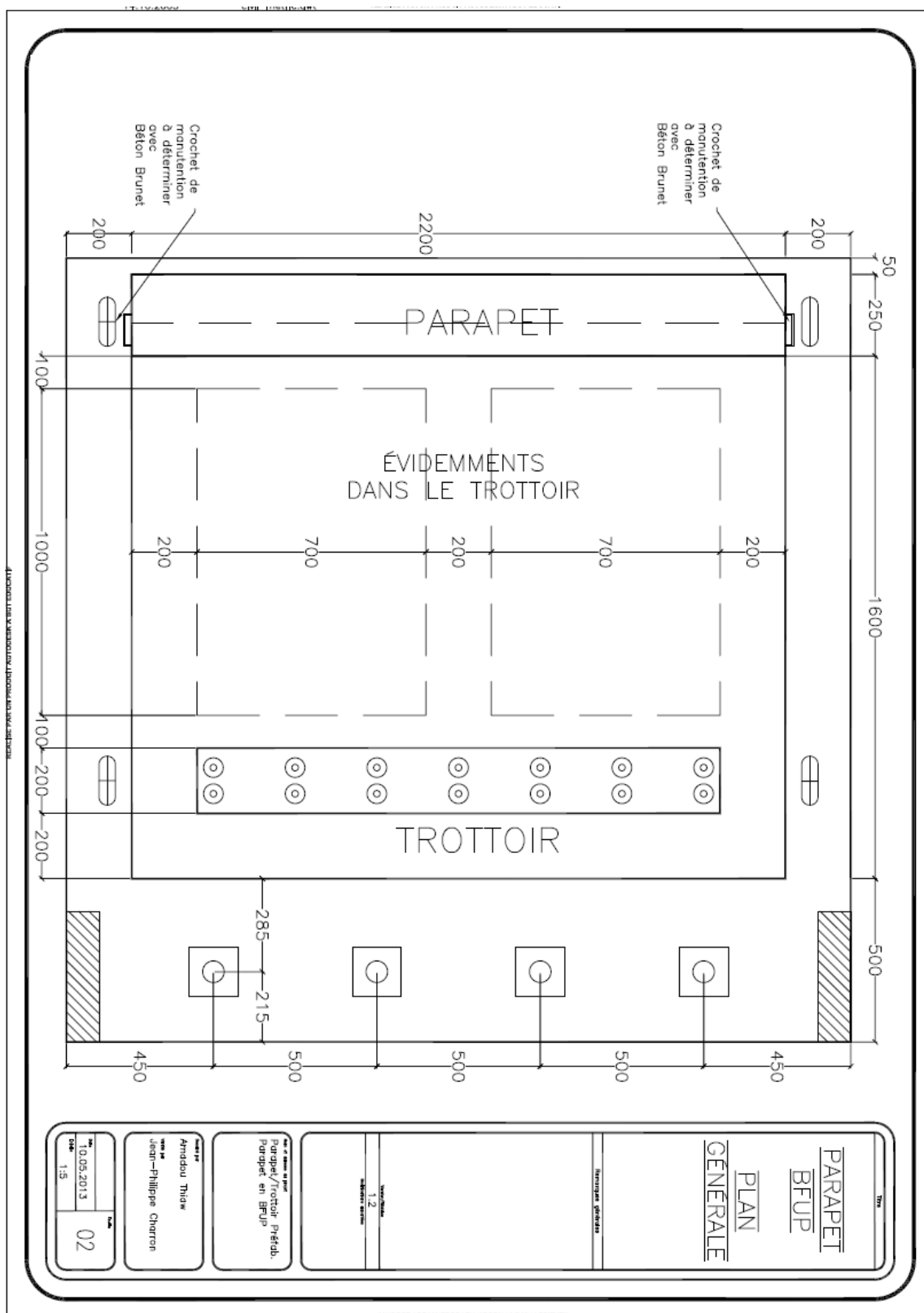
Figure A1-11: Coupe du parapet en BFHP et détails du trottoir



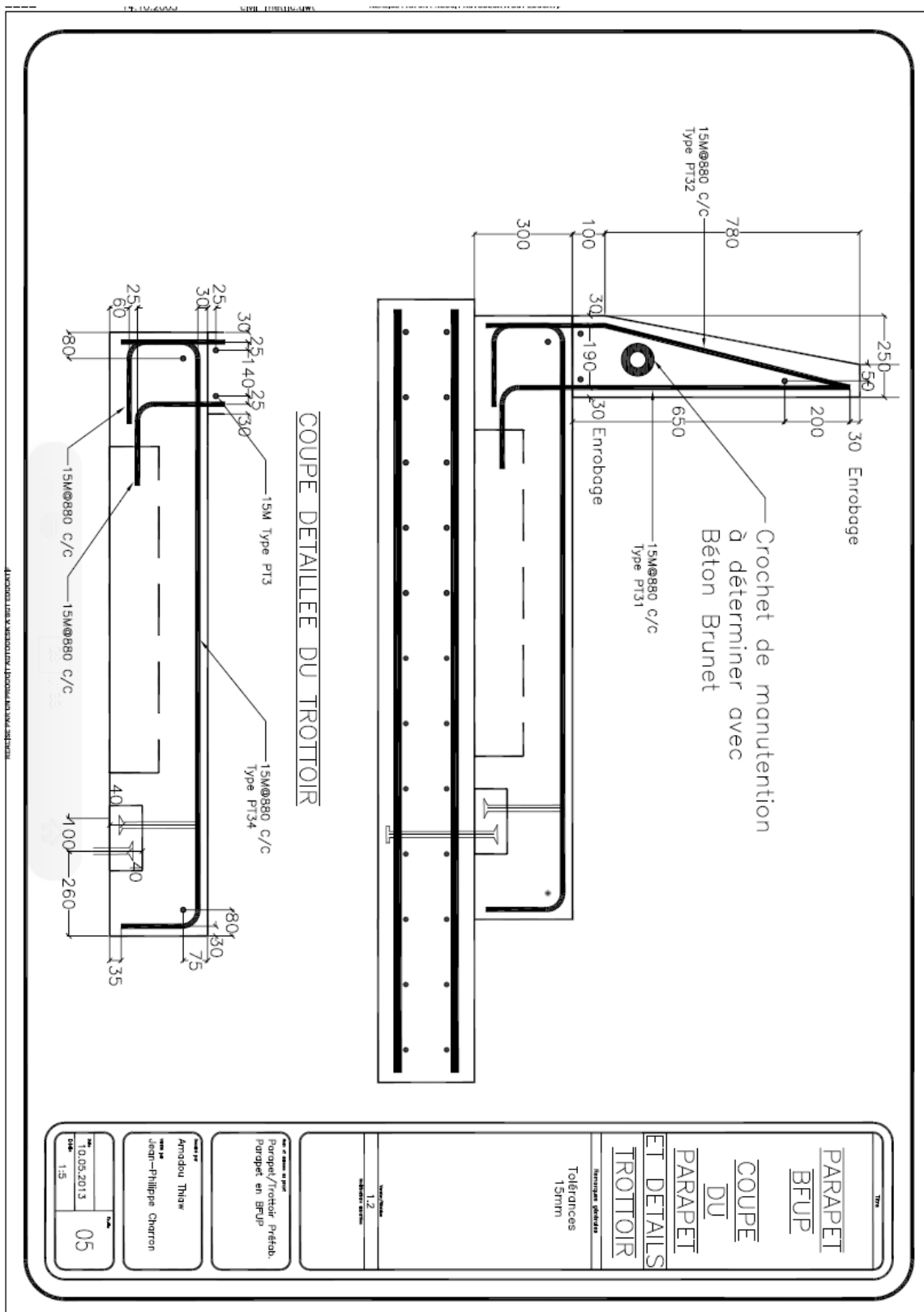
**Figure A1-12: Coupe du parapet en BFHP**



**Figure A1-13: Coupe générale du parapet en BFUP**

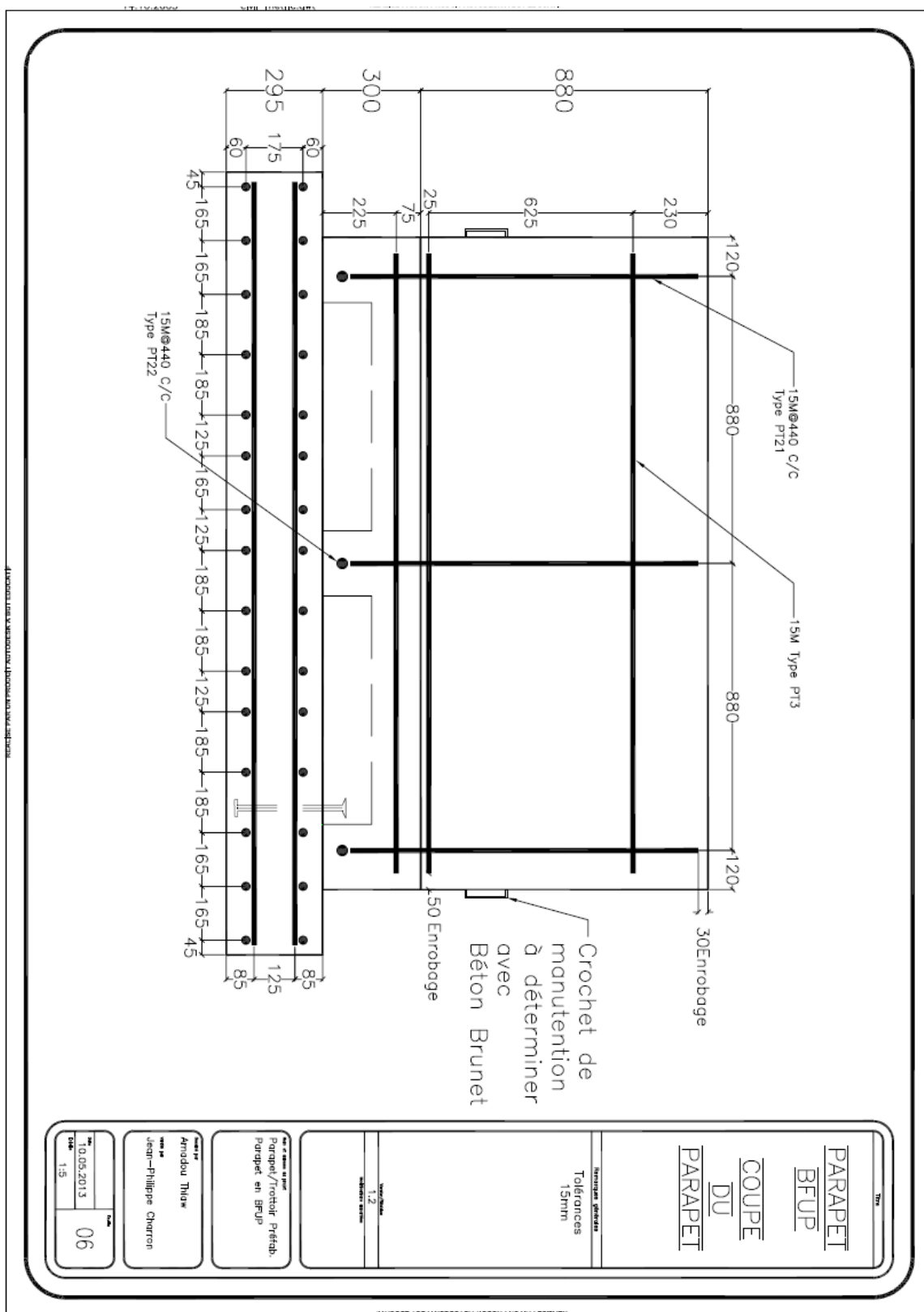


**Figure A1-14: Plan générale du parapet en BFUP**



**Figure A1-15: Coupe du parapet en BFUP et détails du trottoir**





**Figure A1-16: Coupe du parapet en BFUP**

## **ANNEXE 2 – PLANS D'INSTRUMENTATION**

Les plans d'instrumentation du parapet et du trottoir en BHP sont présentés dans ce qui suit. Étant donné que les capteurs étaient positionnés dans l'axe central des parapets, leur position n'a pas été indiquée sur les plans. Aussi, pour fin de comparaison, les capteurs des spécimens en BFHP et en BFUP ont été placés aux mêmes positions que ceux parapet de référence.

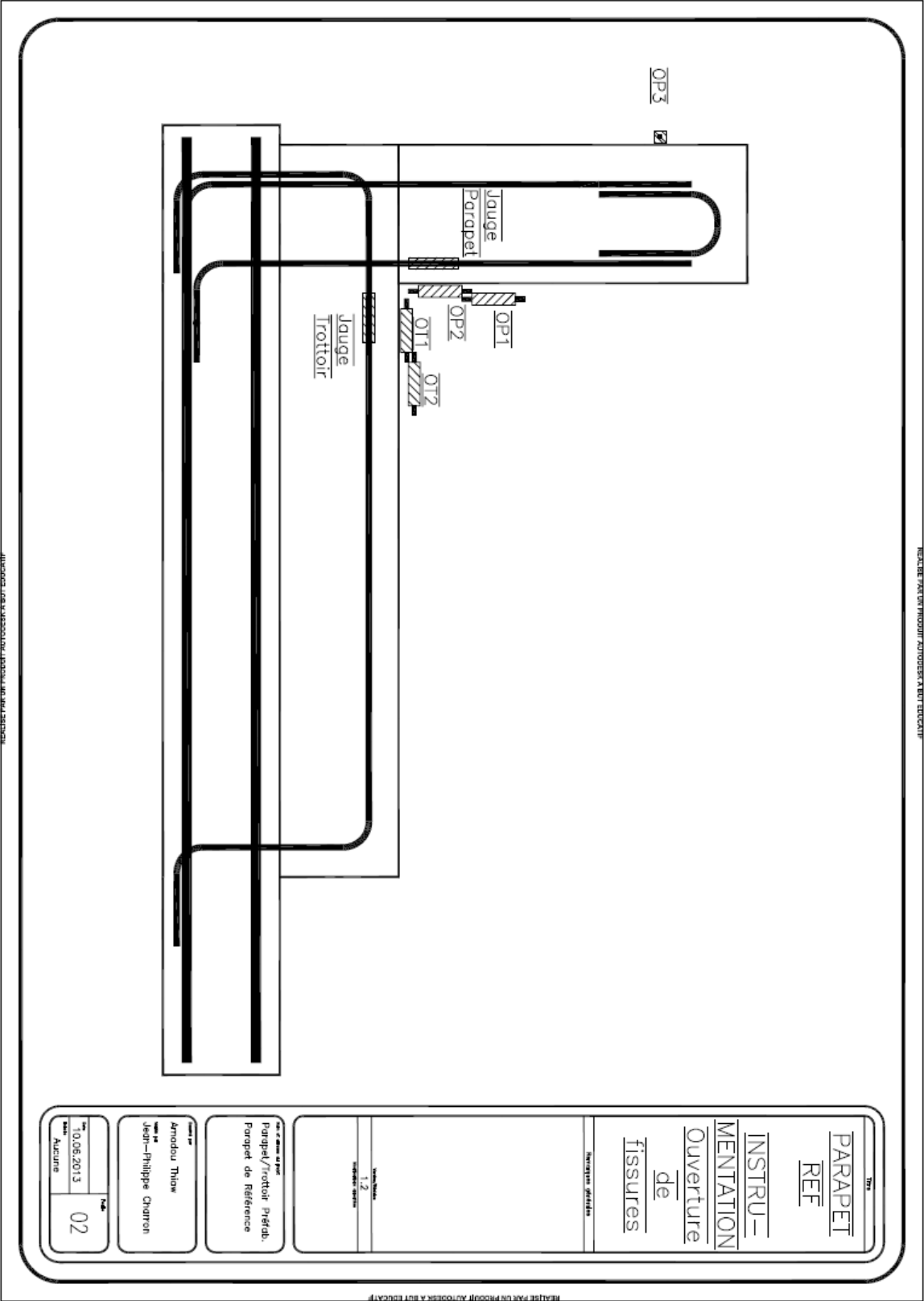


Figure A2-1: Position des capteurs mesurant les ouvertures de fissures

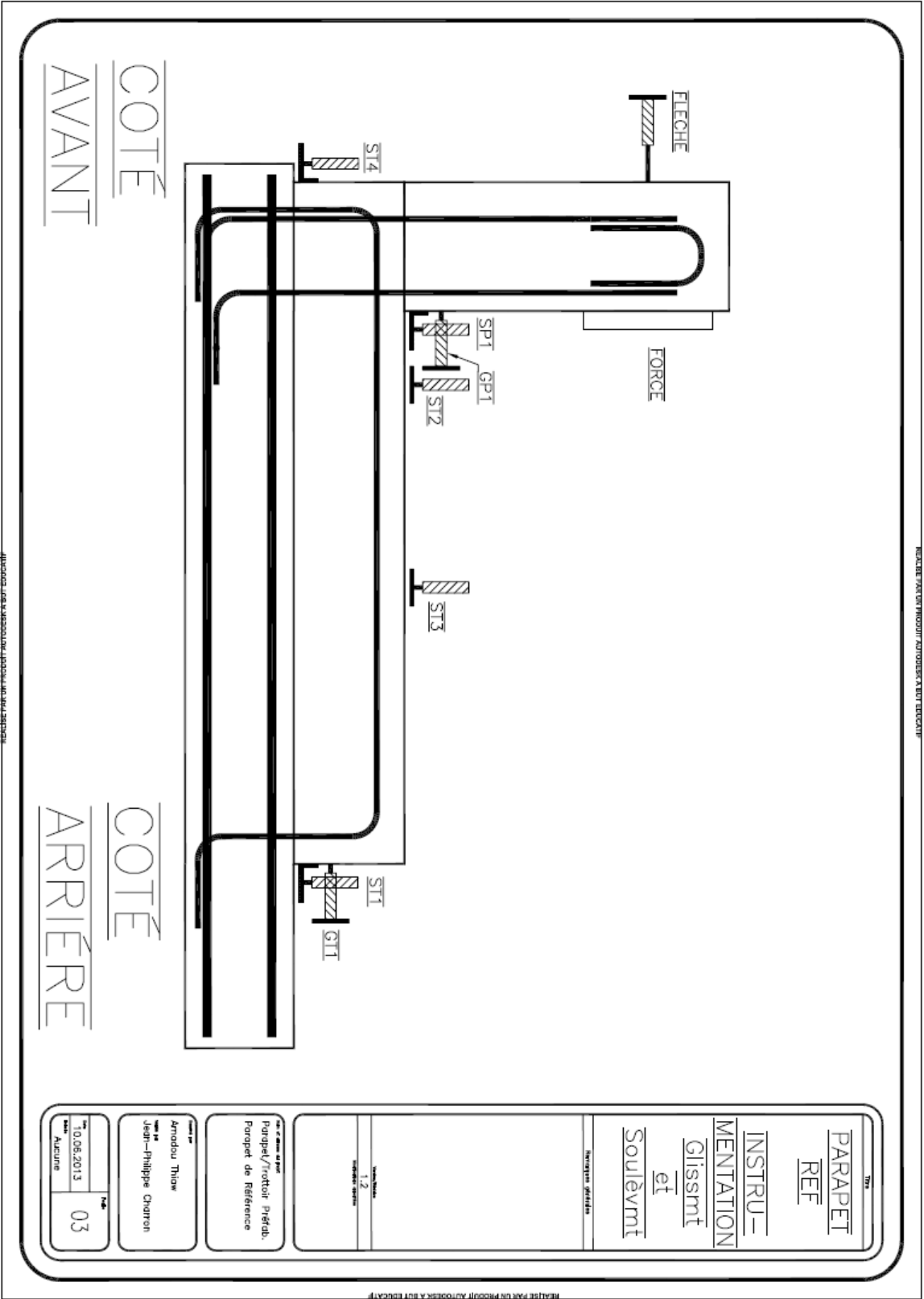


Figure A2-2: Position des capteurs mesurant le glissement et le soulèvement

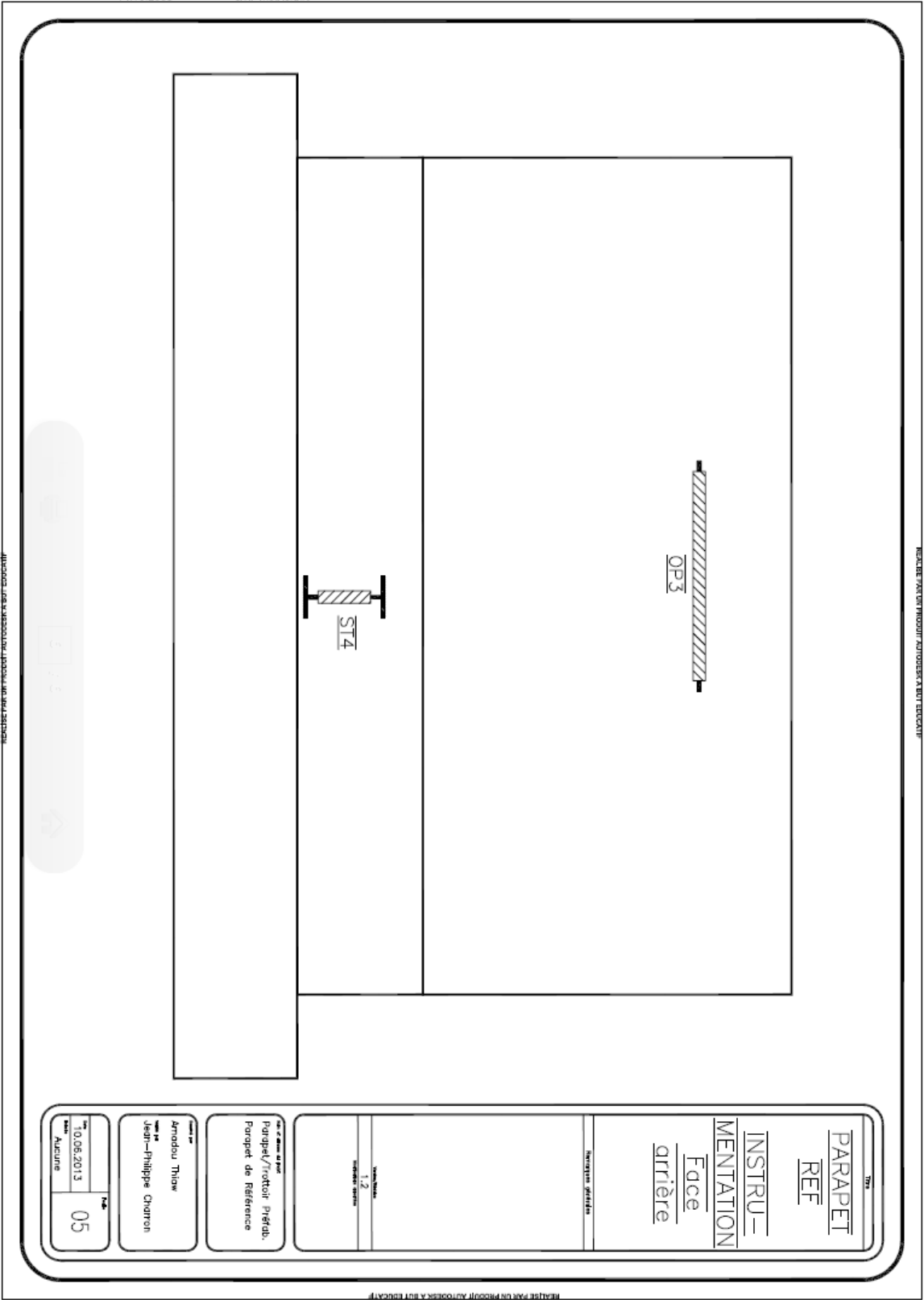


Figure A2-3: Position des capteurs placés à l’arrière des parapets