

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION DE PRÉ-DALLES
EN BÉTONS INNOVANTS POUR LES PONTS

MARIE-CLAUDE LESSARD
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)
MAI 2009



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*
ISBN: 978-0-494-53910-1
Our file *Notre référence*
ISBN: 978-0-494-53910-1

NOTICE:

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

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

AVIS:

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

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

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

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

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

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


Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

CONCEPTION DE PRÉ-DALLES
EN BÉTONS INNOVANTS POUR LES PONTS

présenté par: LESSARD Marie-Claude

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président

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

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

M. ROSSI Pierre, Ph.D., membre

DÉDICACE

À mon père.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail de recherche et plus particulièrement :

- Mme Kathleen Moffatt et M. Viasheslav Koval, ingénieurs au laboratoire de Structures, M. Denis Fortier, M. Patrice Bélanger, M. Cédric Androuët, M. David Ek, M. Eddy Saavedra et M. Marc Charbonneau, tous techniciens au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal ;
- M. Mathieu Paris pour m'avoir relayée pendant mon congé de maternité ainsi qu'à M. Frédéric Dame et M. Yannick Dezac pour leur aide précieuse au laboratoire ;
- M. Richard Morin et M. Michel Thibault de la Ville de Montréal, M. Martin Montpetit et M. Alain Caza de Béton Brunet, M. Michel Lessard d'Euclid Canada pour leur contribution tant au niveau technique que financier. Les réunions que nous avons tenues ont été pour moi inspiration et motivation ;
- M. François Bibeau et M. Frédérick Daignault techniciens chez Béton Brunet ;
- Mme Anne-Marie Goulet, secrétaire au Groupe de recherche en Structures. Merci simplement d'avoir été là pour moi.
- Mon directeur de recherche M. Jean-Philippe Charron et mon co-directeur M. Bruno Massicotte pour leur expérience enrichissante. Merci tout particulièrement à mon directeur pour sa patience et sa compréhension.

Nous remercions également les compagnies Euclid Canada, Lafarge Canada et Bekaert, qui ont respectivement fourni adjuvants, ciments et fibres métalliques pour ce projet.

RÉSUMÉ

Plus de 75 % des 12 000 ponts routiers du Québec ont été construits entre 1960 et 1980 (Moffatt 2004). Les dalles d'un grand nombre de ces ouvrages ont atteint leur vie utile et nécessiteront éventuellement des travaux de réhabilitation ou de remplacement. Ces travaux perturbent la circulation routière et engendrent des coûts de gestion de la circulation qui peuvent atteindre une proportion importante du budget de construction. L'accélération des projets de construction revêt donc un grand intérêt et l'utilisation de pré-dalles préfabriquées constitue une alternative qui devrait permettre de réduire considérablement le temps accordé à la réalisation des projets et, de ce fait, diminuer leurs coûts directs et indirects.

Lorsqu'un pont est situé au-dessus d'une voie routière ou d'un cours d'eau salin, la section inférieure de la dalle est soumise à des expositions environnementales sévères. L'infiltration de l'eau et des chlorures dans le béton accélère le processus de corrosion des armatures et peut mener à sa détérioration à long terme. L'utilisation de dalles fabriquées en matériaux très durables répond donc à un besoin pertinent. La performance des dalles de pont peut être grandement améliorée avec l'usage des bétons fibrés à haute et ultra haute performance. Ces matériaux présentent des résistances mécaniques très élevées, une durabilité prolongée grâce à leur faible perméabilité tout en présentant une excellente maniabilité. En conséquence, l'utilisation de pré-dalles en bétons renforcés de fibres peut apporter un gain considérable en permettant d'accélérer les travaux de réfection à court et à long terme tout en procurant des constructions plus durables.

La première section de ce travail de recherche présente les résultats d'analyses permettant de déterminer les moments maximaux positifs de la dalle du pont modèle étudié causés par le passage d'un camion CL-625 (CSA 2006).

L'objectif du dimensionnement de la première phase de recherche de ce projet consistait à optimiser la taille des pré-dalles en faisant varier leur épaisseur et leur quantité d'armature située à mi-hauteur. Les pré-dalles ont été conçues avec quatre

bétons différents, soit un béton à haute performance de référence de 50 MPa (BHP50), un béton fibré à haute performance de 50 MPa (BFHP50) et de 70 MPa (BFHP70) ainsi qu'un béton fibré à ultra haute performance de 120 MPa (BFUP120). Des essais en flexion ont été effectués sur les pré-dalles. Le dimensionnement des pré-dalles a démontré que pour répondre aux critères de conception, plus le béton est performant, plus la pré-dalle peut être mince et armée d'une moindre quantité d'armature. Cette phase de recherche, nous a aussi permis de proposer un nouveau concept, une pré-dalle de type bi-couche.

Pour paramétrer l'interface entre la pré-dalle et la dalle, une deuxième phase expérimentale a été entreprise. Des essais de traction uniaxiale et de cisaillement ont été effectués à l'interface de spécimens comprenant deux bétons d'âge et de nature différents. Trois types d'interfaces (surface truellée, à granulats exposés et nervurée) et de bétons (BHP50, BFHP50 et BFUP120) ont été étudiés. Cette caractérisation a permis de fournir quatre variables nécessaires à la modélisation des systèmes pré-dalle/dalles dans le logiciel ATENA (Cervenka 2002) : la résistance à la traction et au cisaillement de l'interface ainsi que la rigidité élastique initiale normale et au cisaillement de l'interface.

La troisième phase du travail consistait à concevoir et à analyser les systèmes pré-dalle/dalles testés en flexion avec une charge à mi-portée en conditions statique et cyclique. Cinq types de systèmes ont été étudiés, soit celui comportant une pré-dalle de BHP50, de BFHP50 à surface à granulats exposés, de BFHP50-N à surface nervurée, de BFUP120 et de type bi-couche BFUP120-BFHP50. Deux spécimens de chaque type ont été fabriqués. Un des deux spécimens a été testé uniquement en flexion statique, alors que l'autre a subi un chargement cyclique et a aussi été testé en statique. Ainsi, l'influence du chargement cyclique sur la résistance résiduelle a pu être déterminée. Le chargement cyclique a peu affecté le comportement des systèmes pré-dalle/dalles. L'interface entre la pré-dalle et la dalle n'a présenté aucune délamination ou mouvement vertical au cours des essais statiques et des essais cycliques réalisés sur les cinq systèmes étudiés.

ABSTRACT

More than 75% of all the 12 000 bridges on Quebec's territory were constructed between 1960 and 1980 (Moffatt 2004). The slabs of a large number of these works reached their service life and will soon need rehabilitation or replacement. This kind of roadwork disturbs traffic flow and generates managing costs that can become an important part of the construction budget. Therefore, the acceleration of the construction projects is of great interest and using a precast preslab constitutes an alternative which could substantially reduce the time needed for the project's realisation as well as their direct and indirect costs.

When a bridge is located over a road or a salt water river, the lower side of the slab is submitted to severe environmental exposures. Water and chloride infiltrations in the concrete accelerate the reinforcement's corrosive process and can lead to its long term deterioration. Therefore, using a very durable material to fabricate the slab satisfies a relevant need. The bridges' slab performance can be greatly improved through using High and Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concretes. These materials present a very high mechanical strength, a longer durability due to their low permeability and an excellent workability. Consequently, using fibre reinforced concrete preslabs can be highly convenient because it accelerates the short and long term repairing works and provides more durable constructions.

The first part of this study presents the results of the analysis that allow determining the positive maximal transverse moments caused by a CL-625 truck passage on the studied benchmark bridge (CSA 2006).

The design objective of this study's first part consisted in optimizing the preslabs' size by varying its thickness and the quantity of its half height located reinforcement. The preslabs were designed with four different concretes: a 50 MPa High Performance Concrete (HPC50), a 50 MPa and a 70 MPa High Performance Fibre-Reinforced Concretes (HPFRC50 and HPFRC70), and a 120 MPa Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC120). The design had to satisfy

the maximum tolerable crack width in service of 0.2 mm (MTQ 2004) and resist to the weighted efforts as specified in the *Canadien Highway Bridge Design Code* (CSA 2000). Bending tests were performed on the preslabs. The preslabs design showed that in order to respond to the conception's criteria, the more performing the concrete is the thinner and less reinforced may be the preslab. Taking note of the impressive bending strength of the UHPFRC120, we proposed a new preslab concept: a bi-layer type of preslab.

The second part of the study consisted in defining the parameters of the bond area between the preslab and the slab. Uniaxial tension and shear tests were performed on the specimen's bond area which included two concretes of different ages and nature. Three bond areas (trowelled, exposed aggregates and ribbed finish) and concretes (HPC50, HPFRC50 and UHPFRC120) types were studied. This characterization enabled to determine four variables essential to the preslab/slabs system modelling in the ATENA software (Cervenka 2002): the tensile and shear strength of the bond area as well as the initial elastic normal and shearing stiffness of the bond area.

The third part of the study consisted in conceiving and analysing the preslab/slabs systems tested with a midspan loading in static and cyclic bending conditions. Five system types were studied: one made of a HPC50 preslab, one of HPFRC50 with an exposed aggregates finish, one of HPFRC-N50 with a ribbed finish, one of UHPFRC120 and one bi-layer type of UHPFRC120-HPFRC50. Two specimens of each type were made by *Béton Brunet*. One of each was only tested for static bending, while the other one was submitted to both cyclic and static loads. This leads to define the load's cyclic influence on the residual strength of the specimens. The cyclic load did not greatly affect the behaviour of the preslab/slabs systems. The bond area between the preslab and the slab did neither present any delamination nor vertical movement during the static and cyclic tests performed on the five studied systems.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	IV
REMERCIEMENTS	V
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT.....	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES	XIX
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS.....	XXIV
LISTE DES ANNEXES	XXX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1. CONTEXTE	1
1.1.1. Les ponts au Québec	1
1.1.2. Utilisation des éléments préfabriqués dans les ponts.....	2
1.1.3. Utilisation des pré-dalles et des nouveaux matériaux.....	3
1.2. OBJECTIFS ET PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE	5
1.3. MÉTHODOLOGIE.....	6
1.3.1. Phase 1 - Conception et programme expérimental sur les pré-dalles	6
1.3.2. Phase 2 - Programme expérimental sur les interfaces.....	7
1.3.3. Phase 3 - Conception et programme expérimental sur les systèmes pré-dalle/dalles.....	8
1.4. ORGANISATION DU MÉMOIRE	8
CHAPITRE 2 LE BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES.....	10
2.1. LES FIBRES	10
2.1. ACTION DES FIBRES.....	11
2.2. FORMULATION DU BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES.....	13

2.3.	MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS RENFORCÉE DE FIBRES	14
2.4.	PROPRIÉTÉS DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES	16
2.4.1.	Résistance à la compression.....	16
2.4.2.	Résistance à la traction.....	17
2.4.3.	Retrait.....	19
2.4.4.	Fluage.....	20
2.5.	UTILISATION DU BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES D'ACIER.....	20
2.6.	AVANTAGES DU BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES DANS LES DALLES DE PONTS.	21

CHAPITRE 3 REVUE DES NORMES SUR LES PRÉ-DALLES ET LES DALLES PRÉFABRIQUÉES..... 23

3.1.	PHASE DE CONSTRUCTION	23
3.2.	CHARGE VIVE.....	24
3.3.	ÉPAISSEUR MINIMALE DE LA PRÉ-DALLE	25
3.4.	ARMATURE MINIMALE DE LA PRÉ-DALLE	25
3.5.	CONTRÔLE DES FISSURES	26
3.6.	ENROBAGE MINIMAL DE BÉTON.....	28
3.7.	NUDECK – PRÉ-DALLES CONTINUES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON	28
3.8.	COMPARAISON DES DIMENSIONNEMENTS.....	33

CHAPITRE 4 DÉTERMINATION DES MOMENTS TRANSVERSAUX MAXIMAUX EN SERVICE..... 35

4.1.	PONT MODÈLE	35
4.2.	CHARGES ET COMBINAISONS DE CHARGES	37
4.2.1.	Charge de construction.....	37
4.2.2.	Charge de service et charge à l'ultime	39
4.2.3.	Combinaisons de charges.....	42
4.3.	MODÉLISATION DE LA DALLE DE PONT SUR POUTRES D'ACIER	43
4.4.	MÉTHODES D'ANALYSE DU MOMENT POSITIF	45
4.4.1.	Approche semi-empirique.....	45
4.4.2.	Méthode proposée par Moffatt.....	46
4.5.	MOMENT TRANSVERSAL POSITIF MAXIMAL.....	48

CHAPITRE 5 PHASE 1 : CONCEPTION DES PRÉ-DALLES..... 50

5.1.	CONCEPTION DES PRÉ-DALLES	50
5.1.1.	Matériaux	51
5.1.2.	Critères et hypothèses	54
5.1.3.	Dimensionnement	57
5.2.	FABRICATION DES SPÉCIMENS	87
5.2.1.	Critères et exigences de fabrication	87
5.2.2.	Matériaux	87
5.2.3.	Étapes de fabrication.....	91
5.3.	ESSAIS SUR LES PRÉ-DALLES	92
5.3.1.	Préparation des spécimens	93
5.3.2.	Description du montage	93
5.3.3.	Déroulement de l'essai	95
5.4.	RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	96
5.4.1.	BHP50.....	96
5.4.2.	BFHP50.....	98
5.4.3.	BFHP70.....	101
5.4.4.	BFUP120.....	103
5.4.5.	Modélisation numérique.....	105
5.5.	DISCUSSION	111
5.6.	RECOMMANDATIONS.....	113

CHAPITRE 6 PHASE 2 : CARACTÉRISATION DES INTERFACES..... 115

6.1.	BÉTONS TESTÉS.....	115
6.2.	SURFACES TESTÉES	117
6.2.1.	Surface nervurée.....	117
6.2.2.	Surface à granulats exposés	118
6.3.	ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES BÉTONS TESTÉS.....	119
6.3.1.	Essai de Traction Uniaxiale (TU)	120
6.3.2.	Essai de cisaillement	132
6.4.	RECOMMANDATIONS.....	142

CHAPITRE 7 PHASE 3: CONCEPTION DES SYSTÈMES PRÉ-	
DALLE/DALLES.....	144
7.1. CONCEPTION DES SYSTÈMES PRÉ-DALLE/DALLES.....	144
7.2. PLANS DES SYSTÈMES	146
7.3. FABRICATION DES SPÉCIMENS	148
7.3.1. Critères et exigences de fabrication	149
7.3.2. Matériaux	149
7.3.3. Étapes de fabrication	150
7.3.4. Coffrage.....	151
7.3.5. Photos.....	152
7.3.6. Caractéristiques et mise en place des bétons.....	156
7.4. ESSAIS SUR LES SYSTÈMES PRÉ-DALLE/DALLES.....	159
7.4.1. Préparation des spécimens	160
7.4.2. Essais de flexion statiques sur les systèmes pré-dalle/dalle.....	160
7.4.3. Essais de fatigue sur les systèmes pré-dalle/dalle.....	162
7.5. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	170
7.5.1. BHP50	171
7.5.2. BFHP50 et BFHP50-N.....	175
7.5.3. BFUP120.....	180
7.5.4. Bi-couche	184
7.6. RÉSULTATS NUMÉRIQUES.....	187
7.6.1. Modèle numérique	187
7.6.2. Résultats	189
7.7. DISCUSSION	199
7.7.1. Comportement en condition statique	200
7.7.2. Comportement en condition cyclique	203
7.7.3. Délamination	206
7.7.4. Modélisation numérique.....	207
7.8. RECOMMANDATIONS.....	209
CHAPITRE 8 CONCLUSIONS	212

8.1.	RÉTROSPECTIVE ET RECOMMANDATIONS	212
8.1.1.	Moments transversaux de conception	212
8.1.2.	Conception des pré-dalles	213
8.1.3.	Caractérisation de l'interface entre deux bétons	215
8.1.4.	Conception de systèmes pré-dalle/dalles	216
8.2.	ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES	218
RÉFÉRENCES.....		224
ANNEXES		228

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 Comparaison du comportement à la traction du BRF et du BFUP.....	18
Tableau 3-1 Comparaison des dimensionnements.....	33
Tableau 4-1 Caractéristiques du pont modèle à poutres en acier.....	35
Tableau 4-2 Facteurs de modification des charges	40
Tableau 4-3 Coefficient de majoration dynamique (CAD).....	41
Tableau 4-4 Coefficient de pondération des charges et combinaisons de charges	43
Tableau 4-5 Valeurs maximales et minimales des coefficients de pondération des charges permanentes	43
Tableau 4-6 Moment positif maximal transversal en kN.m/m	48
Tableau 5-1 Caractéristiques des matériaux utilisés dans AIS	51
Tableau 5-2 Coefficients de tenue des matériaux	55
Tableau 5-3 Critère β_2 et ouverture maximale des fissures, w	56
Tableau 5-4 Épaisseurs des pré-dalles et des dalles.....	58
Tableau 5-5 Moments à l'état limite en service de la pré-dalle seule.....	60
Tableau 5-6 Moments à l'état limite en service du système pré-dalle/dalle.....	60
Tableau 5-7 Moments à l'état limite ultime de la pré-dalle seule.....	62
Tableau 5-8 Moments à l'état limite ultime du système pré-dalle/dalle.....	63
Tableau 5-9 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BHP50 et de son système pré-dalle/dalle.....	64
Tableau 5-10 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BFHP50 et de son système pré-dalle/dalle.....	68
Tableau 5-11 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BFHP70 et de son système pré-dalle/dalle.....	72
Tableau 5-12 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BFUP120 et de son système pré-dalle/dalle.....	76
Tableau 5-13 Critère β_2 et ouverture maximale des fissures, w	81
Tableau 5-14 Comparaison des critères	82

Tableau 5-15 Dimensions finales des pré-dalles et des dalles	83
Tableau 5-16 Pourcentage de l'épaisseur de la pré-dalle fissurée lorsqu'une fissure apparaît dans la dalle	86
Tableau 5-17 Pourcentage de l'épaisseur de dalle fissurée lorsque la fissure initiée dans la pré-dalle atteint l'interface	86
Tableau 5-18 Pourcentage de la profondeur de la fissure sur l'épaisseur de la pré-dalle ou de la dalle en service	86
Tableau 5-19 Propriétés nominales des bétons	89
Tableau 5-20 Caractéristiques des fibres	89
Tableau 5-21 Formulation du béton haute performance 50 MPa (BHP50)	89
Tableau 5-22 Formulation du béton fibré haute performance 50 MPa (BFHP50)	89
Tableau 5-23 Formulation du béton fibré haute performance 70 MPa (BFHP70)	90
Tableau 5-24 Formulation du béton fibré ultra performant (BFUP120).....	90
Tableau 5-25 Moment maximal expérimental du BHP50	97
Tableau 5-26 Propriétés du BHP50 du modèle numérique.....	97
Tableau 5-27 Moment maximal du BFHP50	100
Tableau 5-28 Propriétés du BFHP50 du modèle numérique	100
Tableau 5-29 Moment maximal du BFHP70	102
Tableau 5-30 Propriétés du BFHP70 du modèle numérique	102
Tableau 5-31 Moment maximal du BFUP120	104
Tableau 5-32 Propriétés du BFUP120 du modèle numérique	104
Tableau 5-33 Matériau BHP50 utilisé dans Atena	106
Tableau 5-34 Points de la courbe contrainte déformation du BFUP120	107
Tableau 5-35 Détails des paramètres de l'analyse	109
Tableau 6-1 Formulation du béton haute performance (BHP50).....	116
Tableau 6-2 Formulation du béton fibré haute performance (BFHP50).....	116
Tableau 6-3 Formulation du béton fibré ultra performant (BFUP120).....	116
Tableau 6-4 Propriétés des gâches de béton	120
Tableau 6-5 Charge et contrainte maximale des essais de traction uniaxiale	126
Tableau 6-6 Résultats de l'analyse statistique de la contrainte maximale	129
Tableau 6-7 Résultats de l'analyse statistique de k_{nn}	131

Tableau 6-8 Contraintes maximales des essais de cisaillement	137
Tableau 6-9 Analyse statistique – Contraintes de cisaillement maximales	139
Tableau 6-10 Résultats de l'analyse statistique de l'essai de cisaillement – k_t [N/mm ³].....	141
Tableau 6-11 Performance des matériaux et interfaces	143
Tableau 7-1 Systèmes pré-dalle/dalles retenus	146
Tableau 7-2 Propriétés nominales des bétons	150
Tableau 7-3 Types de coffrage.....	151
Tableau 7-4 Dimensions des coffrages	152
Tableau 7-5 Propriétés des bétons frais de la première séquence de fabrication.....	157
Tableau 7-6 Propriétés des bétons à l'état frais de la deuxième séquence de fabrication	158
Tableau 7-7 Propriétés des bétons à l'état frais de la troisième séquence de fabrication	159
Tableau 7-8 Charge exceptionnelle, maximale et minimale	170
Tableau 7-9 Propriétés des matériaux.....	171
Tableau 7-10 Moments maximaux expérimentaux du BHP50	173
Tableau 7-11 Propriétés des matériaux	176
Tableau 7-12 Moments maximaux expérimentaux du BFHP50 et BFHP50-N.....	177
Tableau 7-13 Moment maximal expérimental du BFUP120	181
Tableau 7-14 Propriétés des matériaux.....	182
Tableau 7-15 Propriétés des matériaux.....	184
Tableau 7-16 Moments maximaux expérimentaux du bi-couche.....	185
Tableau 7-17 Définition des types de fissures (Habel 2004).....	190
Tableau 7-18 Propriétés des matériaux du modèle numérique	192
Tableau 7-19 Propriétés des matériaux	194
Tableau 7-20 Propriétés des matériaux.....	196
Tableau 7-21 Propriétés des matériaux.....	198
Tableau 7-22 Moment de fissuration ($w=0.2$ mm) et moments maximaux.....	203
Tableau 7-23 Longueur caractéristiques des bétons	208
Tableau 8-1 Caractéristiques des coulées du béton BHP50.....	236

Tableau 8-2 Caractéristiques des coulées du béton BFHP50.....	238
Tableau 8-3 Caractéristiques des coulées du béton BFHP70.....	239
Tableau 8-4 Caractéristiques des coulées du béton BFUP120.....	241

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Concept de pré-dalle.....	4
Figure 1-2 Dénomination de la dalle mixte	4
Figure 2-1 Géométrie des fibres métalliques (Rossi et Charron 2006).....	11
Figure 2-2 Comportement du BFUP en compression uniaxiale (Rossi et Charron 2006)	17
Figure 2-3 Comparaison entre le comportement à la traction du BRF et du BFUP [Adaptée de (Naaman 2003)].....	19
Figure 3-1 Système NUDECK (PCI 2003).....	30
Figure 3-2 Coupe d'un panneau NUDECK (PCI 2003)	31
Figure 3-3 Détail des poches d'armature (PCI 2003)	31
Figure 3-4 Système de connexion panneau-à-panneau (PCI 2003)	32
Figure 4-1 Coupe transversale du pont modèle à poutres d'acier	36
Figure 4-2 Coupe longitudinale du pont modèle à poutres d'acier	36
Figure 4-3 Poutre d'acier WRF 1 400x348.....	37
Figure 4-4 Camion CL-625 (CSA 2006)	40
Figure 4-5 Modélisation de la dalle du pont modèle.....	45
Figure 4-6 Coefficients de distribution au centre d'un pont flexible	47
Figure 4-7 Lignes de contour des moments [kN.m/m]	49
Figure 5-1 Paramètres des matériaux de type béton (BHP50).....	53
Figure 5-2 Paramètres des matériaux de type BRF (BFHP50, BFHP70 et BFUP120).....	53
Figure 5-3 Paramètres des matériaux de type acier	54
Figure 5-4 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BHP50.....	65
Figure 5-5 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BHP50	66
Figure 5-6 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BHP50.....	67

Figure 5-7 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50.....	69
Figure 5-8 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50	70
Figure 5-9 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50.....	71
Figure 5-10 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP70.....	73
Figure 5-11 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP70	74
Figure 5-12 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP70.....	75
Figure 5-13 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120.....	77
Figure 5-14 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120	78
Figure 5-15 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120 ($h_{\text{pré-dalle}}=60\text{mm}$)	79
Figure 5-16 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec pré-dalle en BFUP120 ($h_{\text{pré-dalle}}=50\text{mm}$)	80
Figure 5-17 Comparaison de la courbure des matériaux	84
Figure 5-18 Comparaison de l'ouverture de fissure des matériaux	85
Figure 5-19 Fibres à crochet Dramix 65-35 et ZP-305 (BFHP50 et BFHP70)	90
Figure 5-20 Fibres OL10-0.2 droites (BFUP120).....	91
Figure 5-21 Schéma et dimensions du montage	94
Figure 5-22 Photo du montage.....	94
Figure 5-23 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BHP50.....	98
Figure 5-24 Positionnement du système de levage des pré-dalles.....	99
Figure 5-25 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BFHP50	101
Figure 5-26 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BFHP70	103
Figure 5-27 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BFUP120	105

Figure 5-28 Courbe contrainte-déformation du BFUP120	107
Figure 5-29 Modèle numérique utilisé dans ATENA (BHP50).....	109
Figure 5-30 Sortie graphique ATENA – Pré-dalle de BHP50	110
Figure 5-31 Comparaison des 4 modèles numériques	112
Figure 5-32 Schéma de la pré-dalle bicouche BFUP120-BFHP50.....	113
Figure 6-1 Illustration et dimensions des nervures	117
Figure 6-2 Surface à granulats exposés d'un béton fibré haute performance	118
Figure 6-3 Montage de l'essai de traction uniaxiale	123
Figure 6-4 Effort de traction appliqué sur un spécimen de traction uniaxiale.....	123
Figure 6-5 Disposition des extensomètres	124
Figure 6-6 Montage de l'essai de traction uniaxiale TU.....	124
Figure 6-7 Courbe charge-ouverture moyenne du spécimen T-BFHP-T-1	127
Figure 6-8 Contraintes de traction maximale (TU).....	129
Figure 6-9 Comportement typique en traction d'une interface	130
Figure 6-10 Rigidité élastique initiale normale, k_{nn}	131
Figure 6-11 Spécimen de l'essai de cisaillement	133
Figure 6-12 Disposition des LVDT	133
Figure 6-13 Dimensions des spécimens de l'essai de cisaillement.....	134
Figure 6-14 Montage de l'essai de cisaillement.....	135
Figure 6-15 Courbe charge-déplacement des spécimens C-BFHP-N-1, C-BFHP-T-1... ..	138
Figure 6-16 Contrainte de cisaillement moyenne	139
Figure 6-17 Comportement typique de l'interface au cisaillement.....	140
Figure 6-18 Rigidité élastique initiale de cisaillement, k_{tt}	141
Figure 7-1 Systèmes de pré-dalle/dalle utilisés.....	146
Figure 7-2 Plan du système pré-dalle/dalle BFHP50	148
Figure 7-3 Coffrages de BFUP120 et Bi-couche – 3 juin.....	153
Figure 7-4 Mise en place du BFHP50 - 3 juin	153
Figure 7-5 Couche de BFHP50 de la Bi-couche – 3 juin.....	154
Figure 7-6 Coffrages et armatures du BFHP50-T – 22 mai.....	154
Figure 7-7 Application du retardateur de prise sur le BHP50 – 22 mai.....	155
Figure 7-8 Outil utilisé pour effectuer le profil nervuré – 10 juillet	155

Figure 7-9 Surface nervurée du BFHP50-N – 10 juillet	156
Figure 7-10 Schéma du montage de l'essai de flexion sur système pré-dalle/dalle	161
Figure 7-11 Montage expérimental – vérin et cellule de charge.....	161
Figure 7-12 Montage expérimental – appui libre.....	161
Figure 7-13 Chargements appliqués en fonction du temps de l'essai de fatigue	164
Figure 7-14 Critère d'ouverture de fissures maximale en service	171
Figure 7-15 Résultats expérimentaux du BHP50.....	174
Figure 7-16 Flèche en fonction des cycles de chargement du BHP50.....	175
Figure 7-17 Résultats expérimentaux du BFHP50-T et BFHP50-N.....	178
Figure 7-18 Flèche en fonction des cycles de chargement du BFHP50	179
Figure 7-19 Flèche en fonction des cycles de chargement du BFHP50-N	180
Figure 7-20 Résultats expérimentaux et théorique du BFUP120.....	182
Figure 7-21 Flèche en fonction des cycles de chargement du BFUP120	183
Figure 7-22 Résultats expérimentaux du Bi-couche	186
Figure 7-23 Flèche en fonction des cycles de chargement du Bi-couche	187
Figure 7-24 Modèle numérique utilisé dans ATENA (BHP50).....	188
Figure 7-25 Explication des zones d'apparition de la fissuration	190
Figure 7-26 Fonction multilinéaire de l'acier des armatures	191
Figure 7-27 Résultats expérimentaux et théorique du BHP50.....	193
Figure 7-28 Résultats expérimentaux et théorique du BFHP50 et BFHP50-N	195
Figure 7-29 Résultats expérimentaux et théorique du BFUP120.....	197
Figure 7-30 Résultats expérimentaux et théorique du système bi-couche.....	199
Figure 7-31 Comportement des systèmes de pré-dalle/dalles en flexion statique ..	201
Figure 7-32 Blocage de la fissuration par le BFUP120	203
Figure 7-33 Comportement des systèmes de pré-dalle/dalles de BHP50, BFHP50 et BFHP50-N en flexion ayant subi ou non le chargement cyclique	205
Figure 7-34 Comportement des systèmes de pré-dalle/dalles de BFUP120 et bi- couche BFUP120-BFHP50 en flexion ayant subi ou non le chargement cyclique..	206
Figure 7-35 Condition de mise en place de la dalle en BHP50	210
Figure 7-36 Conditions de mise en place de la dalle lors de la construction	210
Figure 7-37 Cambrure initiale de la pré-dalle	211

Figure 8-1 Joints entre les pré-dalles préfabriquées.....	220
Figure 8-2 Joint et détails entre les pré-dalles du système NUDECK	221
Figure 8-3 Profilages des pré-dalles proposés	221
Figure 8-4 Ancrage des armatures prolongées droites.....	222
Figure 8-5 Ancrage des armatures prolongées en crochet	222
Figure 8-6 Connexions poutre, pré-dalles et dalle coulée sur place	223

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

AIS	Analyse Inélastique des Sections
BF	Béton fibré
BRF	Béton renforcé de fibres
BFHP50	Béton fibre à haute performance de résistance à la compression à 28 jours de 50 MPa
BFHP70	Béton fibre à haute performance de résistance à la compression à 28 jours de 70 MPa
BFUP120	Béton fibré ultra performant de résistance à la compression à 28 jours de 120 MPa
BHP50	Béton à haute performance de résistance à la compression à 28 jours de 50 MPa
CAD	Coefficient d'amplification ou majoration dynamique
CL-625	Camion de conception type du <i>Ministère des Transports du Québec</i>
CSP	Coulé sur place
DC	Dalle centre
DE	Dalle extérieure
É.F.	Éléments finis
ÉLS	État limite en service (d'utilisation)
ÉLU	État limite ultime
Exp.	Expérimental
FAD	Facteur d'amplification dynamique
LPCP	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LR	Longueur caractéristique
LVDT	Voltage displacement linear transducer
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NA	Non applicable
ND	Non disponible
NP	Non précontraint
PCI	Precast/Prestressed Concrete Institute
PE	Poutre extérieure
PI	Poutre intérieure

STD	Standard Specifications
TU	Traction uniaxiale
TYP.	Typique
<i>A</i>	Aire de contact Borne inférieure Charge due au verglas
A_g	Aire brute de la section
A_s	Aire d'armature
<i>B</i>	Borne supérieure Charge due à la couche de bitume
<i>b</i>	Largeur de la semelle supérieure
b_i	Largeur de l'interface
<i>c</i>	Distance entre la fibre extrême en compression et l'axe neutre Distance de recouvrement
<i>c/c</i>	Distance centre à centre
<i>C</i>	Charge de construction
C_α	Argument de probabilité
C_M	Coefficient de distribution du moment statique
<i>d</i>	Hauteur effective, soit la distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité de la force de traction Diamètre des fibres
d_b	Diamètre nominal du toron Diamètre de la barre d'armature
d_e	Profondeur effective entre la fibre extrême en compression et le centroïde de la force de traction de l'armature
d_{ext}	Diamètre extérieur moyen
<i>D</i>	Charge morte Diamètre nominal du fil ou du toron
<i>e</i>	Profondeur moyenne de l'entaille à mi-hauteur
<i>E</i>	Charges dues à la poussée des terres et à la pression hydrostatique autres que le poids propre Surface exposée

E_c	Module élastique du béton
E_p	Module élastique de l'acier des torons
E_s	Module élastique de l'acier
E/C	Rapport volume d'eau sur volume de ciment
EQ	Charge due à un séisme
f'_c	Résistance à la compression à 28 jours du béton
f_{cr}	Contrainte de fissuration du béton
f_{cu}	Résistance à la compression d'un cube de béton à 28 jours
f_s	Contrainte de traction dans les barres d'armature
f'_t	Résistance à la traction du béton à 28 jours
	Résistance à la traction de l'interface
f_y	Limite de plastification des barres d'armature
F	Charges dues à la force hydrodynamique, à la pression des glaces et aux torrents de débris
F_r	Contrainte maximale de l'acier
F_u	Contrainte de rupture de l'acier
F_y	Limite élastique de l'acier
G	Espacement entre les connecteurs de cisaillement
h	Hauteur de l'élément considéré
h_B	Épaisseur de la couche de bitume
H	Charge due au choc provoqué par la collision d'un véhicule routier ou d'un navire
k_b	Coefficient pour tenir compte de l'emploi de l'armature non précontrainte revêtue d'époxy
k_{nn}	Rigidité élastique initiale normale
k_{tt}	Rigidité élastique initiale de cisaillement
K	Coefficient pour tenir compte de la dimension des éléments
	Facteur de 1,6 pour les éléments préfabriqués, dalles précontraintes
	Effets des contraintes, des déformations et des déplacements, y compris les effets de retenue, et ceux du frottement ou de la rigidité des appareils d'appui
l	Longueur des fibres

l_d	Longueur de développement Longueur de développement disponible à mi-portée de la pré-dalle
l_{ne}	Portée nette effective
l_t	Largeur tribulaire Portée nette
L	Portée Charge vive Surcharge routière
L_n	Portée nette
$L_{r_{mat}}$	Longueur de référence des matériaux
$L_{r_{struct}}$	Longueur de référence de la poutre
L_x	Distance entre l'extrémité et le centre du panneau
M	Moment fléchissant
M_C	Moment dû aux charges de construction
M_D	Moment dû aux charges mortes
$M_{f_{net}}$	Moment découlant du moment pondéré en fatigue auquel le poids de la pré-dalle et de la dalle est enlevé
M_{max}	Moment maximal produit par le passage du camion
M_0	Moment statique
$M_{0,équ}$	Moment statique équivalent
M_s	Moment fléchissant à la section considérée à l'état limite de service
M_t	Moment transversal positif ou négatif
M_t^-	Moment négatif du porte-à-faux
M_{tf}	Moment transversal positif ou négatif pondéré
M_w	Moment à une section où la contrainte de traction de f_{cr} est générée dans le béton
n	Nombre de données
N	Surface nervurée
P	Charge de la roue arrière du camion Charge de roue maximale du camion CL-625 ; 87.5 kN Sollicitations secondaires dues à la précontrainte Charge Charge ponctuelle due aux roues d'un demi-tandem

P_a	Pression amplifiée
$P_{f\ net}$	Charge découlant du moment pondéré en fatigue auquel le poids de la pré-dalle et de la dalle est enlevé
P_{max}	Charge maximale
P_{min}	Charge minimale
P_0	Chargement exceptionnel
s_c	Distance nette entre les barres d'armatures les plus rapprochées de la face tendue
S	Portée effective Portée de la dalle entre le centre et les poutres Portée entre les faces internes de l'âme de la poutre Portée transversale Charge due au tassement différentiel et/ou au mouvement des fondations
S/C	Rapport du volume de sable sur le volume de ciment
S/G	Rapport du volume de sable sur le volume de gravier
t	Âge du béton Temps après la mise en tension
T	Surface truellée
V	Charge due au vent sur la circulation Volume de fibres
w	Ouverture de fissure
W	Charge due au vent sur un ouvrage
X	Distance entre la roue et un point de support
z	Bras de levier de la section composite
α	Coefficient de pondération de charge
α_D	Coefficient de pondération de la charge morte
α_E	Coefficient de pondération des charges dues à la poussée des terres et à la pression hydrostatique autres que le poids propre
α_P	Coefficient de pondération de la charge de précontrainte
β	Pourcentage de la force longitudinale dans la section de nouveau béton sur la force totale comprise dans la zone en compression ou en traction, toutes deux calculées en fonction de la section désirée
β_2	Critère d'ouverture de fissures (CSA-S6-06 et MTQ)

$c + \varphi\sigma$	Résistance au cisaillement de l'interface
ΔP	Écart de chargement
ε	Déformation
γ_B	Poids volumique du bitume
γ_c	Poids volumique du béton
ν	Coefficient de Poisson
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton
$\phi_{c\,dalle}$	Coefficient de tenue du béton de la dalle
$\phi_{c\,pré-dalle}$	Coefficient de tenue du béton de la pré-dalle
ϕ_s	Coefficient de tenue de l'acier
ρ	A_s / A_i
σ	Charge
$\hat{\sigma}$	Écart type des données
σ_n	Contrainte par unité d'aire causée par la force normale minimale externe perpendiculaire à l'interface, agissant simultanément
$\sum X$	Somme des données
$\bar{X}$	Moyenne des données

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A Formulation des bétons	228
ANNEXE B Dimensions des coffrages et mise en place des bétons des pré-dalles	234
ANNEXE C Préparation des spécimens des essais de caractérisation	242
ANNEXE D Protocoles des essais de caractérisation.....	244
ANNEXE E Protocoles – Essais sur systèmes pré-dalle/dalles	246
ANNEXE F Photos des essais sur les systèmes pré-dalle/dalles.....	249

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1. CONTEXTE

1.1.1. Les ponts au Québec

Pour les ponts, les dalles sont les éléments les plus vulnérables de ce type de structure, ainsi que les plus coûteux à réparer. Au Québec, nous pouvons compter plus de 12 000 ponts si nous incluons les ponts sous la juridiction du *Ministère des Transports du Québec* (MTQ), les ponts municipaux, les ponts forestiers et ceux appartenant à *Hydro-Québec*. Le réseau routier a atteint un âge moyen d'environ 40 ans. À titre d'exemple, plus de 70% de ponts du réseau principal (autoroutes et routes) ont été construits entre 1960 et 1980, alors que plus de la moitié a été construit avant 1970 (MTQ 2008). Inévitablement, les dalles de la grande majorité de ces ouvrages nécessitent, ou nécessiteront prochainement, des travaux de réhabilitation ou de remplacement. Étant donné la courte saison favorable à la mise en place du béton, ainsi que les coûts sociaux importants engendrés par la gestion et le détournement de la circulation lors des travaux, accélérer la construction et la réhabilitation des ponts devient un enjeu primordial.

Pour parvenir à améliorer le temps voué à la construction d'ouvrages civils, il est courant d'utiliser des éléments préfabriqués en usine. D'ailleurs, le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA 2006) permet actuellement l'usage de pré-dalles servant de coffrage perdu pour la coulée subséquente de la dalle au moment de la construction. Néanmoins, le *Code* ne considère pas l'apport structural des pré-dalles lors de la conception de la dalle. La dalle est donc inutilement surdimensionnée. De plus, l'utilisation de pré-dalles pourrait réduire les risques associés à la mise en place et à l'emploi d'échafaudages ainsi que la détérioration des surfaces des poutres par les coffrages y étant mécaniquement fixés.

Par ailleurs, plusieurs méthodes ont été employées au cours des dernières années afin d'améliorer la durabilité des nouvelles constructions. L'utilisation de béton à haute performance, d'armatures galvanisées, de recouvrements plus importants et de membranes imperméables sous le pavage ont permis d'améliorer la durabilité des dalles. Cependant, les dalles sont toujours appelées à fissurer sous l'action répétée des sollicitations structurales et des charges induites par le passage des véhicules lourds (Massicotte et Moffatt 2003). De plus, lorsque le pont est situé au-dessus d'une voie routière ou d'un cours d'eau salin, la section inférieure de la dalle de tablier est soumise à des conditions environnementales sévères telles que du brouillard et des éclaboussures contenant des sels. L'infiltration de l'eau et des chlorures dans le béton cause et accélère la corrosion de l'armature présente, ce qui rend inévitable sa détérioration à court et à long terme.

1.1.2. Utilisation des éléments préfabriqués dans les ponts

La construction d'ouvrages occasionne inévitablement quelques désagréments : déviation du trafic, congestion, fermeture de voies et sécurisation des chantiers. Même si ceux-ci sont souvent inévitables, la limitation de ces désagréments est rendue possible par l'accélération de la construction en utilisant des éléments de béton préfabriqués. Il existe plusieurs types d'éléments préfabriqués en béton pour les ponts : dalle, pré-dalle, poutre, pile, chevêtre, semelle et culée.

La fabrication en usine des éléments de béton préfabriqués permet une qualité supérieure et l'uniformité du produit par le contrôle des conditions typiques en chantier de construction : température, humidité et qualité du matériel. La résistance des éléments de béton préfabriqués est donc supérieure; ils se dégradent donc plus lentement en présence d'un milieu agressif (NPCA 2005).

Comme les éléments sont fabriqués à l'avance, ils peuvent être livrés sur le chantier au moment opportun. Ils peuvent alors être immédiatement installés sur l'ouvrage à l'aide d'une grue et d'une équipe de travail avisée. Les projets comprenant des sections préfabriquées en béton permettent de sauver plusieurs semaines et même

plusieurs mois de travail en chantier en comparaison aux projets standards impliquant des éléments de béton coulés sur place (NPCA 2005). Aussi, les sections préfabriquées minimisent les travaux à proximité du trafic, en hauteur et au-dessus de plans d'eau - la sécurité des travailleurs n'en est qu'accrue.

La déviation et la congestion automobile coûtent cher au promoteur et importunent les utilisateurs. Il est alors avantageux d'éviter le plus possible la fermeture et/ou la réduction de voies ainsi que la déviation de la circulation, en outre, avec l'utilisation d'éléments préfabriqués.

1.1.3. Utilisation des pré-dalles et des nouveaux matériaux

La durabilité du tablier de pont peut être grandement améliorée avec l'utilisation de bétons fibrés à haute et ultra haute performance (très faible perméabilité). Ces matériaux présentent des résistances mécaniques très élevées, une durabilité prolongée et une maniabilité surprenante. Des recherches antérieures démontrent d'ailleurs que les dalles de ponts fabriquées avec des bétons renforcés de fibres présentent une durabilité accrue (Moffatt 2001). Ceci s'explique par la capacité des fibres à réduire l'ouverture des fissures dans les directions longitudinales et transversales. Les fibres permettent donc de répondre aux exigences du *Code*, et ce, avec une quantité d'armature réduite. Les fibres sont aussi connues pour empêcher la formation de fissures importantes dans les structures sujettes au retrait et aux variations volumétriques différentielles (Moffatt 2001).

Le développement d'éléments de ponts préfabriqués en bétons innovants, tels que les pré-dalles, permettrait donc d'accélérer considérablement la construction et la réhabilitation des ponts ainsi que de prolonger la durabilité de ces éléments qui doivent souvent être réparés ou remplacés.

Les pré-dalles reposent sur les poutres longitudinales ou les entretoises et servent de coffrage à la coulée subséquente de la dalle (Figure 1-1). Lorsque le béton de la dalle de tablier coulé sur place est durci, la pré-dalle développe une action mixte avec

celui-ci pour résister efficacement aux différentes charges. Cette action, issue de l'adhérence à l'interface, peut être améliorée par la préparation de surface de la pré-dalle. Ainsi donc, les pré-dalles servent de coffrage lors de la coulée en place de la dalle ainsi que de renforcement permettant de résister au moment positif engendré entre les poutres.

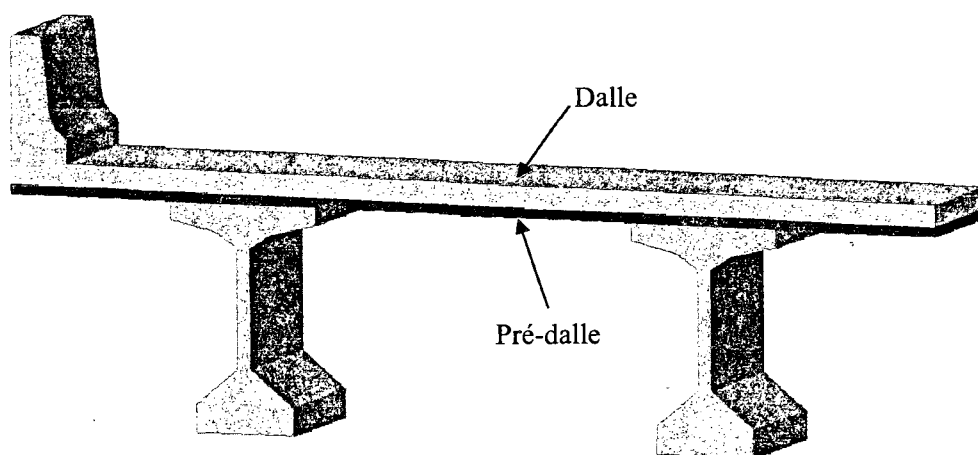


Figure 1-1 Concept de pré-dalle

Dans ce document, la dénomination de la pré-dalle et de la dalle coulée sur place de la dalle mixte aussi nommée système pré-dalle/dalle sera celle montrée à la Figure 1-2. La dalle coulée sur place sera dénommée seulement dalle.

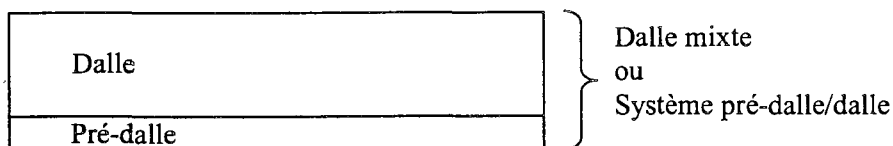


Figure 1-2 Dénomination de la dalle mixte

Les pré-dalles ont été employées avec succès en Floride, au Texas, en Pennsylvanie, en Virginie de l'ouest, en Indiana, au Kentucky, au Missouri, dans plusieurs autres états américains et très récemment au Québec (Badie 1997; Desgagné 1998).

1.2. OBJECTIFS ET PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE

L'objectif principal de ce projet visait à concevoir des pré-dalles pour les ponts d'épaisseur optimisée en utilisant trois bétons innovants. Le dimensionnement a été réalisé en considérant deux concepts de pré-dalles. Le premier concept définissait l'utilisation de la pré-dalle seule comme coffrage pour la coulée subséquente de la dalle de pont. Le deuxième concept consistait à développer une action mixte entre la pré-dalle et la dalle de pont. Cette action mixte devait être suffisamment adéquate de sorte que l'apport de rigidité et de résistance de la pré-dalle puisse être considéré lors du dimensionnement de la dalle.

Quatre matériaux ont été sélectionnés pour la fabrication des pré-dalles, soit :

- Béton à haute performance à résistance à la compression de 50 MPa (BHP50) ;
- Béton fibré à haute performance à résistance à la compression de 50 MPa (BFHP50-1.0) contenant 80 kg/m^3 (1%) de fibres à crochet de 35 mm ($l/d=64$) ;
- Béton fibré à haute performance à résistance à la compression de 70 MPa (BFHP70-1.5) contenant 117 kg/m^3 (1.5%) de fibres à crochet de 30 mm ($l/d=55$) ;
- Béton fibré ultra performant à résistance à la compression de 120 MPa (BFUP120-4.0) contenant 312 kg/m^3 (4%) de fibres droites de 10 mm ($l/d=50$).

Dans ce travail, nous avons aussi pour objectifs de :

- déterminer les caractéristiques à l'interface entre la pré-dalle et la dalle requis pour la modélisation numérique;
- déterminer la résistance des pré-dalles seules;
- déterminer la performance en conditions statique et cyclique des systèmes pré-dalle/dalles;
- recommander la solution optimale en considérant la performance mécanique et les coûts de fabrication.

La portée de ce projet a également inclus le développement de nouvelles techniques de caractérisation des matériaux.

1.3. MÉTHODOLOGIE

Ce projet a été divisé en trois étapes, soit :

- Conception et programme expérimental sur les pré-dalles seules ;
- Programme expérimental sur les interfaces de bétons d'âge et de nature différents ;
- Conception et programme expérimental sur les pré-dalles de type action mixte.

1.3.1. Phase 1 - Conception et programme expérimental sur les pré-dalles

La première étape du projet consistait à dimensionner préliminairement les pré-dalles à l'aide de modélisations numériques. Le détail d'armature ainsi que l'épaisseur ont varié en fonction de la gamme de matériaux employés (BHP50, BFHP50, BFHP70 et BFUP120) et ont été optimisés afin de satisfaire aux critères d'ouverture de fissures à l'état limite de service et de fournir une résistance suffisante à l'état limite ultime.

Ensuite, des spécimens de pré-dalles de taille réelle (1 m x 3 m) ont été fabriqués en usine et testés au laboratoire de structure de l'*École Polytechnique de Montréal* dans le but de valider les modèles numériques. L'essai effectué était de type flexion statique avec deux charges distantes de 600 mm.

1.3.2. Phase 2 - Programme expérimental sur les interfaces de bétons d'âge et de nature différents

La modélisation numérique de la dernière phase de travail (*Phase 3 - Conception et programme expérimental sur les systèmes pré-dalle/dalles*) nécessitait la caractérisation de l'interface entre deux bétons d'âges différents. Ces bétons pouvaient être de même nature ou de nature différente. La dalle, coulée subséquemment sur la pré-dalle préfabriquée, était constituée de béton à haute performance (BHP50). Un seul type de dalle en BHP50 a donc été considéré alors que quatre types de pré-dalles en BHP50, BFHP50, BFHP70 et BFUP120 ont été étudiés. Les combinaisons de bétons considérées étaient donc respectivement pour la dalle et la pré-dalle : BHP50/BHP50, BHP50/BFHP50, BHP50/BFHP70 et BHP50/BFUP120.

Afin d'obtenir l'action mixte du système pré-dalle/dalle, la surface de la pré-dalle en contact avec la dalle a subi une préparation de surface particulière. Les surfaces ont soit été nervurées ou à granulats exposés. La surface nervurée a été obtenue en coulant du béton frais sur une pièce à profil nervuré déposée dans le fond du coffrage. Pour obtenir un béton à surface à granulats exposés, un retardateur de prise a été appliqué sur le béton à l'état frais de la pré-dalle. Ce produit a retardé la prise du mortier uniquement à la surface du béton. Après quelques heures de pose, le mortier non durci a été retiré à l'aide d'un jet d'eau.

Des essais de traction uniaxiale (traction directe) et de cisaillement ont été effectués sur des spécimens combinant un des trois types de préparation surface (truellée, nervurée ou granulats exposés) et types de béton (BHP50, BFHP50 et BFUP120) pour un total de 54 spécimens (27 traction uniaxiale et 27 cisaillement). Notons que

le BFHP70 n'a pas été étudié dans cette phase du projet. Les résultats ont été analysés et utilisés pour paramétrer l'interface entre la pré-dalle et la dalle lors des calculs par éléments finis. Cette caractérisation a donc été nécessaire pour la conception des systèmes pré-dalle/dalles développant une action mixte de la Phase 3.

1.3.3. Phase 3 - Conception et programme expérimental sur les systèmes pré-dalle/dalles

Cette phase de travail a permis d'étudier le comportement en flexion du système pré-dalle/dalle développant une action mixte. Ce système était composé d'une pré-dalle de BHP50, BFHP50 ou BFUP120 sur laquelle a été coulée une dalle de BHP50. Suite au dimensionnement et à la fabrication des systèmes pré-dalle/dalles, des essais en flexion avec une charge concentrée ont été effectués en laboratoire et validés par des modèles numériques. La moitié des spécimens a été testée uniquement en condition statique jusqu'à la rupture et l'autre moitié a subi un chargement cyclique correspondant aux conditions de service pour être ensuite aussi testé en statique jusqu'à la rupture. La résistance résiduelle des systèmes et l'intégrité des interfaces pré-dalle/dalles ont ainsi pu être vérifiées.

1.4. ORGANISATION DU MÉMOIRE

Les chapitres 2 et 3 sont des revues de littératures. Le chapitre 2 renseigne sur la formulation, la mise en œuvre, les applications et les avantages des bétons renforcés de fibres. Quant à lui, le chapitre 3 compare les différentes normes entourant la conception des pré-dalles ou des systèmes comprenant des pré-dalles. Un tableau situé à la fin de ce chapitre permet une rapide consultation des normes étudiées.

Le chapitre 4 de ce document est entièrement consacré à détermination des moments transversaux maximaux positifs et négatifs utilisés pour le dimensionnement des pré-dalles et des systèmes pré-dalle/dalles. Il présente le pont modèle étudié, les combinaisons de charges utilisées et l'analyse par élément finis effectuée sur le pont modèle. Ce chapitre compare aussi différentes méthodes d'analyses permettant

d'obtenir les moments positifs maximaux : analyse du pont modèle avec un logiciel de calcul par éléments finis, l'approche semi-empire du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA 2006) et une méthode proposée par Kathleen Moffatt (Moffatt 2001).

Le chapitre 5 présente la conception des pré-dalles et des systèmes pré-dalle/dalles ainsi que le programme expérimental des pré-dalles seules. Les résultats obtenus des essais de flexion sont présentés et discutés, mais aussi comparés aux résultats des modèles numériques reproduisant les essais de flexion. Ce chapitre conclue avec quelques recommandations suggérées pour les prochaines phases du projet de recherche et un nouveau concept de pré-dalle, la pré-dalle de type bi-couche.

Le chapitre 6 expose les essais de caractérisation de traction directe et de cisaillement effectués sur des spécimens comportant deux bétons d'âge et de nature différents. Cette phase du projet nous a permis de déterminer les paramètres nécessaires pour caractériser les interfaces des modèles numériques des systèmes pré-dalle/dalles. Ce chapitre montre donc les deux programmes expérimentaux, les résultats tirés des essais, les analyses statistiques de ceux-ci ainsi que quelques recommandations.

Le chapitre 7 décrit la conception des systèmes pré-dalle/dalles, leur fabrication et le programme expérimental des essais de flexion. Les résultats expérimentaux et provenant de modèles numériques y sont aussi exposés et comparés. Suite aux discussions sur les résultats, quelques recommandations sont formulées.

Finalement, le chapitre 8 fait une rétrospective sur tous les chapitres. Des pistes pour de futurs sujets de recherche y sont aussi présentées.

CHAPITRE 2 LE BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES

La popularité de l'utilisation du béton est essentiellement due à ses multiples avantages. Le béton a entre autre la particularité de pouvoir être moulé sous diverses formes, des plus simples aux plus complexes. La résistance à la compression élevée et la grande rigidité de ce matériau le rend intéressant au niveau structural. Le béton a aussi le mérite de présenter une conductivité thermique et électrique faibles et d'être peu combustible et toxique.

Néanmoins, le comportement du béton compte aussi des faiblesses ; il est fragile et résiste mal à la traction. Les nombreuses innovations au niveau de la technologie du béton ont permis de pallier à certaines de ces lacunes, en autres par l'ajout de fibres à la matrice du béton.

2.1. LES FIBRES

Il existe sur le marché quatre classes de fibres pouvant être ajoutées au béton selon la nature du matériau :

- Synthétique : acrylique, aramide, carbone, nylon, polyester, polyéthylène et polypropylène;
- Naturelle : bagasse, noix de coco, jute, maguey, banane, palmier et bambou;
- Métallique : inoxydable, galvanisé, fil étiré à froid, tôle découpé et extrusion de matière fondue, fonte amorphe;
- Verre : sodocalcique, borosilicaté, Cem-Fil et NEG.

Les fibres métalliques sont disponibles sous plusieurs formes (Figure 2-1) :

- Droite;
- Ondulée;

- Avec crochets aux extrémités;
- Avec tête d'ancrage conique;
- Avec bouts aplatis;
- Tôle ondulée déformée;
- Crêpée.

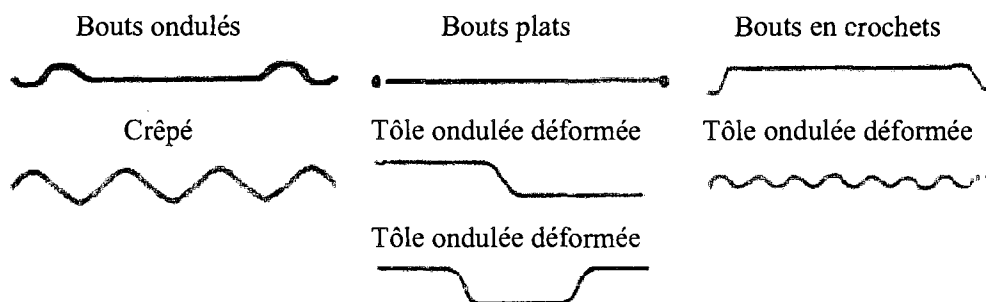


Figure 2-1 Géométrie des fibres métalliques (Rossi et Charron 2006)

Dans le cadre de ce projet de recherche, seules les fibres d'acier à crochets et droites ont été utilisées pour renforcer le béton.

2.1. ACTION DES FIBRES

Les bétons renforcés de fibres apportent plusieurs avantages au niveau de la performance du matériau lui-même ainsi qu'au niveau structural. Ils permettent en outre de concevoir des éléments plus minces, plus résistants ou plus légers. Outre ces avantages structuraux significatifs, ils confèrent à ces éléments une initiation et une propagation de la fissuration moins importantes pour un niveau de chargement en service équivalent, de même qu'un endommagement dû au transport et à la manutention nettement réduit (Beaudoin 1982; Casanova 1995).

Lorsque, sous l'effet des charges imposées et des déformations, les contraintes atteignent la résistance à la traction maximale du matériau, il y a inévitablement formation de fissures. Le comportement des fibres peut alors être comparé à celui des barres d'armatures, mais à une échelle beaucoup plus petite. En effet, tout comme l'armature inférieure d'un élément en béton, les fibres stoppent le développement de la fissuration. Les fibres introduites dans la matrice du béton permettent en fait de « coudre » les fissures produites par les contraintes de traction dues aux déformations dans le matériau et aux sollicitations mécaniques. Les fissures peuvent être provoquées par le retrait et/ou d'autres variations volumiques différentielles telles que le refroidissement du béton après l'hydratation, le retrait endogène, le retrait de séchage et les charges de service. Les fibres apportent donc une contribution structurale supplémentaire par leur capacité à refermer partiellement les fissures initiales lors de la relaxation des contraintes internes du béton (Beaudoin 1982).

Il est possible d'utiliser deux différentes longueurs de fibres, chacune d'elles apportant des propriétés différentes au matériau. Un important volume de fibres de faible diamètre et de faible longueur améliore la résistance et la ductilité en traction du béton dont la matrice, plus compacte et plus résistante, est fragilisée. Cet apport est possible par la « couture » des microfissures et le retard de l'apparition des macrofissures. En revanche, un faible pourcentage de fibres longues, lesquelles « coudent » les macrofissures et retardent la rupture, augmente la capacité portante ainsi que la ductilité en flexion et à l'effort tranchant des structures (Rossi et Charron 2006). Lorsque nous introduisons des fibres au béton pour en améliorer la résistance à la flexion et à la traction, l'objectif visé est essentiellement d'en avoir le plus grand pourcentage possible orienté perpendiculairement au plan de fissure potentielle.

Pour des ouvrages où la pose de treillis métalliques est complexe ou impraticable, les fibres permettent en outre d'en remplacer partiellement ou intégralement l'usage. De plus, lorsque que de l'armature traditionnelle est employée, il est possible d'en réduire l'espacement en ajoutant un certain volume de fibres au mélange de béton.

2.2. FORMULATION DU BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES

Dans un béton renforcé de fibres (BRF), plus le dosage en fibres introduit dans le mélange est élevé, plus le ratio sable/pierre et la quantité de ciment doivent être haussés. Cette optimisation du squelette granulaire permet d'en améliorer la compacité, ce qui est nécessaire pour obtenir la maniabilité requise. En effet, dans le béton frais l'ajout de fibres affecte la maniabilité au même titre que les gros granulats. Afin d'obtenir des BRF maniables, il est donc requis de réduire la quantité de gros granulats et d'ajuster le volume de sable. Cependant, l'ajout de sable augmente la porosité et un dosage de ciment adéquat est nécessaire pour combler les vides. Ceci a l'avantage de maximiser le développement de l'action mécanique entre les fibres et la pâte de ciment (Bélanger 2000).

Le rapport longueur/diamètre des fibres influence également la quantité de sable et de ciment à introduire dans le béton. Plus ce rapport est grand, plus la quantité de sable et de ciment nécessaire est élevée. Autrement dit, pour améliorer la maniabilité, la compacité et le contact fibre-matrice, il est préférable d'utiliser des fibres présentant un ratio longueur/diamètre faible. Toutefois, au niveau mécanique, il est préférable d'avoir des fibres élancées. Les fibres élancées conduisent parfois à la formation de pelotes de fibres. Pour éviter la formation de pelotes de fibres et d'éventuels problèmes d'ouvrabilité, tout en assurant une bonne efficacité des fibres, la longueur de celles-ci ne doit pas être inférieure à deux fois le diamètre des granulats présents (Rossi 1998).

La méthode de formulation des BRF dépend de la composition de la matrice du béton désirée. Si la matrice contient du sable et des granulats, la méthode de formulation Baron-Lesage (Baron et Lesage 1976) est utilisée pour formuler un béton renforcé de fibres courant. Si la matrice ne contient que du sable, la méthode LCL (Baron et Lesage 1965) permet d'obtenir un béton renforcé de fibres ultra performant (Rossi et Charron 2006).

L'étonnante performance des Bétons Fibrés à Ultra-Haute Performance (BFUP) repose quant à elle sur divers principes généraux tels que (Denarie 2004) :

- la réduction de la taille des grains inertes (granulats) pour améliorer l'homogénéité du mélange;
- l'augmentation de la quantité de pâte liante (ciment+ajouts pouzzolaniques);
- l'optimisation de la distribution granulométrique granulats + liants;
- la réduction du rapport eau/liant à une valeur minimale;
- l'ajout de fibres pour augmenter la capacité de déformation et la résistance à la fissuration.

Ces pâtes atteignent des résistances extrêmement élevées à l'aide de techniques spécifiques telles qu'une formulation optimale pour maximiser la compacité du mélange, le pressage, le compactage, le traitement chimique ou une combinaison de ces deux dernières.

Le but de l'utilisation des fibres dans le BFUP est d'améliorer la performance du matériau sous les contraintes de traction (résistance et ductilité) et de maintenir une ductilité satisfaisante en compression. Les fibres assurent la ductilité du matériau devenu extrêmement fragile vu sa compacité élevée (Rossi 1998). Pour augmenter la résistance à la compression, il suffit d'améliorer la compacité et l'homogénéité mécanique de la matrice en utilisant un rapport eau sur ciment faible, un haut pourcentage de fumée de silice et/ou des agrégats très durs.

2.3. MISE EN ŒUVRE DES BÉTONS RENFORCÉE DE FIBRES

La mise en œuvre des bétons renforcés de fibres est un procédé qui peut influencer fortement le comportement même du matériau. Une mauvaise technique de mise en place altère notamment les aspects suivants (Rossi 1998) :

- l'orientation préférentielle des fibres;

- les effets de « voûte » ou d'écran;
- les effets de « cheminée »;
- la ségrégation des fibres;
- l'appauvrissement en fibres;
- la relation entre le rapport longueur/diamètre de la fibre et la maniabilité du béton renforcé de fibres.

Comme les fibres d'acier permettent de « coudre » les fissures lorsqu'elles sont disposées perpendiculairement à l'ouverture de leurs lèvres, une orientation préférentielle des fibres parallèle aux fissures peut atténuer considérablement le rôle des fibres.

Les effets de voûte ou d'écran sont rencontrés lorsque l'espacement entre les armatures ou les parois d'un coffrage est moindre ou très peu supérieur à la longueur des fibres utilisées.

Si le béton doit être vibré lors de sa mise en place, il est fortement déconseillé d'utiliser une aiguille vibrante si ce béton est visqueux et contient un pourcentage élevé de fibres. La pénétration de l'aiguille provoque une orientation préférentielle des fibres le long de celle-ci. Ces fibres s'emboîtent les unes contre les autres et lors du retrait de l'aiguille vibrante, laisse un trou (cheminée) comportant soit une quantité prépondérante de laitance ou simplement un vide non comblé par la matrice visqueuse. Ce phénomène se nomme l'effet cheminée. Il est donc fortement suggéré de favoriser la vibration externe étant donnée la sensibilité considérable des bétons fibrés à la vibration excessive.

Pour les lecteurs curieux d'en savoir davantage, Braike explique en détail la fabrication et la mise en place efficace du BFUP (Braike 2007).

2.4. PROPRIÉTÉS DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

2.4.1. Résistance à la compression

Pour les bétons renforcés de fibres conventionnels, ayant un volume de fibres environnant les 1 à 2%, l'effet des fibres sur la résistance maximale en compression est négligeable. Toutefois, la capacité et la rigidité de ces bétons est significativement augmentées.

Pour augmenter la résistance à la compression d'un béton ayant une bonne maniabilité, il faut utiliser un pourcentage élevé de fibres courtes comme dans le BFUP (Rossi 1998). Cependant, introduire des fibres dans un béton implique nécessairement d'augmenter la quantité de ciment et de sable dans sa composition. La porosité en est donc ainsi diminuée, ce qui peut aider à augmenter la résistance à la compression. Ce n'est donc pas l'ajout de fibres qui influence directement la résistance à la compression tel que démontré par des études sur des bétons renforcés de fibres à composition et maniabilité identiques (Rossi 1998). Rossi mentionne même que « les BRF constitués de fibres longues ont toujours des résistances en compression et en traction inférieures à celles du béton non fibré fabriqué avec les mêmes constituants et à maniabilité équivalente ». En fait, les fibres créent un certain confinement latéral lors de la rupture en compression qui améliore la capacité en déformation du matériau (Denarie 2004).

Le BFUP, quant à lui, possède une très grande résistance à la compression (150 à 250 MPa à 28 jours sans cure thermique) due à l'ajout d'un volume important (3 à 4%) de fibres courtes et à sa matrice cimentaire compacte composée uniquement de particules fines (diamètre du plus gros granulat d'environ 0.6 mm). L'ajout de fibres procure un confinement latéral évitant le mode de rupture extrêmement brutale survenant dans le même matériau sans fibre (Denarie 2004). Le BFUP est reconnu pour conférer une capacité de déformation très importante.

Le processus de fissuration en compression du BFUP comporte six phases distinctes (Figure 2-2) :

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

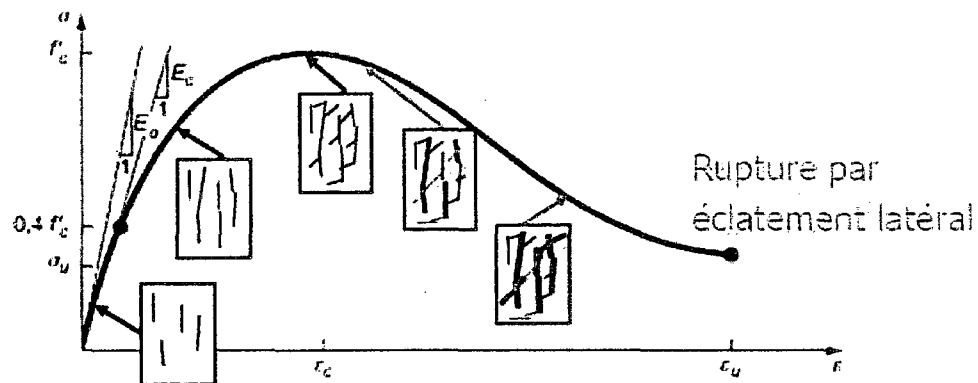


Figure 2-2 Comportement du BFUP en compression uniaxiale (Rossi et Charron 2006)

Notons que le coefficient de Poisson des bétons renforcés de fibres se situe normalement entre 0.20 et 0.25 alors qu'il varie entre 0.22 et 0.24 pour les BFUP (Parant 2003).

2.4.2. Résistance à la traction

La comparaison du comportement en traction du BRF et du BFUP est montrée à la Figure 2-3 et résumée au Tableau 2-1. Les courbes des deux types de bétons sont

similaires dans la portion initiale (0-A) et la portion finale (B-C). Toutefois, la courbe du BFUP possède une portion additionnelle importante dans laquelle les contraintes augmentent avec l'augmentation des déformations (A-B) conduisant à une augmentation de la rigidité (représentée par l'aire sous la courbe contrainte-déformation). C'est dans cette phase dite écrouissante ou durcissante, (strain-hardening) particulière au BFUP, que la fissuration multiple se produit. La rupture n'est pas localisée et le comportement du matériau peut être représenté par une courbe contrainte-déformation. Ce comportement, semblable à celui du béton armé, ne peut être reproduit qu'avec une matrice à très haute résistance renforcée d'une grande quantité de fibres courtes (Denarie 2004).

Après le point B, qui correspond à la résistance maximale post-fissuration σ_{pc} , il y a localisation de la rupture et adoucissement progressif du matériau jusqu'à la rupture totale. Cette phase se caractérise par une loi contrainte-ouverture de fissure. Les fibres permettent la diminution graduelle de la contrainte post-pic (de B à C) dont la vitesse est fonction du pourcentage et du type de fibres utilisés (Denarie 2004).

Tableau 2-1 Comparaison du comportement à la traction du BRF et du BFUP

Phase	BRF	BFUP	Description
I (0-A)	OUI	OUI	– Phase élastique jusqu'à la résistance de fissuration σ_{cc} (point A)
II (A-B)	NON	OUI	– Phase écrouissante – Augmentation des déformations, de la fissuration et de la rigidité avec l'augmentation des contraintes – Loi contrainte-déformation
III (B-C)	OUI	OUI	– Phase adoucissante – Diminution graduelle de la contrainte post-pic – Localisation rapide des déformations menant graduellement à la rupture – Loi contrainte-ouverture de fissure

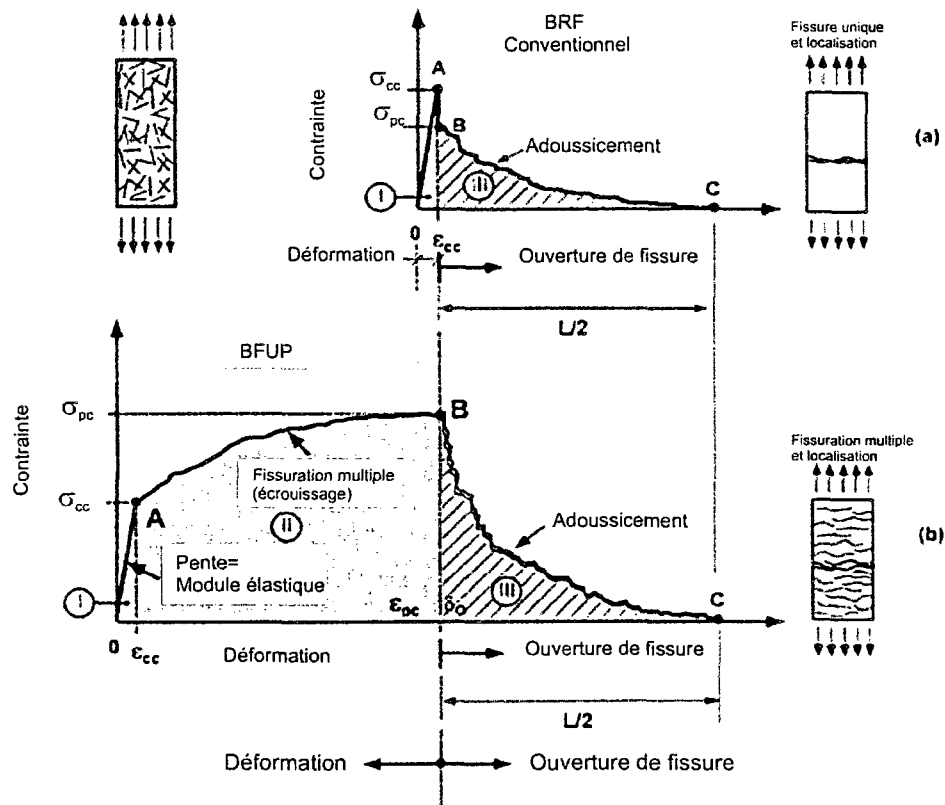


Figure 2-3 Comparaison entre le comportement à la traction du BRF et du BFUP [Adaptée de (Naaman 2003)]

2.4.3. Retrait

Le retrait cause souvent la fissuration précoce des bétons. Ce phénomène est associé à la pâte de ciment et sa importance dépend des conditions aux limites et du squelette granulaire (Casanova 1995). Si les fibres du BRF semblent avoir peu d'effet sur l'amplitude des différents retraits, elles semblent toutefois améliorer la répartition de la fissuration dans le cas de retrait empêché (Casanova 1995; El Hachem 1990;

Granju 1991; Kovler et al. 1993). Le meilleur moyen de limiter le retrait reste de travailler sur la composition de la pâte des BRF et d'appliquer une cure adéquate.

La structure ultracompacte du BFUP, associée à une quantité quasiment négligeable d'eau libre, réduit à un niveau très bas les possibilités de retrait de dessiccation. Cependant, le faible rapport eau/liant, variant entre 0.15 et 0.20 dû à la grande quantité de liants dans le BFUP, rend le retrait endogène prépondérant (Denarie 2004). L'ajout de fibres métalliques semble diminuer la déformation de retrait de 10 à 20% (Cheyrezy et Behloul 2001). Braïke (Braïke 2007) résume bien dans ses travaux la variation du retrait dans le temps pour différents mélanges de BFUP.

2.4.4. Fluage

Le fluage est défini comme la déformation différée du béton sous une charge constante. Il est possible de réduire considérablement cette déformation avec l'usage de fibres. Comme la matrice d'un BRF est plus compacte, la migration de l'eau de même que l'écoulement visqueux, prenant source avec le temps et causant le fluage, sont réduits (Bissonnette 1996).

Le fluage du BFUP est sensible seulement au jeune âge du matériau. Il tend à se stabiliser à moyen et à long terme à de faibles valeurs (Denarie 2004). Plus le rapport eau/liant est petit plus le coefficient de fluage est faible. L'ajout de fibres métalliques semble diminuer la déformation du fluage de 20 à 25% (Cheyrezy et Behloul 2001).

2.5. UTILISATION DU BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES D'ACIER

L'ajout de fibres à la matrice des bétons est généralement efficace dans les structures où la fissuration fine est abondante comme par exemple (Rossi et Charron 2006) :

- pour la résistance l'effort tranchant des poutres précontraintes;
- les éléments structuraux soumis à des sollicitations multiaxiales;

- les structures ayant un fonctionnement hyperstatique;
- les plaques et dalles en flexion.

Les bétons renforcés de fibres connaissent plusieurs applications industrielles dans le domaine du bâtiment et des travaux publics. Dans le domaine du bâtiment, les bétons renforcés de fibres sont utilisés pour les dallages industriels, les pieux forés à la tarière creuse, les bétons projetés de réparation, les poutres de plancher en T inversé précontraintes, les panneaux de façade, les éléments minces et les dalles alvéolées précontraintes. Dans le domaine des travaux publics, plusieurs applications emploient le béton renforcé de fibres (Rossi 1998) :

- le béton projeté pour soutènement provisoire de tunnel;
- le béton projeté de réparation;
- les pieux forés;
- le resurfacement des chaussées et des pistes aéroportuaires en béton;
- les dalles de ponts;
- les plaques et dalles en flexion.

Certains secteurs de l'industrie sont intéressés à ce matériau particulièrement lorsque des problèmes de corrosion de l'acier sont éminents dans les milieux agressifs ou lorsque qu'une structure légère est requise. À cet égard, Pierre Rossi (Rossi 2000) a démontré que le rapport performance/coût des structures de BFUP est largement compétitif.

2.6. AVANTAGES DU BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES DANS LES DALLES DE PONTS

La performance et la durée de vie des dalles de ponts renforcées de façon traditionnelle sont grandement affectées par la perte d'adhérence des armatures associée à la fissuration due aux chargements répétitifs. L'usage de béton renforcé de fibres dans la fabrication des dalles de ponts permet une amélioration tant au niveau des performances en service que de la résistance à la fatigue. En effet, les

dalles de béton renforcé de fibres ne démontrent aucun signe de détérioration sous des niveaux de charges atteignant jusqu'à deux fois ceux utilisés pour la conception des dalles sans fibre. Ces ouvrages sont moins fissurés et en bien meilleur état. Le gain de capacité en fatigue est principalement dû à l'action des fibres qui permet de limiter la fissuration et de reprendre une partie des efforts (Nolet 2002).

L'introduction de fibres dans le béton permet de diminuer la quantité d'armature qui contrôle la fissuration à l'état limite de service et d'améliorer la capacité flexionnelle de la dalle à l'état limite ultime. D'ailleurs, les ponts en béton renforcé de fibres sont moins fissurés comparé à ceux armés conventionnellement (Moffatt 2001).

L'emploi de bétons renforcés de fibres diminue la quantité d'acier transversale nécessaire et permet même d'éliminer l'armature au lit supérieur et au droit des poutres. Les coûts de construction en sont donc réduits et étant donné le bon rôle des fibres, les coûts d'entretien et de réparation en sont grandement amortis (Moffatt 2001).

CHAPITRE 3 REVUE DES NORMES SUR LES PRÉ-DALLES ET LES DALLES PRÉFABRIQUÉES

Ce chapitre est une revue des normes actuellement disponible sur les pré-dalles armées préfabriquées. Deux différents ouvrages ont été consultés. L'un d'eux est le *PCI Bridge design manual* (PCI 2003) (section 8.8 *Deck Slab Design*) qui adopte les principes du *AASHTO Standard Specifications* (AASHTO 2002) et du *AASHTO LRFD Bridge design Specifications* (AASHTO 2008). L'autre ouvrage consulté est le *CAN/CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA 2006), tout particulièrement les chapitres 3 et 8 qui traitent des charges et des ouvrages en béton. Ce chapitre montre aussi le système de tablier de pont élaboré par l'*University of Nebraska* (Tadros 1998) qui consiste en un système continu de pré-dalles préfabriquées en béton, nommé NUDECK (Badie et al. 1998). Notons que l'*Eurocode EN-1992-1-1* (CEN 2003) a aussi été étudié, mais rien de pertinent sur les pré-dalles préfabriquées n'a été retenu.

3.1. PHASE DE CONSTRUCTION

En phase de construction, les pré-dalles reprennent seules les efforts induits par les différentes charges. Pour le *Standard Specifications* et le *LRFD Bridge design Specifications*, ces charges comprennent le poids propre de la pré-dalle et de la dalle coulée sur place ainsi que des charges de construction devant atteindre au minimum 2.4 kPa. Les charges de construction comprennent le poids des ouvriers, des matériaux et des équipements utilisés pour la pose, la finition et la cure du béton de la dalle coulée sur place. Les contraintes de flexion dues aux charges de construction non-pondérées ne doivent pas excéder 75 % de la limite de plastification de l'acier ou 65 % de la résistance à la compression du béton à 28 jours ou le module de rupture du béton en traction. Aussi, le *LRFD Bridge design Specifications* dicte que la flèche élastique causée par le poids du panneau, de béton frais et de l'armature ne doit pas excéder :

- a) $L/180$ avec une limite supérieure de 6.4 mm pour une portée de 3.05 m ou moins;
- b) $L/240$ avec une limite supérieure de 19 mm pour une portée supérieure à 3.05 m.

Dans le *Code CAN/CSA-S6-06* (CSA 2006), pendant la période de construction, des charges permanentes et des surcharges sont considérées. Les charges permanentes incluent le poids des coffrages, des étalements, des accessoires fixes, des matériaux entreposés, ainsi que des appareils de levage et de lancement qui ne sont pas déplacés pendant l'étape de construction considérée. Les surcharges, quant à elles, comprennent le poids des ouvriers, des véhicules, des appareils de levage, des grues, des autres équipements ainsi que des éléments de structure qui peuvent être soumis à un déplacement. Par mesure sécuritaire, le *Code* dicte que les surcharges de construction doivent être prises à au moins 500 Pa réparti uniformément sur la surface du tablier. Le coefficient de pondération de la surcharge due à la construction doit être posé égal à 85% de la valeur indiquée pour les charges vives L à l'état limite ultime définie par l'article 3.16.3 du *Code*. La flèche des pré-dalles pendant la phase de construction ne doit pas être supérieure à 15 mm ni à $1/240$ de la travée effective de la pré-dalle. La surface de la pré-dalle doit être propre et exempte de laitance et présenter des irrégularités de surface intentionnelles d'environ 2 mm de hauteur avec un entraxe d'à peu près 15 mm.

3.2. CHARGE VIVE

Le *Standard Specifications* spécifie que la charge d'un camion standard doit être utilisée comme charge vive dans le calcul des moments fléchissant. Dans la plupart des cas, le camion standard HS20 est utilisé. Certains états américains utilisent le camion non standard HS25, lequel est 125 % fois le camion standard HS20.

Dans les *LRFD Specifications*, la charge vive utilisée correspond à la combinaison d'un camion standard HL-93 ou d'un tandem et d'une voie de circulation.

Dans le *Code CAN/CSA-S6-06*, le camion CL-625 est généralement utilisé. Les charges de roue et d'essieu, les espacements des essieux, la répartition du poids et le gabarit d'encombrement (3.0 m) sont donnés sur la Figure 4-4. La surcharge de voie CL-625 comprend un camion CL-625, dont la charge de chaque essieu est réduite de 80%, superposé à une charge uniformément répartie de 9 kN/m dont la largeur est de 3.0 m. À l'article 3.8.4.1, le *Code* mentionne que les essieux ou la portion de la surcharge de voie réduisant la sollicitation ne doivent pas être considéré.

3.3. ÉPAISSEUR MINIMALE DE LA PRÉ-DALLE

Le *Standard Specifications* ne donne aucune recommandation à propos de l'épaisseur des pré-dalles non précontraintes. Cependant, le *LRFD Bridge design Specifications* stipule que l'épaisseur de la pré-dalle armée ne devrait ni excéder 55% de la profondeur totale de la dalle du pont ni être inférieure à 89 mm.

Le *Code CAN/CSA-S6-06* quant à lui dicte que les pré-dalles préfabriquées doivent avoir une épaisseur minimale de 90 mm et contenir des armatures précontraintes par prétension ou non précontraintes. Cependant, l'épaisseur des pré-dalles ne doit pas être supérieure à 0.55 fois la hauteur du système pré-dalle/dalle.

3.4. ARMATURE MINIMALE DE LA PRÉ-DALLE

Le *Standard Specifications* mentionne que dans les sections de moment positif, un minimum d'armature de 233 mm²/m est requis dans la pré-dalle.

La quantité minimale d'armature retrouvée dans le *LRFD Bridge design Specifications* est la même que celle dans le *Standard Specifications*. La quantité maximale d'armature doit être telle qu'elle respecte le critère de l'équation (3.1).

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (3.1)$$

où c : Distance entre la fibre extrême en compression et l'axe neutre [po]

d_e : Profondeur effective entre la fibre extrême en compression et le centroïde de la force de traction de l'armature [po]

Le *LRFD Bridge design Specifications* ne donne aucune consigne sur la répartition de l'armature à l'intérieur de la pré-dalle. Les règles du *LRFD Bridge design Specifications* conduisent à une quantité d'armature plus importante que celle obtenue avec le *Standard Specifications*.

Selon le *Code CAN/CSA-S6-06*, dans le cas de pré-dalles préfabriquées en béton armé, le rapport d'armature ρ pour l'armature transversale doit être égal à au moins 0.3%. Dans les deux cas, ρ doit avoir été calculé en supposant que la hauteur effective d , soit la distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité de la force de traction, est égale à la hauteur effective de la dalle mixte. L'espacement des barres d'armature ne doit pas être supérieur à 300 mm.

3.5. CONTRÔLE DES FISSURES

Dans le *Standard Specifications*, le critère de contrôle des fissures de l'Article 8.16.8.4 doit être respecté. Le *Standard Specifications* recommande l'usage d'un enrobage d'époxy sur l'armature. Il demande aussi, dépendant de l'enrobage de béton et de l'espacement entre les barres d'armature enduites d'époxy, que la longueur de développement des barres d'armature soit augmentée d'un facteur de 1.15 à 1.50.

Pour empêcher la fissuration due au retrait et aux changements de température, le *LRFD Bridge design Specifications* exige une aire minimale d'armature fournie par l'équation (3.2) dans chaque direction. Cette armature doit être distribuée également

sur chacune des faces et ne doit pas être espacée de plus de trois fois l'épaisseur de la dalle ou de 457 mm.

$$A_s \geq 0.11 \frac{A_g}{f_y} \quad (3.2)$$

où A_g : Aire brute de la section [po²]

f_y : Limite de plastification des barres d'armature [ksi]

Dans le *Code CAN/CSA-S6-06*, un paramètre de fissuration β_2 limité à 50 000 N/mm² permet de contrôler la fissuration. Ce paramètre est énoncé à l'équation (3.3).

$$\beta_2 = k_b(0.9s_c + 100)f_s \left(1 - \left(\frac{M_w}{M_s} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

$$s_c = c - \frac{d_b}{2}$$

où β_2 : Critère d'ouverture de fissures

c : Distance entre la fibre extrême en compression et l'axe neutre

d_b : Diamètre de la barre d'armature

f_s : Contrainte de traction dans les barres d'armature

k_b : Coefficient pour tenir compte de l'emploi de l'armature non précontrainte revêtue d'époxy

M_w : Moment à une section où la contrainte de traction de f_{cr} est générée dans le béton

M_s : Moment fléchissant à la section considérée à l'état limite de service

s_c : Distance nette entre les barres d'armatures les plus rapprochées de la face tendue

3.6. ENROBAGE MINIMAL DE BÉTON

Le *Standard Specifications* spécifie un enrobage de béton de 51 mm au-dessus de l'armature supérieure de la dalle dans les climats doux et un enrobage d'au moins 64 mm pour les dalles exposées aux sels de déglacage. Pour l'armature située près de la surface inférieure, un enrobage d'au moins 25 mm est préconisé.

Le *LRFD Bridge design Specifications* recommande un enrobage minimum de béton similaire à celui donné par le *Standard Specifications*. Les valeurs d'enrobage minimum conviennent à un béton comportant un rapport eau/ciment de 0.40 à 0.50. Pour des bétons ayant un rapport à l'extérieur de cet intervalle, l'enrobage doit être modifié en conséquence. Lorsque des barres d'armature couvertes d'époxy sont utilisées, le *LRFD Specifications* recommande le même enrobage que celui utilisé pour des barres non recouvertes.

Le *Code CAN/CSA-S6-06* exige, quant à lui, que les armatures des soffites des dalles préfabriquées, exposées aux sels de déglacage et ayant une hauteur inférieure à 300 mm, aient un enrobage de béton de 45 ± 10 mm.

3.7. NUDECK – PRÉ-DALLES CONTINUES PRÉFABRIQUÉES EN BÉTON

Cette section présente un nouveau système de tablier de pont élaboré par *University of Nebraska*, nommé NUDECK.

Le système continu de pré-dalles – NUDECK – possède les avantages suivants :

- 1) Ces panneaux couvrent entièrement la largeur du pont, éliminant ainsi la nécessité de coffrage en bois pour les porte-à-faux;
- 2) Ces panneaux sont continus longitudinalement et transversalement, ce qui réduit les fissures, assure le plein développement de l'armature précontrainte et améliore la répartition des charges vives.

La Figure 3-1 montre une coupe d'un pont et une vue en plan du panneau préfabriqué. Le système est composé d'une pré-dalle d'une épaisseur de 114 mm

(4.5 po.) et d'une dalle de béton armé coulée sur place de 89 à 114 mm (3.5 à 4.5 po.). La longueur du panneau dans la direction du trafic varie de 2.44 à 3.66 m (8 à 12 pi.) dépendant de l'équipement de transport et de levée disponible sur le terrain.

Pour maintenir l'ouverture au-dessus des poutres et pour transmettre la force de précontrainte d'une section à une autre, des barres d'armature No7 sont disposées sur deux couches. Ces barres transmettent la précontrainte de compression à travers l'ouverture. Pour assurer la continuité dans la direction longitudinale entre les pré-dalles adjacentes, des clés de cisaillements et des niches d'armature sont installées (Figure 3-2 et Figure 3-3). Le panneau est armé longitudinalement avec des barres No4 espacées de 610 mm (2 pi.) au droit des niches d'armature. Pour développer toute la traction disponible dans les barres No4, elles sont reliées en utilisant une technique innovatrice présentée à la Figure 3-4. Une niche d'armature de seulement 127 mm (5 po.) est nécessaire pour développer entièrement la barre No4. Les vides longitudinaux sont ensuite remplis de béton à agrégats fins. Lorsque le béton atteint une résistance de 28 MPa (4 000 psi), l'équipement de finition peut être installé et la dalle coulée sur place peut être mise en place en une seule intervention.

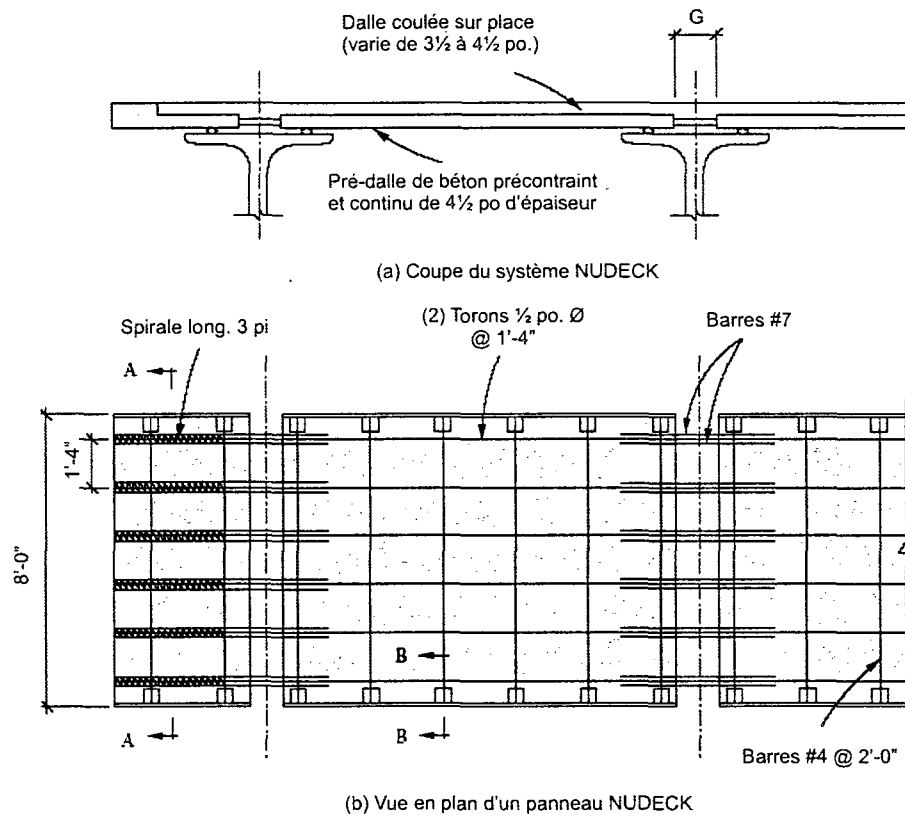


Figure 3-1 Système NUDECK (PCI 2003)

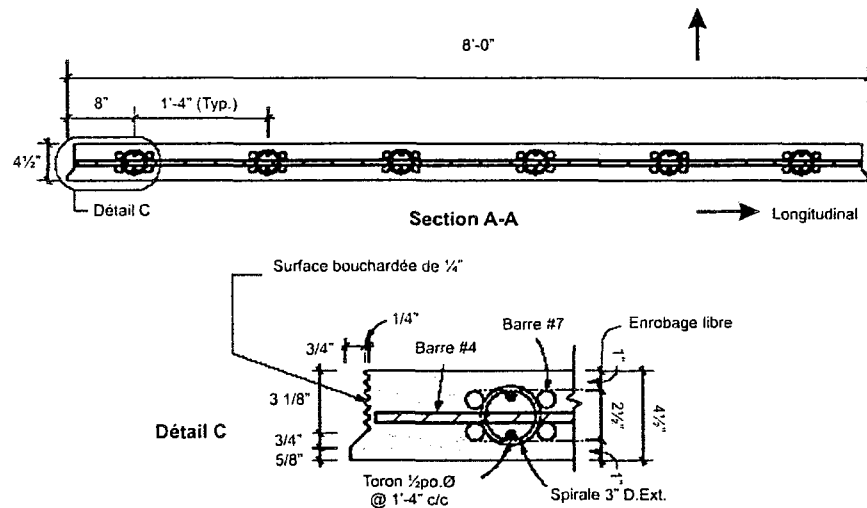


Figure 3-2 Coupe d'un panneau NUDECK (PCI 2003)

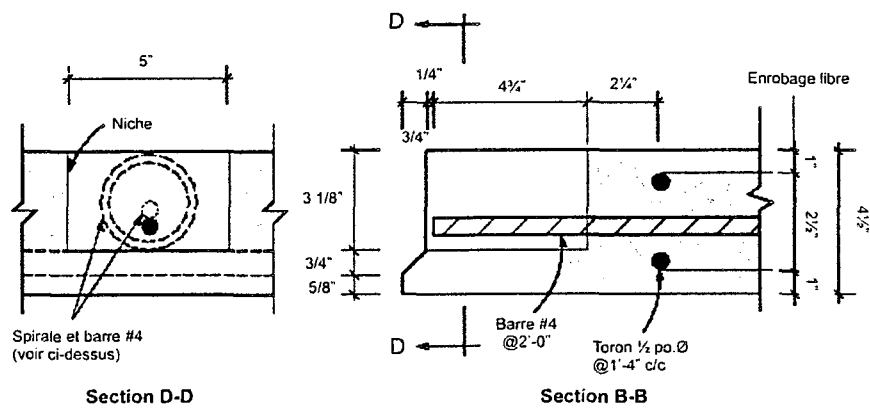


Figure 3-3 Détail des poches d'armature (PCI 2003)

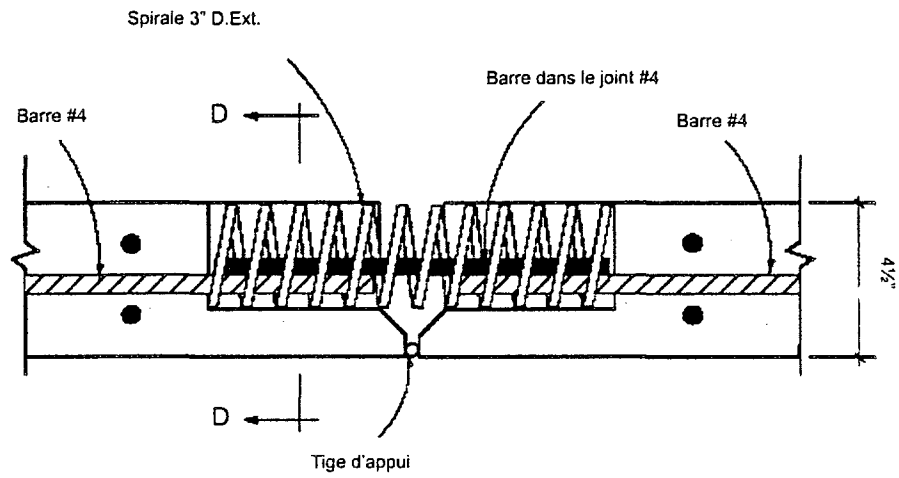


Figure 3-4 Système de connexion panneau-à-panneau (PCI 2003)

3.8. COMPARAISON DES DIMENSIONNEMENTS

Tableau 3-1 Comparaison des dimensionnements

Critère	Standard Specifications	LRFD Bridge design Specifications	CAN/CSA-S6-06
Charge vive	– camion standard HS20	– camion HL-93	– camion CL-625
Charge de construction	– poids pré-dalle + dalle CSP + 2.4 kPa – flèche élastique < portée/180, max. 6,4 mm (portée ≤ 3.05 m) ou portée/240, max. 19 mm (portée > 3.05 m)		– charges permanentes + surcharges d'au moins 0.5 kPa réparti uniformément sur la surface du tablier – flèche ≤ 15 mm et 1/240 de la travée effective – surface supérieure, irrégularités de 2 mm de hauteur
Épaisseur minimale de la dalle	– flèche < 1/800 de la portée entre les poutres – flèche < 1/300 pour les porte-à-faux	– min. 118 mm – si sans recouvrement initial, 13 mm additionnels – porte-à-faux, 203 mm	– > 174 mm – doit permettre les enrobages minimaux – épaisseur suppl. de 10 mm pour l'usure
Épaisseur minimale de la pré-dalle	– aucune recommandation pour les pré-dalles non précontraintes	– < 55% de l'épaisseur de la dalle – min. de 89 mm (76 et 64 mm déjà utilisés avec succès)	– 90 mm et contient de armature précontrainte par prétension ou non précontrainte – épaisseur ≤ 0,55h

Tableau 3-1 Comparaison des dimensionnements (suite)

Critère	Standard Specifications	LRFD Bridge design Specifications	CAN/CSA-S6-06
Armature minimale dans la pré-dalle	sections + minimum de 233 mm²/m		- béton armé, $\rho \geq 0.3\%$ - espacement ≤ 300 mm - armature ou toron à mi-hauteur de la pré-dalle - barres armature long. No.10, espacement max, 400 mm ou treillis de section 230 mm²/m de largeur direction longitudinale
Contrôle des fissures	- armature recouverte d'époxy - longueur de développement des armatures augmentée de 1,15 à 1,50	armature min. chaque direction, $A_s \geq 0,11 \frac{A_g}{f_y} *$	$\beta_2 < 50\ 000$ N/mm - aire d'armature de retrait minimale dans chaque direction de 500 mm²/m, espacement ≤ 300 mm
Enrobage de béton minimum	- climat doux, 51 mm - sels déglçage, 64 mm	similaire à celui du <i>Standard Specifications</i>	sels déglçage, soffites de dalle préfabriquée $h < 300$ mm, 45 ± 10 mm

CHAPITRE 4 DÉTERMINATION DES MOMENTS TRANSVERSAUX MAXIMAUX EN SERVICE

Afin de concevoir les pré-dalles dans le cadre de ce projet, il était nécessaire de connaître les efforts approximatifs subis par celles-ci lors de la mise en service de l'ouvrage. Ce chapitre présente le pont modèle étudié ainsi que les différentes étapes de calcul permettant d'obtenir le moment transversal maximal positif à considérer.

4.1. PONT MODÈLE

Le pont de type dalle mixte sur poutres d'acier analysé dans cet ouvrage a été tiré des travaux de Kathleen Moffatt (Moffatt 2001) (Figure 4-1 et Figure 4-2) et possède les caractéristiques décrites au Tableau 4-1. La portée simple de ce pont a été modifiée de sa version originale (de 29.7 m à 30 m) afin de simplifier les analyses. Les dimensions des poutres sont montrées à la Figure 4-3.

Tableau 4-1 Caractéristiques du pont modèle à poutres en acier

Portée simple	30 m
Largeur hors tout	11 700 mm
Largeur carrossable	10 800 mm
Porte-à-faux	1 350 mm
Épaisseur de la dalle	200 mm
Poutres	4 WRF 1 400x348 @ 3 000 mm c/c
Contreventements intermédiaires	4 Type K @ 6 000 mm c/c
Appuis	Fixes d'un côté, mobiles de l'autre

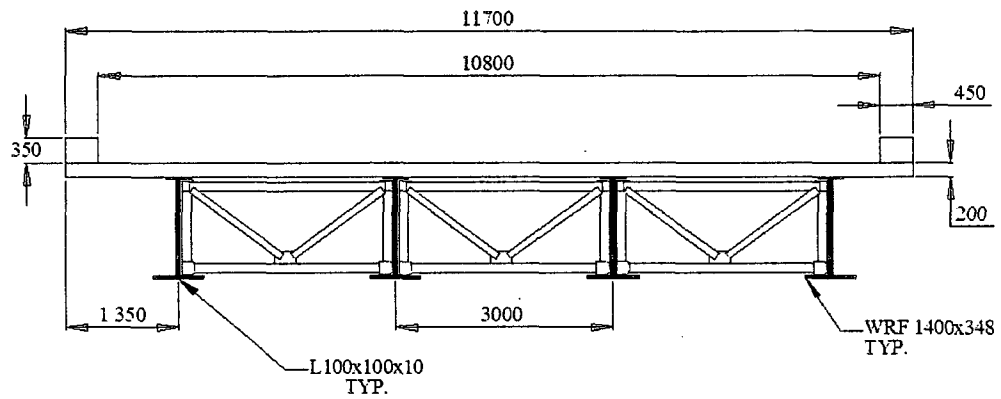


Figure 4-1 Coupe transversale du pont modèle à poutres d'acier

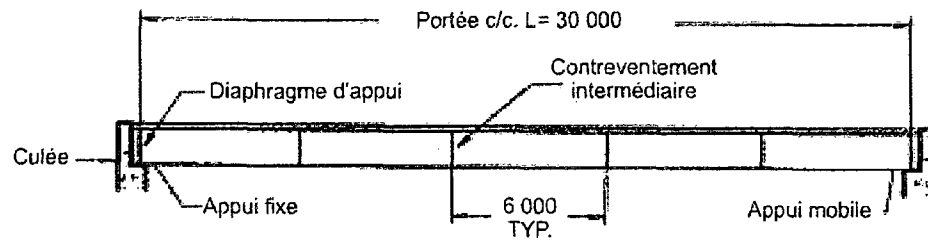


Figure 4-2 Coupe longitudinale du pont modèle à poutres d'acier (Moffatt 2001)

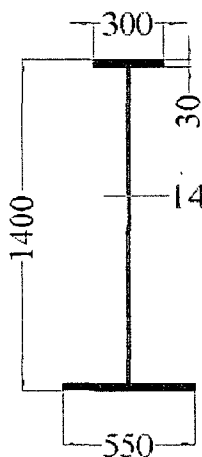


Figure 4-3 Poutre d'acier WRF 1 400x348

4.2. CHARGES ET COMBINAISONS DE CHARGES

Pour bien représenter les différentes phases de chargement présentes lors de la construction et la mise en service d'un pont, les charges de construction, en service et à l'ultime ont été définies. Les moments de conception ont ensuite été calculés à l'aide des combinaisons de charges appropriées.

4.2.1. Charge de construction

Pendant la période de construction, les charges permanentes et les surcharges ont été considérées. Les charges permanentes incluent le poids des coffrages, des étalements, des accessoires fixes ainsi que des matériaux entreposés qui ne sont pas déplacés pendant l'étape de construction considéré. Les surcharges, tant qu'à elles, comprennent le poids des travailleurs, des véhicules, des appareils de levage, des grues, des autres équipements ainsi que des éléments de structure qui peuvent être soumis à un déplacement. Le coefficient de surcharge à l'état limite ultime due à la construction a été posé égal à 85% de la valeur indiquée pour les charges vives L

définie au Tableau 4-4 tel que stipulé par l'article 3.16.3 du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA 2006). La combinaison de charges à l'état limite de service est montrée à l'équation (4.1) et la combinaison de charge à l'état limite ultime à l'équation (4.2). Ces combinaisons de charges proviennent du *Code*.

$$M_{f_{\text{ÉLS}}} = 1.00D + 0.90(L + C) \quad (4.1)$$

$$M_{f_{\text{ÉLS}}} = 1.00D + 0.90L + 0.9C$$

$$M_{f_{\text{ÉLU}}} = \alpha_D D + 1.70(L + 0.85C) \quad (4.2)$$

$$M_{f_{\text{ÉLU}}} = \alpha_D D + 1.70L + 1.45C$$

où D : Charge morte

L : Charge vive

C : Charge de construction

α_D : Coefficient de pondération de la charge morte

$$\alpha_{D_{\text{pré-dalle}}} = 1.1$$

$$\alpha_{D_{\text{dalle}}} = 1.2$$

Par mesure sécuritaire, le *Code* dicte que les surcharges de construction doivent être prises à au moins 500 Pa réparti uniformément sur la surface construite du tablier pour tenir compte du poids de la machinerie et des équipements divers [3.16.4.2]. Nous avons donc considéré comme charge de construction une charge morte correspondant au poids propre du béton (24 kN/m³) ainsi qu'une charge vive de 0.72 kPa pour tenir compte des autres charges de construction, toutes deux uniformément réparties sur toute la surface de la dalle. Toutes ces charges ont été pondérées conformément selon l'état limite de service ou ultime. La charge vive de construction (surcharges) de 0.72 kPa aurait dû, après réflexion, être plus élevée. En effet, cette charge devrait être au minimum de 2.4 kPa selon le *AASHTO Standard Specifications* (AASHTO 2002; AASHTO 2008) (voir la section 3.1). Ceci implique

que le dimensionnement des pré-dalles de ce travail, fait avec une charge de construction de 0.72 kPa, aurait probablement été différent avec une charge de 2.4 kPa. L'épaisseur et la quantité d'armature des pré-dalles auraient été sans aucun doute plus importantes afin de respecter le critère d'ouverture maximal d'ouverture des fissures de 0.2 mm (voir la section 5.1.2 pour les critères de conception).

4.2.2. Charge de service et charge à l'ultime

Le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* définit deux types de chargement reproduisant les charges vives dues au trafic routier : la charge de camion CL-W [3.8.3.1] et la surcharge de voie CL-W [3.8.3.2].

Le camion CL-625 est illustré à la Figure 4-4. Les charges de roue et d'essieu, les espacements des essieux, la répartition du poids et le gabarit d'encombrement (3.0 m) sont donnés sur cette figure. La surcharge de voie CL-625 comprend un camion CL-625, dont la charge de chaque essieu est réduite de 20%, superposé à une charge uniformément répartie de 9 kN/m dont la largeur est de 3.0 m. À l'article 3.8.4.1, le *Code* mentionne que les essieux ou la portion de la surcharge de voie réduisant la sollicitation ne doivent pas être considérés. De plus, dans le calcul à l'état limite de service, la surcharge routière a été représentée par la ligne de roues des essieux 2 et 3 du camion placée à mi-distance entre les poutres tel que montré à la Figure 4-5. La surcharge de voie n'a pas été considérée. Lorsque plusieurs voies sont chargées, la charge routière est multipliée par un facteur de modification des charges tel que présenté au Tableau 4-2. Dans notre cas, ce facteur est unitaire puisqu'une seule voie a été chargée.

Tableau 4-2 Facteurs de modification des charges

Nombre de voies de calcul chargées	Coefficient de pondération
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 ou plus	0.55

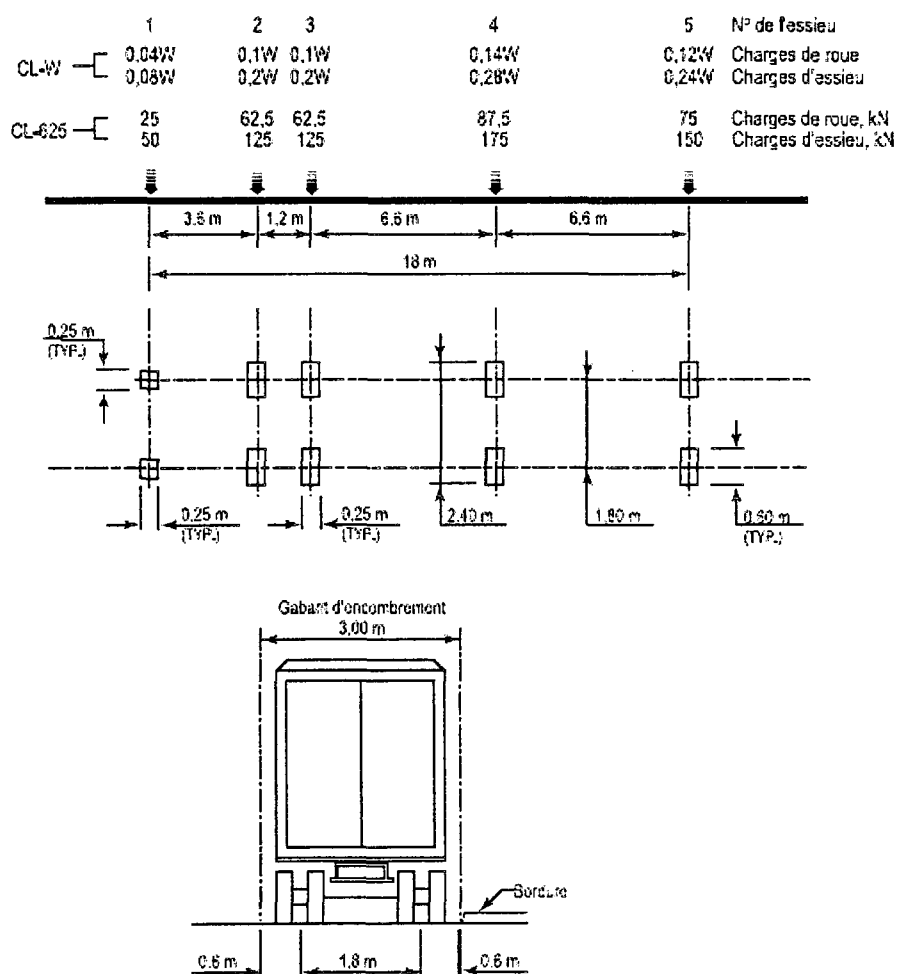


Figure 4-4 Camion CL-625 (CSA 2006)

Pour tenir compte des effets dynamiques et vibratoires dus à l'interaction des véhicules en mouvement et du pont, les charges des roues sont amplifiées par le coefficient de majoration dynamique montré au Tableau 4-3. Celui-ci est appliqué uniquement au camion CL-625 pour le cas des dalles. Ce coefficient permet d'augmenter les charges exercées par le camion par la proportion de 0.30 [3.8.4.5.3] puisque les essieux 2 et 3 du camion ont été considérés.

Tableau 4-3 Coefficient de majoration dynamique (CAD)

Nombre d'essieu dans les calculs	CAD
1 seul essieu	0.40
2 essieux consécutifs ou essieux n°1, 2 et 3	0.30
3 essieux ou plus, sauf si n°1, 2 et 3	0.25
Charge de voie (incluant la partie du camion)	0.00

Kathleen Moffatt (Moffatt 2001) a démontré dans son mémoire que les efforts produisant les moments maximaux dans la dalle sont engendrés par le tandem formé des essieux 2 et 3. Sur ce, Moffatt a conclu, suite à ses nombreuses analyses d'éléments finis, qu'il est pénalisant de modéliser les charges de roues par des forces concentrées lorsque la section de calcul se trouve près des points d'application des charges. Les charges de roues ont donc été représentées par une pression uniforme de forme rectangulaire (250 mm x 600 mm). Chaque roue du tandem exerçait une pression amplifiée P_a , de 0.542 N/mm² sur la face supérieure de la dalle :

$$P_a = \frac{65.2 \text{ kN} \cdot (1 + CAD)}{A_r} = \frac{65.2 \text{ kN} \cdot (1 + 0.3)}{250 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}} = 0.542 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (4.3)$$

L'auteure a aussi révélé qu'il est adéquat de concevoir les dalles pour les moments se produisant à mi-distance entre les roues du tandem plutôt que ceux se trouvant directement sous les roues. Autrement, sous les charges concentrées les moments sont surestimés. De plus, Moffatt a démontré que la charge de voie n'est pas le cas

de chargement le plus critique et peut donc être négligée dans les analyses. Nous avons utilisé les mêmes hypothèses.

4.2.3. Combinaisons de charges

Les charge de service et les charges à l'ultime ont respectivement été déterminées à l'aide des combinaisons ELUT n°1 et ELUL n°1, indiquées au Tableau 4-4. Dans la combinaison à l'état limite ultime, le coefficient de pondération des charges mortes α_D a été fixé à sa valeur maximale de 1.20 pour la dalle et de 1.10 pour la pré-dalle, tel que défini au Tableau 4-5, afin d'obtenir la sollicitation la plus critique. Les combinaisons utilisées dans la détermination des moments pondérés sont montrées pour l'état limite de service à l'équation (4.4) et pour l'état limite ultime à l'équation (4.5).

$$M_{f_{\text{éLS}}} = 1.00D + 0.90L + 0.9C \quad (4.4)$$

$$M_{f_{\text{éLU}}} = \alpha_D D + 1.70L + 0.85(1.70C) \quad (4.5)$$

$$M_{f_{\text{éLU}}} = \alpha_D D + 1.70L + 1.45C$$

où D : Charge morte

L : Charge vive

C : Charge de construction

α_D : Coefficient de pondération de la charge morte

$$\alpha_{D_{\text{pré-dalle}}} = 1.1$$

$$\alpha_{D_{\text{dalle}}} = 1.2$$

Pour chacune de ces combinaisons, la somme des charges totales ne devait pas être inférieure à 1.25 fois la somme des charges non pondérées incluses dans la combinaison considérée.

Tableau 4-4 Coefficient de pondération des charges et combinaisons de charges

Charges	Charges permanentes			Charges transitoires					Charges exceptionnelles			
	D	E	P	L	K	W	V	S	EQ	F	A	H
État limite de fatigue												
ÉLF n°1	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites d'utilisation (de service)												
ÉLUT n°1	1,00	1,00	1,00	0,90	0,80	0	0	1,00	0	0	0	0
ÉLUT n°2	0	0	0	0,90	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites ultimes												
ÉLUL n°1	α_D	α_E	α_P	1,70	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau 4-5 Valeurs maximales et minimales des coefficients de pondération des charges permanentes

Poids propre	Maximum	Minimum
	α_D	α_D
Éléments produits en usine, excluant le bois	1,10	0,95
Béton coulé en place, bois et tous les éléments non structuraux	1,20	0,90
Couche d'usure, d'après l'épaisseur nominale ou spécifiée	1,50	0,65

4.3. MODÉLISATION DE LA DALLE DE PONT SUR POUTRES D'ACIER

Le logiciel d'analyse SAP2000 (CSI 2000) version 10.0.2 a été utilisé pour modéliser et analyser la dalle du pont de référence. Cette analyse a été entreprise afin de déterminer l'ordre de grandeur du moment transversal positif maximal requis pour la conception des pré-dalles.

Des éléments finis de type plaque et coque ont été employés. Ces éléments procurent une combinaison typique du comportement membranaire et de plaque présents dans une dalle ; tous les moments et les forces peuvent être représentés. Deux formulations sont disponibles dans SAP2000 : éléments de plaques épaisses (Mindlin/Reissner) ou minces (Kirchhoff). La première formulation, adoptée dans ce travail, permet d'inclure les effets provenant des déformations dues au cisaillement transversal. Ce phénomène est particulièrement important lorsque l'épaisseur de l'élément considéré est de l'ordre d'au moins le dixième de la portée.

Afin d'abréger les analyses, seulement une tranche de 6 m du pont a été modélisée suivant ainsi les recommandations de Moffatt (Moffatt 2001). En effet, le cas de chargement est peu influant au-delà de cette distance. Le maillage a alors pu être raffiné sans alourdir le temps d'analyse.

La dalle de pont de type mixte sur poutres d'acier a été modélisée sur toute sa largeur transversale de 11.7 m (Figure 4-1). Les poutres ont été modélisées comme un appui simple de sorte que leur flexibilité n'a pas été représentée. Cette simplification a permis d'obtenir un moment dû aux charges sécuritairement plus élevé. La dalle de 200 mm d'épaisseur était faite de béton de résistance à la compression f'_c de 50 MPa. Il s'agit de l'épaisseur la plus faible utilisée pour les dalles de pont.

Une pression uniforme de 0.542 MPa a été appliquée au centre de la baie extérieure pour simuler la ligne de roues des essieux 2 et 3 du camion CL-625 (section 4.2.2) tel que présenté à la Figure 4-5. La position du centre est celle causant les moments positifs maximaux. Les effets de la seconde ligne de roues n'ont pas été considérés car celle-ci est localisée approximativement au-dessus des poutres.

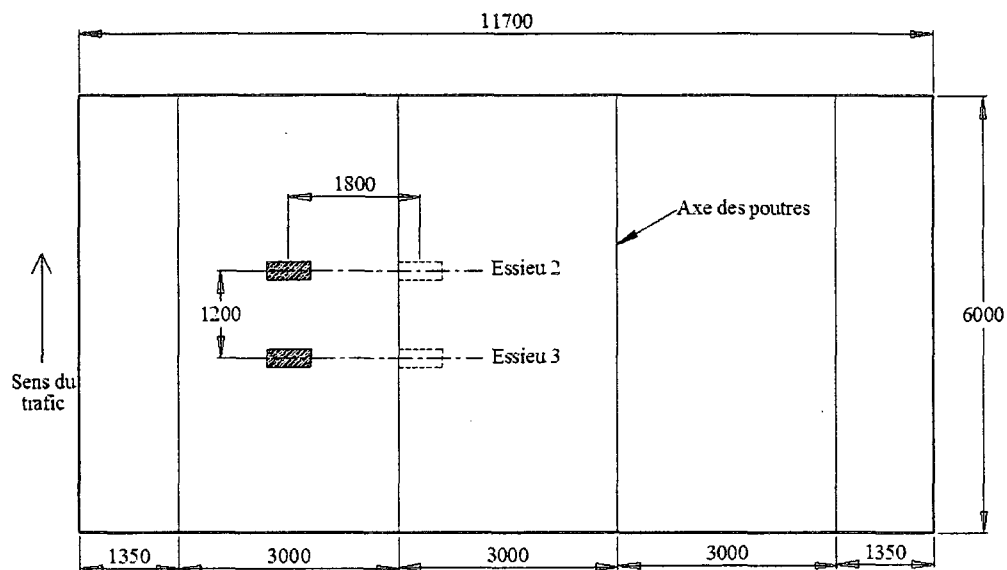


Figure 4-5 Modélisation de la dalle du pont modèle

4.4. MÉTHODES D'ANALYSE DU MOMENT POSITIF

Le moment positif maximal, obtenu de l'analyse par éléments finis de la dalle de pont dans le logiciel SAP2000, a été comparé avec la méthode semi-empirique du *Code* (CSA 2006), les résultats d'analyse par éléments finis sur plaques fait par Moffatt et avec une méthode proposée par Moffatt. Ces différentes méthodes sont définies dans les sections suivantes.

4.4.1. Approche semi-empirique

La méthode semi-empirique du *Code* (CSA 2006), bien que son application soit simple et sécuritaire, évalue surabondamment l'amplitude des moments positifs et négatifs. Cette méthode, basée sur l'article 5.7.1.7 du *Code*, stipule que toute portion de la dalle située à l'intérieur des poutres externes, et à au moins 1 m des bords libres (zones d'appuis), peut être dimensionnée pour résister à un moment

transversal, positif ou négatif, calculé selon l'équation (4.6). Cette équation s'applique aux dalles simplement supportées sur deux appuis et pour celles continues sur trois appuis ou plus. Le moment de flexion maximal positif ou négatif doit être égal à 80 % du moment calculé pour une travée simplement appuyée. Le moment transversal ainsi obtenu doit aussi être augmenté par le coefficient d'amplification dynamique relatif à un essieu simple, soit 0.4 (Tableau 4-3). Le calcul est présenté à l'équation (4.6).

$$M_t = \frac{S+0.6}{10} \times P \quad (4.6)$$

$$M_{tf} = 0.8 \times (1 + 0.4) \times \left[\frac{3.0+0.6}{10} \times 87.5 \right]$$

$$M_{tf} = \pm 35.3 \text{ kN.m/m}$$

où M_t : Moment transversal, positif ou négatif (kN.m/m)

S : Portée transversale (m)

P : Charge de roue maximale du camion CL-625 ; 87.5 kN

4.4.2. Méthode proposée par Moffatt

La méthode proposée par Kathleen Moffatt (Moffatt 2001) consiste à multiplier le moment statique équivalent par un *coefficient de distribution du moment statique*, C_M . Pour la zone au centre du pont l'auteure considère la flexibilité des poutres et obtient les coefficients de distribution montrés à la Figure 4-6.

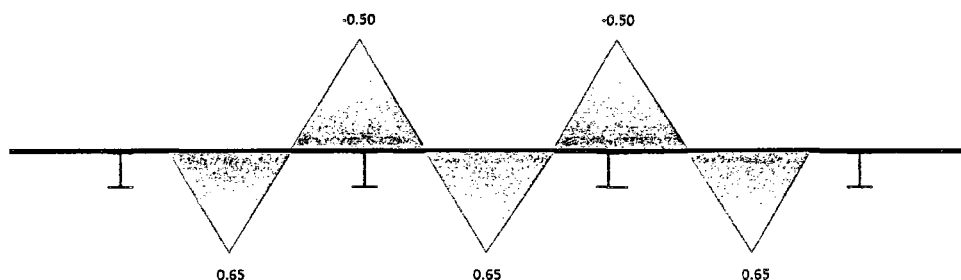


Figure 4-6 Coefficients de distribution au centre d'un pont flexible [Adaptée de (Moffatt 2004)]

Finalement, le moment statique équivalent par unité de mètre de largeur employé par Kathleen Moffatt est décrit à l'équation suivante :

$$M_{0,équ} = \frac{P \times S}{4} \times \frac{(1 + FAD)}{l_t} \quad (4.7)$$

$$M_{0,équ} = \frac{125kN \times 3.0m}{4} \times \frac{(1 + 0.3)}{2.4m}$$

$$M_{0,équ} = 50.8 \text{ kN. m/m}$$

$$M_{design} = 0.65 \times 50.5 \text{ kN.} \frac{m}{m} = 33.0 \text{ kN. m/m}$$

où $M_{0,équ}$: Moment statique équivalent

P : Charge ponctuelle due aux roues d'un demi-tandem (kN)

S : Espacement entre les poutres (m)

FAD : Facteur d'amplification dynamique

l_t : Largeur tributaire ; portée nette (m)

4.5. MOMENT TRANSVERSAL POSITIF MAXIMAL

Le moment positif maximal, correspondant à la charge vive produite par le tandem, a été obtenu de l'analyse par éléments finis effectuée avec SAP2000 précédemment décrite (Figure 4-7). Moffatt avait également déterminé le moment positif maximal à l'aide de modèles par éléments finis. Ces résultats ne seront pas expliqués dans ce travail ; le lecteur voulant plus de détails à ce sujet peut se référer à l'ouvrage de l'auteure. Notons que Kathleen Moffatt (Moffatt 2001) a adopté un facteur de majoration de 1.2 sur les moments découlant de ses analyses sur les éléments finis de plaques afin de les comparer aux autres méthodes de calcul (méthode semi-empirique ou celle proposée par l'auteure). Les résultats des différentes méthodes se trouvent au Tableau 4-6.

Nous avons constaté que la valeur obtenue par les éléments finis de Kathleen Moffatt (28.3 kN.m/m) était similaire à celle obtenue dans ce travail (30.6 kN.m/m). Sur ce, bien que nous jugions le moment majoré obtenu de l'analyse par éléments finis crédible, nous avons préféré être sécuritaire et employer les résultats de la méthode proposée par Moffatt pour la conception des pré-dalles et du système de pré-dalle/dalles. Notons que les moments obtenus par l'approche semi-empirique étaient excessivement sécuritaires.

Le moment positif maximal de conception a donc été fixé à 33.0 kN.m/m.

Tableau 4-6 Moment positif maximal transversal* en kN.m/m

Éléments finis	É.F. majorés	É.F. Moffatt majorés	Méthode proposée par Moffatt	Méthode semi-empirique
25.5	30.6	28.3	33.0	35.3

* Inclus le facteur d'amplification dynamique (FAD). Moffatt inclus aussi le facteur de majoration de 1.2.

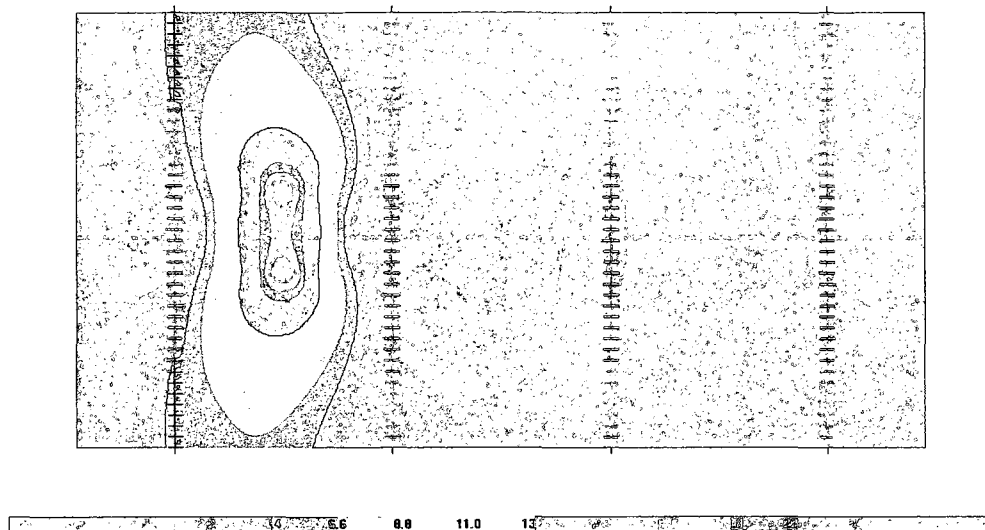


Figure 4-7 Lignes de contour des moments $[\text{kN.m/m}]$

CHAPITRE 5 PHASE 1 : CONCEPTION DES PRÉ-DALLES

Au chapitre 4, le moment positif maximal transversal produit par la charge vive due au passage du camion CL-625 a été déterminé. La détermination de ce moment était nécessaire afin de dimensionner et concevoir les pré-dalles et les systèmes pré-dalle/dalles. Ce chapitre couvre donc toute la partie touchant au dimensionnement des pré-dalles et des dalles. Il couvre aussi la fabrication des pré-dalles, la description des spécimens et du montage expérimental ainsi que les résultats des essais effectués en laboratoire.

5.1. CONCEPTION DES PRÉ-DALLES

Afin de dimensionner les pré-dalles, le logiciel AIS (Analyse Inélastique des Sections) a été employé. Ce dernier a été mis au point par Sylvain Bédard, Bruno Massicotte et Shadi Braïke de l'*École Polytechnique de Montréal* (Bédard et al. 2007).

L'objectif du dimensionnement était de faire varier la hauteur de la pré-dalle et de la quantité d'armature présente à la mi-hauteur de celle-ci afin de satisfaire aux critères d'ouverture des fissures maximale et de résister aux efforts appliqués. Cet exercice a été effectué pour quatre phases :

Pendant la construction :

1. Pré-dalle seule à l'état limite de service;
2. Pré-dalle seule à l'état limite ultime;

Pour le pont en service :

3. Système pré-dalle et dalle à l'état limite de service;
4. Système pré-dalle et dalle à l'état limite ultime.

5.1.1. Matériaux

Les matériaux utilisés dans AIS sont décrits au Tableau 5-1. Notons que ces matériaux ont été élaborés par le département de structure de *Polytechnique de Montréal*. Les courbes représentatives des différentes variables du Tableau 5-1 se trouvent à la Figure 5-1, à la Figure 5-2 et à la Figure 5-3.

Tableau 5-1 Caractéristiques des matériaux utilisés dans AIS

Béton haute performance 50 MPa (BHP50)		
E_c	31 820 MPa	
f'_c	-50 MPa	
f_{cu}	-31.2 MPa	
f'_t	3 MPa	
ϵ_c	-2 380 $\mu\epsilon$	
ϵ_u	-3 500 $\mu\epsilon$	
LR	100 mm	
Béton fibré haute performance 50 MPa avec 1% de fibres (BFHP50-1.0)		
f'_c	-50 MPa	ϵ_c -2 300 $\mu\epsilon$
f_{cu}	-32 MPa	ϵ_u -3 500 $\mu\epsilon$
f_{cr}	3 MPa	E_c 31 200 MPa
f_{th}	3 MPa	ϵ_{th} 175 $\mu\epsilon$
f_{tp}	3 MPa	ϵ_{tp} 175 $\mu\epsilon$
f_{ts1}	1.25 MPa	w_{ts1} 0.1 mm
f_{ts2}	1.5 MPa	w_{ts2} 0.55 mm
LR	100 mm	w_{ts3} 6 mm

Tableau 5-1 Caractéristiques des matériaux utilisés dans AIS (suite)

Béton fibré haute performance 70 MPa avec 1.5% de fibres (BFHP70-1.5)		
f'_c	-70 MPa	ϵ_c -2 900 $\mu\epsilon$
f_{cu}	-56 MPa	ϵ_u -3 500 $\mu\epsilon$
f_{cr}	4 MPa	E_c 42 000 MPa
f_{th}	4 MPa	ϵ_{th} 175 $\mu\epsilon$
f_{tp}	4 MPa	ϵ_{tp} 175 $\mu\epsilon$
f_{ts1}	2.25 MPa	w_{ts1} 0.1 mm
f_{ts2}	3.5 MPa	w_{ts2} 0.3 mm
LR	100 mm	w_{ts3} 4.5 mm
Béton fibré ultra haute performance 120 MPa avec 4% de fibres (BFUP120-4.0)		
f'_c	-120 MPa	ϵ_c -3 400 $\mu\epsilon$
f_{cu}	-80 MPa	ϵ_u -3 700 $\mu\epsilon$
f_{cr}	3.3 MPa	E_c 40 000 MPa
f_{th}	6.65 MPa	ϵ_{th} 280 $\mu\epsilon$
f_{tp}	7.7 MPa	ϵ_{tp} 1 960 $\mu\epsilon$
f_{ts1}	7.6 MPa	w_{ts1} 0.1 mm
f_{ts2}	1.75 MPa	w_{ts2} 2.25 mm
LR	100 mm	w_{ts3} 5 mm
Acier		
E_s	200 000 MPa	
F_y	400 MPa	
F_u	450 MPa	
F_r	425 MPa	
ϵ_p	18 300 $\mu\epsilon$	
ϵ_u	100 000 $\mu\epsilon$	
ϵ_r	140 000 $\mu\epsilon$	

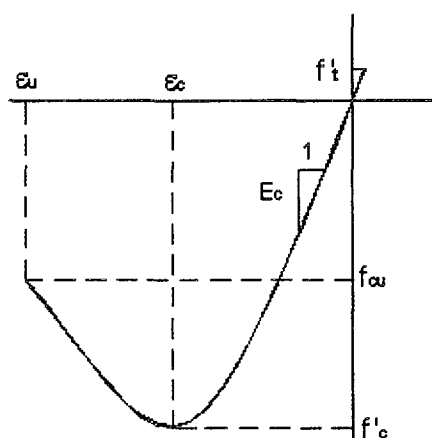


Figure 5-1 Paramètres des matériaux de type béton (BHP50)

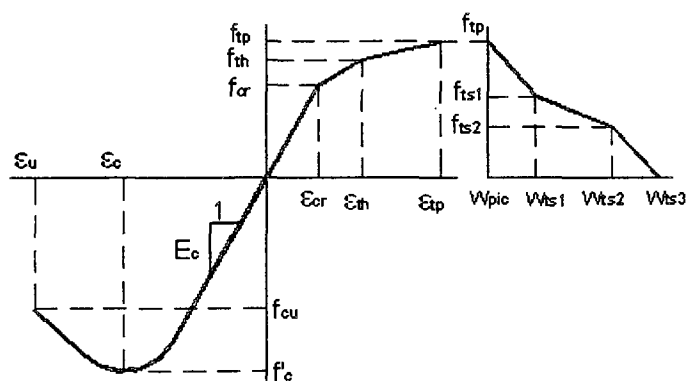


Figure 5-2 Paramètres des matériaux de type BRF (BFHP50, BFHP70 et BFUP120)

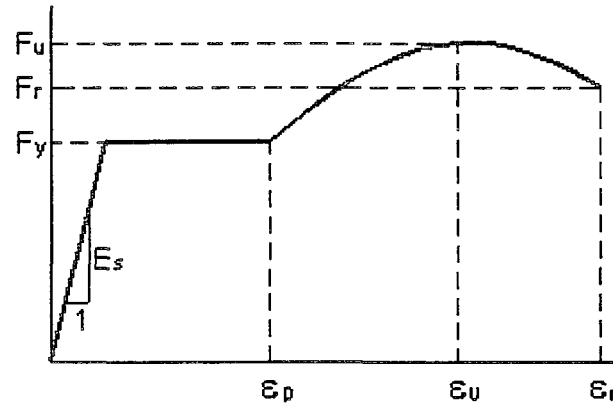


Figure 5-3 Paramètres des matériaux de type acier

5.1.2. Critères et hypothèses

Voici une liste exhaustive des différents critères et hypothèses employés lors du dimensionnement :

- La portée nette entre les pré-dalles : $l_{ne} = 2\,700\text{ mm}$, voir l'équation (5.1);
- La largeur de la bande était de $1\,000\text{ mm}$;
- Le poids propre du béton et du béton armé : 24 kN/m^3 ;
- La longueur de référence des matériaux dans AIS : $L_{r_{mat}} = 100\text{ mm}$;
- La longueur de référence de la poutre dans AIS : $L_{r_{struct}} = 100\text{ mm}$;
- Le raidissement du béton en traction a été négligé;
- Des barres d'armature 10M ont été disposées dans la pré-dalle à mi-épaisseur. Le diamètre nominal des barres était de 11.3 mm ;
- La hauteur totale du système pré-dalle/dalle a été fixée à 225 mm ;
- Les coefficients de pondération des charges ont été définis à l'équation (4.4) et à l'équation (4.5);

- Les coefficients de tenue du béton et de l'acier reliés aux calculs de la fissuration de la fibre inférieure de la pré-dalle et du système pré-dalle/dalle à l'état limite de service: $\phi_{c,s} = 1.0$ (voir Tableau 5-2);
- Les coefficients de tenue du béton et de l'acier reliés à l'évaluation de la résistance à l'état limite ultime de la pré-dalle et du système pré-dalle/dalle (CSA-S.6 Chap. 8) : $\phi_c = 0.75$, $\phi_s = 0.90$ (voir Tableau 5-2);
- La résistance aux états limites de service a été vérifiée par le biais de l'article 8.12.3 du *Code* (CSA 2006) et de l'article 8.2.2 du *Manuel de Conception des Structures* (MTQ 2004) qui limitent la valeur du paramètre de fissuration nommé β_2 aux valeurs montrées au Tableau 5-3. Dans ce même tableau se trouve un autre critère de fissuration maximale de 0.2 mm. Le paramètre β_2 se calcule selon l'équation (5.2) ou l'équation (5.3) selon la norme étudiée;
- Le moment positif à l'état limite de service appliqué au système pré-dalle/dalle a été fixé à 33.0 kN.m/m.

$$l_{ne} = S - b = 3\,000 - 300 = 2\,700\text{mm} \quad (5.1)$$

où l_{ne} : Portée nette effective
 S : Distance centre-à-centre des poutres
 b : Largeur de la semelle supérieure des poutres

Tableau 5-2 Coefficients de tenue des matériaux

	Service	Ultime
Acier ϕ_s	1.00	0.90
Béton pré-dalle $\phi_{c_{pré-dalle}}$	1.00	0.75
Béton dalle $\phi_{c_{dalle}}$	1.00	0.75

Tableau 5-3 Critère β_2 et ouverture maximale des fissures, w

Normes	Critère β_2 , et ouverture maximale, w
CSA-S6-06 et MTQ	$\beta_2 \leq 50\,000\text{ N/mm}$
MTQ (2004)	$w \leq 0.2\text{ mm}$

Notons que le critère β_2 ne s'applique pas pour la conception de la pré-dalle seule puisque ce critère ne s'applique pas pour une dalle partielle avec de l'armature en son centre, de plus il n'est pas adapté pour l'utilisation de bétons renforcés de fibres (voir section 5.1.3.4). L'équation (5.2) du *Code* tient compte du type d'armature employé (armature conventionnelle ou galvanisée) avec le facteur k_b , tandis que l'équation (5.3) du *MTQ* considère les dimensions du plus petit élément avec un facteur K . Aussi, le rapport entre le moment de fissuration M_w et le moment de service M_s est réduit de moitié dans l'équation du *MTQ*. Cette modification du critère β_2 a été faite pour tenir compte des cas de charges soutenues ou de charges répétées qui sont caractéristiques des charges qui sollicitent les ponts et pour tenir compte également de l'ouverture maximale des fissures en surface (MTQ 2004).

$$\beta_2 = k_b(0.9s_c + 100)f_s \left(1 - \left(\frac{M_w}{M_s} \right)^2 \right) \quad (5.2)$$

$$s_c = c - \frac{d_b}{2}$$

- où
- k_b : Coefficient pour tenir compte de l'emploi de l'armature non précontrainte revêtue d'époxy
 - $k_b = 1.0$ armatures conventionnelles
 - $k_b = 1.2$ armatures recouvertes d'époxy
 - s_c : Distance nette entre les barres d'armatures les plus rapprochées de la face tendue [mm]
 - c : Distance de du centre de la barre à la face tendue [mm]
 - d_b : Diamètre de la barre d'armature [mm]
 - f_s : Contrainte de traction dans les barres d'armature [MPa]
 - M_w : Moment à une section où la contrainte de traction de f_{cr} est générée dans le béton [N.mm]
 - M_s : Moment fléchissant à la section considérée à l'état limite de service [N.mm]

$$\beta_2 = K(0.9s_c + 100)f_s \left(1 - 0.5 \left(\frac{M_w}{M_s} \right)^2 \right) \quad (5.3)$$

$$s_c = c - \frac{d_b}{2}$$

- où
- K : Coefficient pour tenir compte de la dimension des éléments
 - $K = 1.3$ pour les éléments dont la plus petite dimension est < 300 mm
 - $K = 1.7$ pour les éléments dont la plus petite dimension est > 800 mm

5.1.3. Dimensionnement

Ce chapitre regroupe les dimensions des sections utilisées ainsi que les moments appliqués sur celles-ci puisque ces deux points sont dépendants. En effet, le moment est fonction du poids propre, qui lui varie selon l'épaisseur des éléments. Il y est aussi présenté les résultats liés à chacun des matériaux utilisés.

Les moments à respecter aux différentes étapes de construction/utilisation pour les pré-dalles ou les systèmes pré-dalle/dalles sont présentés dans cette sous-section. Ils ont été calculés avec le poids propre des matériaux tel que montré à l'équation (5.4). Les épaisseurs finales de conception des pré-dalles et des dalles, utilisées entre autre

pour le calcul de leur poids propres, sont résumées au Tableau 5-4. L'épaisseur totale de tous les systèmes est de 225 mm, une valeur usuelle pour une dalle de pont.

$$M_D = \alpha_D \frac{\gamma_c \times l \times h \times l_{ne}^2}{8} \quad (5.4)$$

où

- α_D : Coefficient de pondération de charge
- σ : Charge [kPa] (charge de construction par exemple)
- l : Largeur de la bande [m]
- l_{ne} : Longueur nette [m]
- γ_c : Poids volumique du béton [24 kN/m³]
- h : Épaisseur de l'élément considéré [m]

Tableau 5-4 Épaisseurs des pré-dalles et des dalles

Matériaux de la pré-dalle	Épaisseur pré-dalle (mm)	Épaisseur dalle (mm)
BHP50	100	125
BFHP50-1.0	70	155
BFHP70-1.5	70	155
BFUP120-4.0	50	175

5.1.3.1 Moments à l'état limite de service

La combinaison de charge employée à l'état limite de service est rappelée à l'équation suivante (voir équation (4.4)):

$$M_{f_{ELS}} = 1.00D + 0.90L + 0.765C \quad (5.5)$$

où

- D : Charge morte
- L : Charge vive
- C : Charge de construction

ÉTAPE 1 : PRÉ-DALLE SEULE À L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

La pré-dalle doit pouvoir supporter son propre poids ainsi que la charge de construction. Cette dernière a été considérée comme une charge vive valant 0.72 kPa. La pré-dalle doit ensuite pouvoir soutenir la charge associée au poids du béton de la dalle. Un exemple de calcul est présenté à l'équation (5.6) pour la pré-dalle en BHP50.

Le Tableau 5-5 montre les moments en service que doivent supporter les pré-dalles en fonction des différents matériaux.

$$M_{D_{\text{pré-dalle}}} = \frac{\gamma_c \times l \times h \times l_{ne}^2}{8} \quad (5.6)$$

$$M_{D_{\text{pré-dalle}}} = \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 1.0m \times 0.1m \times (2.7m)^2}{8} = 2.2kN.m/m$$

$$M_{D_{\text{dalle}}} = \frac{\gamma_c \times l \times h \times l_{ne}^2}{8}$$

$$M_{D_{\text{dalle}}} = \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 1.0m \times 0.125m \times (2.7m)^2}{8} = 2.7kN.m/m$$

$$M_c = \frac{q_c \times l \times l_{ne}^2}{8} = \frac{0.72 \frac{kN}{m^2} \times 1.0m \times (2.7m)^2}{8} = 0.66kN.m/m$$

$$M = 1.00M_D + 0.765M_c$$

$$M = 1.00 \times (2.2 + 2.7)kN.m + \underbrace{0.765 \times 0.66kN.m}_{0.50kN.m} = 5.4kN.m/m$$

Tableau 5-5 Moments à l'état limite en service de la pré-dalle seule

	BHP50	BFHP50	BFHP70	BFUP120
Épaisseur de la pré-dalle [mm]	100	70	70	50
Épaisseur de la dalle [mm]	125	155	155	175
Poids propre pré-dalle [kN.m/m]	2.2	1.5	1.5	1.1
Poids propre de la dalle [kN.m/m]	2.7	3.4	3.4	3.8
Charge de construction [kN.m/m]	0.5	0.5	0.5	0.5
Somme des moments [kN.m/m]	5.4	5.4	5.4	5.4

ÉTAPE 3 : PRÉ-DALLE/DALLE À L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Une fois la construction du pont terminé, le système pré-dalle/dalle doit supporter la somme des moments décrits au Tableau 5-6. La charge de service a été considérée comme une charge vive dans le calcul du moment pondéré.

Tableau 5-6 Moments à l'état limite en service du système pré-dalle/dalle

	BHP50	BFHP50	BFHP70	BFUP120
Épaisseur de la pré-dalle [mm]	100	70	70	50
Épaisseur de la dalle [mm]	125	155	155	175
Poids propre pré-dalle [kN.m/m]	2.2	1.5	1.5	1.1
Poids propre de la dalle [kN.m/m]	2.7	3.4	3.4	3.8
Charge en service [kN.m/m]	29.7	29.7	29.7	29.7
Somme des moments [kN.m/m]	34.4	34.4	34.4	34.4

5.1.3.2 Moments à l'état limite ultime

La combinaison de charge employée à l'état limite ultime est rappelée à l'équation (5.7) (voir équation (4.5)). Le coefficient de pondération des charges mortes est différent selon l'élément considéré; pré-dalle ou dalle.

$$M_{f_{\text{ÉLU}}} = \alpha_D D + 1.70L + 1.45C \quad (5.7)$$

où α_D : Coefficient de pondération de la charge morte

$$\alpha_{D_{\text{pré-dalle}}} = 1.1$$

$$\alpha_{D_{\text{dalle}}} = 1.2$$

ÉTAPE 2 : PRÉ-DALLE SEULE À L'ÉTAT LIMITE ULTIME

La pré-dalle seule devait aussi être vérifiée à l'état limite ultime. Le calcul du moment appliqué était le même qu'à l'étape 1, toutefois les coefficients de pondération des charges étaient différents. Un exemple de calcul est fait à l'équation (5.8) pour le BHP50. Le Tableau 5-7 présente les moments à l'état limite ultime que devaient supporter les pré-dalles seules pour chacun des matériaux.

$$M_{D_{\text{pré-dalle}}} = \frac{\gamma_c \times l \times h \times l_{ne}^2}{8} \quad (5.8)$$

$$M_{D_{\text{pré-dalle}}} = \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 1.0m \times 0.1m \times (2.7m)^2}{8} = 2.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{D_{\text{dalle}}} = \frac{\gamma_c \times l \times h \times l_{ne}^2}{8}$$

$$M_{D_{\text{dalle}}} = \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 1.0m \times 0.125m \times (2.7m)^2}{8} = 2.7 \text{ kN.m}$$

$$M_c = \frac{\sigma_c \times l \times l_n^2}{8} = \frac{0.72 \frac{kN}{m^2} \times 1.0m \times (2.7m)^2}{8} = 0.66 \text{ kN.m}$$

$$M = 1.10M_{D_{\text{pré-dalle}}} + 1.20M_{D_{\text{dalle}}} + 1.45M_c$$

$$M = 1.10 \times 2.2 \text{ kN.m} + 1.20 \times 2.7 \text{ kN.m} + 1.45 \times 0.66 \text{ kN.m}$$

$$M = 2.5 \text{ kN.m} + 3.3 \text{ kN.m} + 0.95 \text{ kN.m} = 6.7 \text{ kN.m}$$

Tableau 5-7 Moments à l'état limite ultime de la pré-dalle seule

	BHP50	BFHP50	BFHP70	BFUP120
Épaisseur de la pré-dalle [mm]	100	70	70	50
Épaisseur de la dalle [mm]	125	155	155	175
Poids propre pré-dalle [kN.m/m]	2.5	1.7	1.7	1.2
Poids propre de la dalle [kN.m/m]	3.3	4.1	4.1	4.6
Charge de construction [kN.m/m]	0.95	0.95	0.95	0.95
Somme des moments [kN.m/m]	6.7	6.7	6.7	6.7

ÉTAPE 4 : PRÉ-DALLE/DALLE À L'ÉTAT LIMITE ULTIME

Le Tableau 5-8 montre les moments ultimes que subira le système pré-dalle/dalle une fois la construction achevée.

Tableau 5-8 Moments à l'état limite ultime du système pré-dalle/dalle

	BHP50	BFHP50	BFHP70	BFUP120
Épaisseur de la pré-dalle [mm]	100	70	70	50
Épaisseur de la dalle [mm]	125	155	155	175
Poids propre pré-dalle [kN.m/m]	2.5	1.7	1.7	1.2
Poids propre de la dalle [kN.m/m]	3.3	4.1	4.1	4.6
Charge en service [kN.m/m]	56.1	56.1	56.1	56.1
Somme des moments [kN.m/m]	61.9	61.9	61.9	61.9

5.1.3.3 Résultats du dimensionnement

Cette partie du travail englobe les résultats du dimensionnement effectué avec AIS, pour chaque matériau. Ces résultats devaient répondre aux objectifs suivants :

- 1) Obtenir une ouverture de fissure inférieure à 0.2 mm pour la pré-dalle seule supportant le moment de conception à l'état limite de service de 5.4 kN.m/m;
- 1) Pour la pré-dalle seule, offrir un moment de résistance, dans la courbe ascendante, supérieure au moment limite ultime de 6.7 kN.m/m correspondant aux étapes de construction que la pré-dalle doit supporter;
- 2) Au moment à l'état limite de service de 34.4 kN.m/m, le système pré-dalle/dalle devait présenter une ouverture de fissure inférieure à 0.2 mm et respecter le critère β_2 (section 5.1.2);
- 3) Le système pré-dalle/dalle devait aussi offrir un moment de résistance, dans la courbe ascendante, supérieure au moment limite ultime de 61.9 kN.m/m pouvant être subi par le système pré-dalle/dalle.

Les résultats sont résumés du Tableau 5-9 au Tableau 5-12 des sous-sections suivantes. Chaque tableau montre l'épaisseur de la pré-dalle obtenue ainsi que la quantité d'armature minimale requise pour répondre à l'objectif de chaque étape.

BHP50

Initialement l'épaisseur visée de la pré-dalle en BHP50 était de 90 mm. Toutefois, il était impossible de respecter une ouverture de fissure convenable lors de l'application du moment limite de service (5.4 kN.m/m). L'épaisseur a donc été augmentée à 100 mm.

La quantité d'armature minimale nécessaire avec l'utilisation de ce matériau était de 1 000 mm²/m (trame grise). La pré-dalle possédait une épaisseur d'enrobage de 40 mm. La quantité d'armature a été déterminée par l'état limite ultime du système pré-dalle/dalle (Tableau 5-9).

Notons que le paramètre de fissuration β_2 ($\beta_2 < 50\,000$ N/mm) et l'ouverture maximale de fissuration ($w < 0.2$ mm) ont été respectés aux quatre étapes.

Tableau 5-9 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BHP50 et de son système pré-dalle/dalle

Étape	Pré-dalle seule		Système pré-dalle/dalle	
	1 - Service	2 - Ultime	3 - Service	4 - Ultime
Moment [kN.m/m]	5.4	6.7	34.4	61.9
$h_{\text{pré-dalle}}$ [m]	100	100	100	100
A_s [mm ² /m]	0	400	800	1 000
β_2 S6 [N/mm]	70	-	27 878	-
β_2 MTQ [N/mm]	253	-	36 755	-
Ouv. fissure [mm]	0.00	-	0.14	-

Les étapes présentées au Tableau 5-9 sont illustrées à la Figure 5-4 et à la Figure 5-5. Ces figures montrent le moment en fonction de la courbure et de l'ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle sous les conditions de service.

Il ressort aussi de ces figures que le moment maximal (67 kN.m/m) dépasse le moment de conception de 61.9 kN.m/m. Aussi, le moment de service (34.4 kN.m/m) a mené à une ouverture de fissure de 0.10 mm, inférieure à la limite prescrite de

0.2 mm. Toutefois, sous cette charge, la fissuration s'était propagée sur toute la hauteur de la pré-dalle (100 %) et des fissures étaient déjà initiées dans la dalle sur 42 % de son épaisseur avec une ouverture de fissure de 0.03 mm (Figure 5-6 - Cas 3). La dalle a donc été sérieusement fissurée lorsque la fissuration initiée dans la pré-dalle a atteint l'interface. Ceci signifie que ces deux fissures, initiées à des endroits différents, pourraient potentiellement se rejoindre à l'interface pré-dalle/dalle. Il importait donc de vérifier l'état de la propagation des fissures et non seulement le moment résistant lors de la conception du système pré-dalle/dalle.

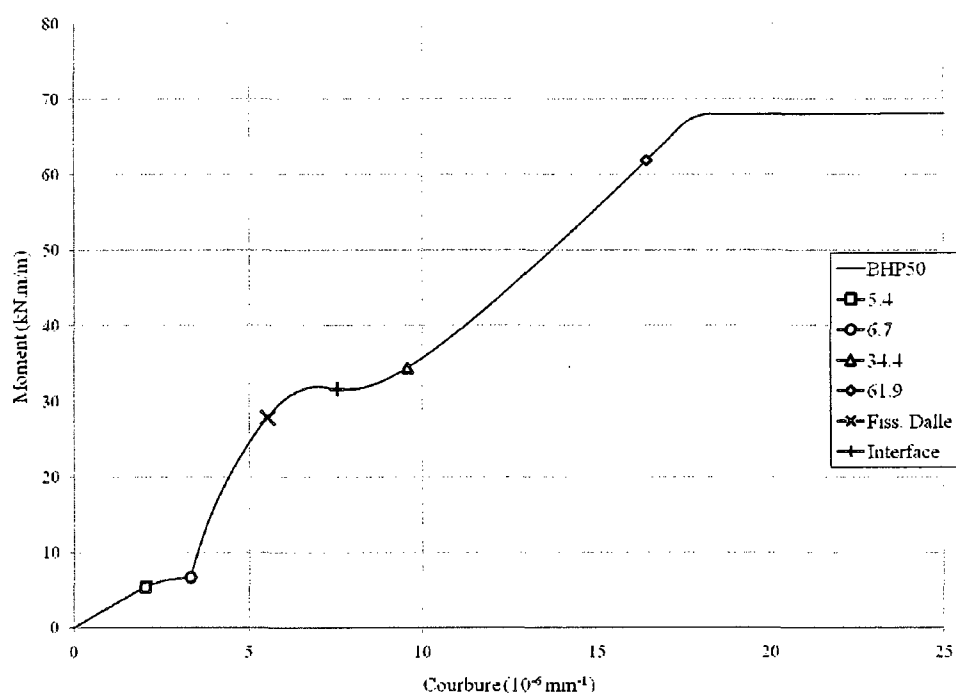


Figure 5-4 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BHP50

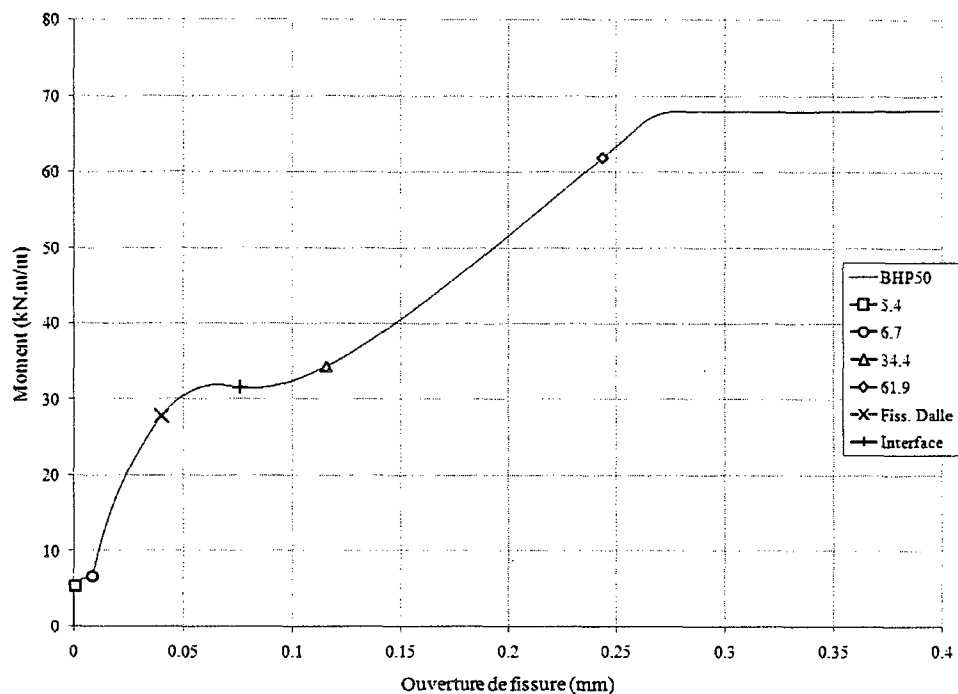


Figure 5-5 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BHP50

La Figure 5-6 montre l'ouverture et la profondeur de fissure des éléments du système pré-dalle/dalle pour trois phases importantes en fonction du moment respectif. Remarquons que, comme présenté sur la Figure 5-5, la dalle fissure (27.8 kN.m/m) avant que la fissuration initiée dans la pré-dalle ait atteint l'interface (31.7 kN.m/m). Comme le dimensionnement de la pré-dalle de BHP50 a été déterminé par l'ouverture de fissure de la pré-dalle seule en service et non sur la hauteur de propagation de la fissuration, l'épaisseur de la pré-dalle de BHP50 a été fixée à 100 mm et les spécimens ont été fabriqués ainsi. Il aurait été préférable d'augmenter l'épaisseur de la pré-dalle de manière à ce qu'à l'état limite de service la pré-dalle ne soit pas fissurée sur toute sa hauteur bien que les ouvertures de fissures soient très

fin. Ainsi il apparaît que le critère ouverture de fissure ne semble pas suffisant pour juger de la performance de l'élément.

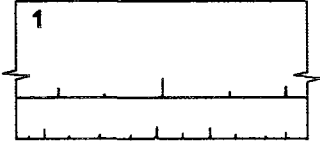
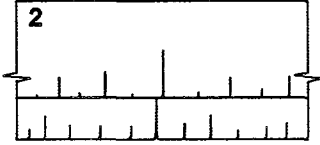
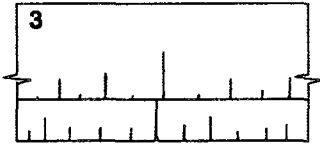
$h_{\text{pré-dalle}} = 100 \text{ mm}$ $h_{\text{dalle}} = 125 \text{ mm}$			
Cas 1 : la fissure apparaît sur la fibre inférieure de la dalle			
	Moment (kN.m/m)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./ prof. fissure dalle (mm)
	27.8	0.04/74	NA
Cas 2 : la fissure initiée à la fibre inférieure de la pré-dalle s'est propagée sur toute la hauteur de celle-ci			
	Moment (kN.m/m)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./ prof. fissure dalle (mm)
	31.7	0.08/100	0.02/40
Cas 3 : à l'état limite de service			
	Moment service (kN.m/m)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	34.4	0.10/100	0.03/50

Figure 5-6 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50

BFHP50

L'épaisseur de la pré-dalle fabriquée en béton renforcé de fibres à haute performance (BFHP50) a été fixée à 70 mm. Malgré la présence de fibres, cette pré-dalle nécessite plus d'armature aux deux premières étapes de dimensionnement que le BHP50, car elle était beaucoup plus mince. Toutefois, la quantité d'armature finale a été limitée à 800 mm²/m afin de satisfaire à l'état limite ultime du système pré-dalle/dalle (Trame grise, Tableau 5-10) ce qui est moins que celle en BHP50. Les barres d'armature possédaient un enrobage de 40 mm.

Tableau 5-10 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BFHP50 et de son système pré-dalle/dalle

Étape	Pré-dalle seule		Système pré-dalle/dalle	
	1 - Service	2 - Ultime	3 - Service	4 - Ultime
Moment [kN.m/m]	5.4	6.7	34.4	61.9
$h_{pré-dalle}$ [m]	70	70	70	70
A_s [mm ² /m]	600	600	600	800
β_2 S6 [N/mm]	9 298	-	22 573	-
β_2 MTQ [N/mm]	17 308	-	29 574	-
Ouv. fissure [mm]	0.18	-	0.19	-

La Figure 5-7 et la Figure 5-8 montrent le comportement durant les quatre étapes étudiées sur les courbes moment/courbure et moment/ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle en service. Ces figures démontrent que le dimensionnement est adéquat au niveau de l'ouverture de fissure ($w = 0.14 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$). Aussi, la fissuration de la dalle est survenue avant que la fissuration initiée dans la pré-dalle se soit propagée jusqu'à l'interface et que l'état limite de service se présente. La résistance maximale (73 kN.m/m) est survenue au-delà du moment de conception (61.9 kN.m/m). Notons que lorsque le moment de conception est rencontré, la fissuration initiée dans la pré-dalle a déjà rejoint l'interface depuis peu. Il est donc peu probable que les fissures de la dalle et la pré-dalle se rejoignent et initient la délamination.

La courbure du BFHP50 est beaucoup plus prononcée qu'avec le système comportant une pré-dalle en BHP50 puisque l'épaisseur de la pré-dalle de BFHP50 était moindre, donc plus flexible (voir Figure 5-7). Ceci pourrait requérir la spécification d'une courbure initiale pour compenser la flèche sous le poids propre de la pré-dalle.

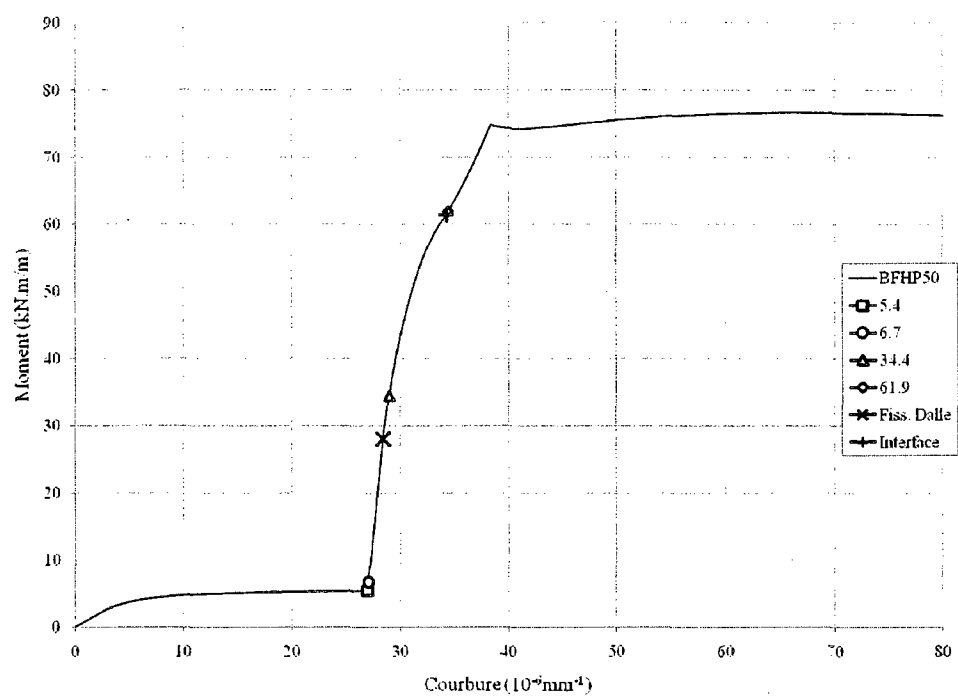


Figure 5-7 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50

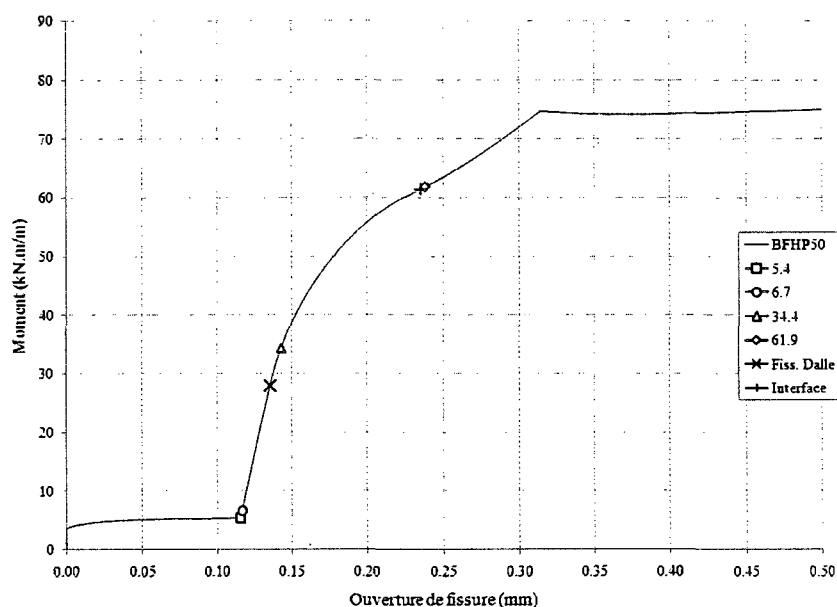


Figure 5-8 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50

La Figure 5-9 présente trois phases de fissuration, tel que retrouvé pour le BHP50 à la section précédente. Notons qu'en service, déjà 70 % de l'épaisseur de la pré-dalle présentait de la fissuration; ce point demandera ultérieurement une attention particulière. Lorsque la première fissure est apparue dans la dalle (28.0 kN.m/m) déjà 70 % de la hauteur de la pré-dalle était fissurée.

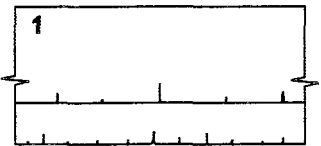
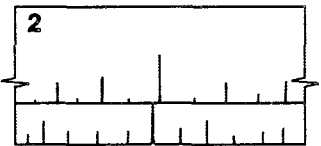
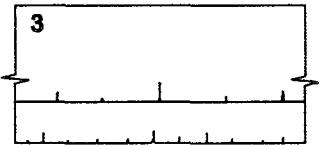
$h_{\text{pré-dalle}} = 70 \text{ mm}$ $h_{\text{dalle}} = 155 \text{ mm}$			
Cas 1 : la fissure apparaît sur la fibre inférieure de la dalle			
	Moment ($kN.m/m$)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	28.0	0.14/49	NA
Cas 2 : la fissure initiée à la fibre inférieure de la pré-dalle s'est propagée sur toute la hauteur de celle-ci			
	Moment ($kN.m/m$)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	61.5	0.24/70	0.06/80.6
Cas 3 : à l'état limite de service			
	Moment service ($kN.m/m$)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	34.4	0.14/49	0.00/15

Figure 5-9 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP50

BFHP70

La pré-dalle conçue en béton fibré haute performance de résistance à la compression de 70 MPa possédait une épaisseur de 70 mm. Pour un élément de même épaisseur, la quantité d'armature nécessaire de 500 mm²/m était inférieure à celle du BFHP50 de 800 mm²/m précédemment étudiée puisque que le BFHP70 offre un meilleur comportement mécanique.

L'armature minimale possédait un recouvrement de 30 mm. La quantité d'armature a été déterminée par l'état limite ultime du système pré-dalle/dalle (Trame grise, Tableau 5-11). Notons que le paramètre de fissuration β_2 ($\beta_2 < 50\,000 \text{ N/mm}$) et l'ouverture maximale de fissuration ($w < 0.2 \text{ mm}$) ont été respectés aux quatre étapes.

Tableau 5-11 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BFHP70 et de son système pré-dalle/dalle

Étape	Pré-dalle seule		Système pré-dalle/dalle	
	1 - Service	2 - Ultime	3 - Service	4 - Ultime
Moment [kN.m/m]	5.4	6.7	34.4	61.9
$h_{\text{pré-dalle}}$ [m]	70	70	70	70
A_s [mm ² /m]	0	200	200	500
β_2 S6 [N/mm]	98	-	4 988	-
β_2 MTQ [N/mm]	436	-	4 734	-
Ouv. fissure [mm]	0.01	-	0.02	-

Les étapes discutées au Tableau 5-11 sont illustrées à la Figure 5-10 et à la Figure 5-11. Ces figures montrent le moment en fonction de la courbure et de l'ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle sous les conditions de service.

Il ressort que même à l'état limite ultime (61.9 kN.m/m), le critère d'ouverture de fissure maximale a largement été respecté ($w=0.06 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm}$). Aussi, la fissuration n'a atteint l'interface qu'après le moment de conception ultime. Il y a donc peu de chance qu'une délamination de l'interface survienne. Ces figures ont aussi permis de constater que l'apparition de la première fissure dans la dalle est survenue sous une charge 30 % plus grande (42.9 kN.m/m) que celle subi en service par le système pré-dalle/dalle (34.4 kN.m/m). De plus, la courbure et l'ouverture de fissure sont de beaucoup diminuées comparées à celles du BHP50 et BFHP50.

La Figure 5-11 et la Figure 5-12 démontrent des résultats très intéressants. La première fissure est apparue dans la dalle sous un moment considérablement supérieur à celui en service ($42.9 > 34.4 \text{ kN.m/m}$). De plus, 52 % de la pré-dalle était fissurée lorsque cette première fissure est survenue. En service, cette proportion diminue à 41 % avec une faible ouverture de fissure de 0.02 mm, tandis que la dalle ne présentait encore aucune trace de fissuration.

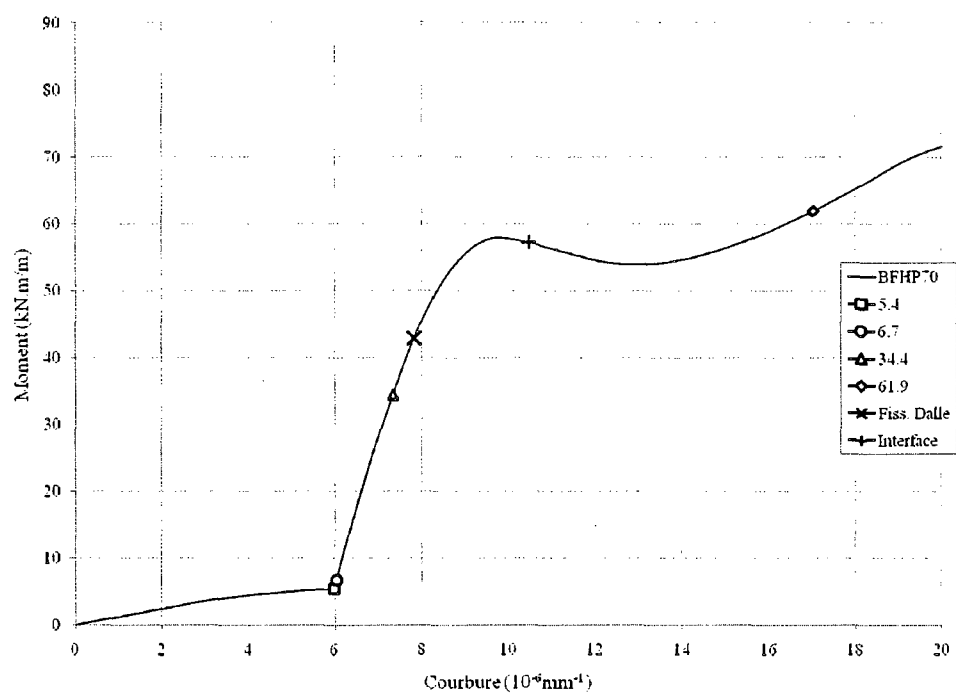


Figure 5-10 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP70

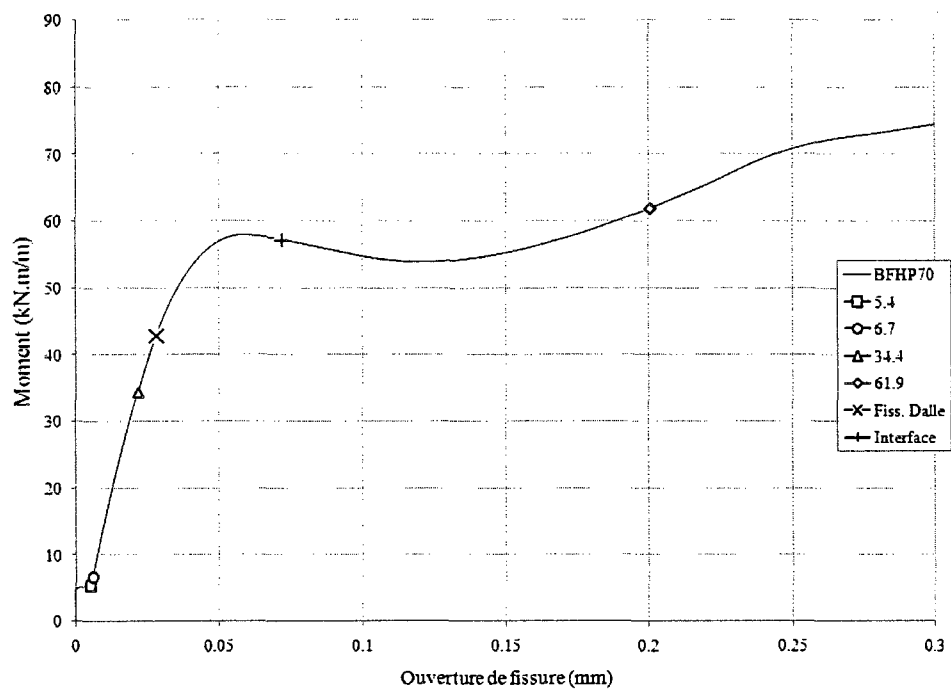


Figure 5-11 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP70

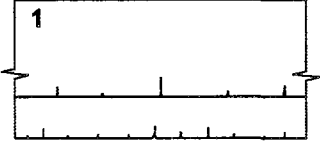
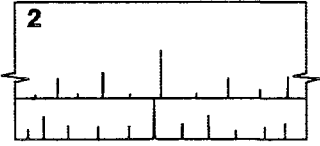
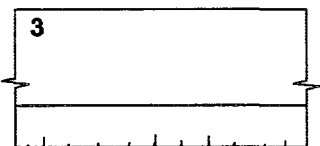
$h_{\text{pré-dalle}} = 70 \text{ mm}$ $h_{\text{dalle}} = 155 \text{ mm}$			
Cas 1 : la fissure apparaît sur la fibre inférieure de la dalle			
	Moment (kN.m/m)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)	Ouv./prof. fissure pré-dalle (mm)
	42.9	NA	0.03/36
Cas 2 : la fissure initiée à la fibre inférieure de la pré-dalle s'est propagée sur toute la hauteur de celle-ci			
	Moment (kN.m/m)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)	Ouv./prof. fissure pré-dalle (mm)
	57.2	0.03/59	0.07/70
Cas 3 : à l'état limite de service			
	Moment service (kN.m/m)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)	Ouv./prof. fissure pré-dalle (mm)
	34.4	0.00/0	0.02/28

Figure 5-12 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFHP70

BFUP120

À l'étape de conception la pré-dalle de BFUP120 était très mince, soit 50 mm (Tableau 5-12). La quantité d'armature minimale de $200 \text{ mm}^2/\text{m}$ a été déterminée par l'état limite de service de la pré-dalle seule de 6.7 kN.m/m (trame grise). Ceci s'explique par la petite épaisseur de cet élément.

Notons que l'ouverture de fissuration était nulle à toutes les étapes de construction. Par contre, le paramètre de fissuration β_2 est ressorti inférieur à zéro à trois reprises ; ce point sera discutée à la section 5.1.3.4.

Tableau 5-12 Résultats du dimensionnement de la pré-dalle en BFUP120 et de son système pré-dalle/dalle

Étape	Pré-dalle seule		Système pré-dalle/dalle	
	1 - Service	2 - Ultime	3 - Service	4 - Ultime
Moment [kN.m/m]	5.4	6.7	34.4	61.9
$h_{\text{pré-dalle}}$ [m]	50	50	50	50
A_s [mm ² /m]	0	200	0	100
β_2 S6 [N/mm]	-2 818	-	-19 718	-
β_2 MTQ [N/mm]	-1 080	-	-10 434	-
Ouv. fissure [mm]	0.00	-	0.00	-

Les étapes établies au Tableau 5-12 sont illustrées à la Figure 5-13 et à la Figure 5-14. Ces figures montrent le moment en fonction de la courbure et de l'ouverture de fissure du système sous les conditions en service. Ce système pré-dalle/dalle comportait une pré-dalle de 50 mm d'épaisseur ou de 60 mm possédant une quantité d'armature de 200 mm²/m. L'étude de la pré-dalle de 60 mm est devenue nécessaire puisque suite à la fabrication des spécimens, trois pré-dalles sur quatre de BFUP120 ont montré une épaisseur moyenne de 60 mm au lieu de 50 mm comme la quatrième.

Dans le cas de la pré-dalle de 50 mm d'épaisseur, le moment maximal (78 kN.m/m) a dépassé largement le moment de conception de 61.9 kN.m/m. Notons aussi la courbure très prononcée pour de faibles valeurs de moment. Ce phénomène était prévisible vu la faible épaisseur et quantité d'armature présentes. Cette courbure est réduite significativement avec la pré-dalle de 60 mm.

De la Figure 5-14 et de la Figure 5-15, nous avons constaté qu'en service, dans le cas de la pré-dalle de 60 mm, il n'y avait aucune présence de fissuration ni dans la dalle ni dans la pré-dalle. La fissuration s'amorçait tout juste dans le cas de la pré-dalle de 50 mm. Ce résultat est fort impressionnant. La fissuration n'a atteint l'interface qu'à une très grande charge (97.2 kN.m/m), beaucoup plus élevée que le moment de conception (64.9 kN.m/m). Il est toutefois important de souligner que lorsque la première fissure est apparue dans la dalle, déjà 68 % de la hauteur de la pré-dalle

était fissurée. Ce pourcentage était similaire (72 %) pour la pré-dalle de 50 mm. Même avec une pré-dalle plus mince de 50 mm d'épaisseur (Figure 5-16), l'ouverture de fissure apparaissant dans la dalle était si infime qu'elle a pu être négligée.

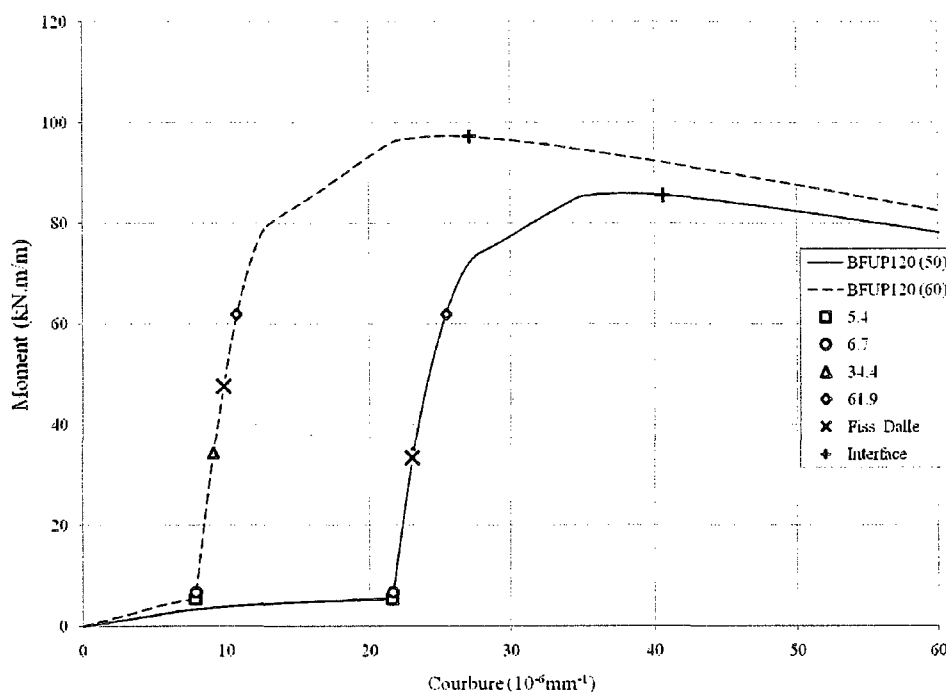


Figure 5-13 Moment-courbure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120

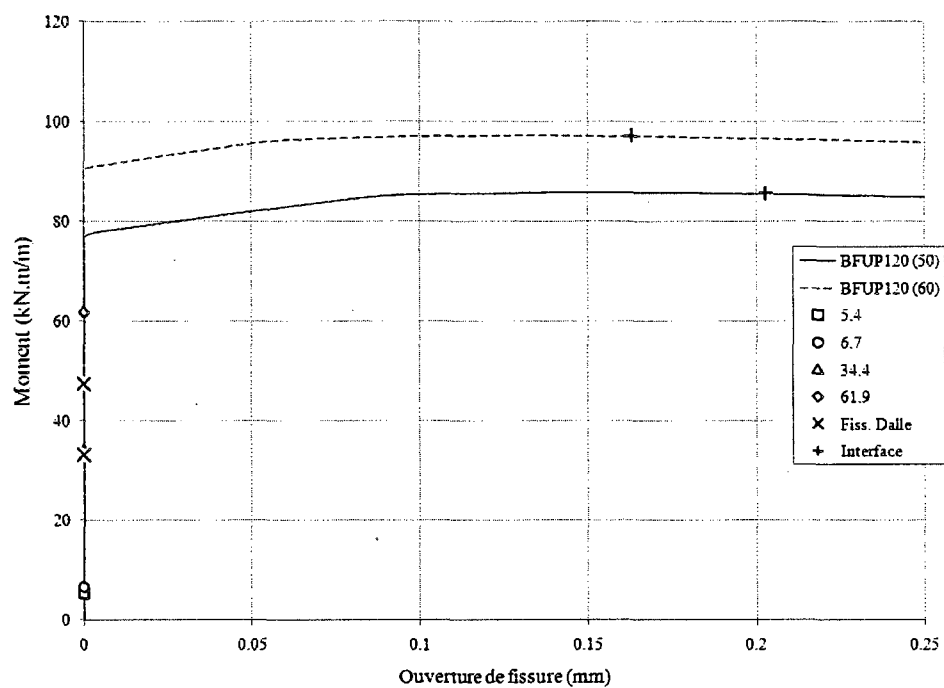
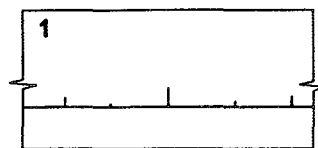


Figure 5-14 Moment-ouverture de fissure du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120

$$h_{\text{pré-dalle}} = 60 \text{ mm} \quad h_{\text{dalle}} = 165 \text{ mm}$$

Cas 1 : la fissure apparaît sur la fibre inférieure de la dalle

1	Moment ($kN.m/m$)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	47.6	0.00/0	NA

Cas 2 : la fissure initiée à la fibre inférieure de la pré-dalle s'est propagée sur toute la hauteur de celle-ci

2	Moment ($kN.m/m$)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	97.2	0.16/60	0.21/112

Cas 3 : à l'état limite de service

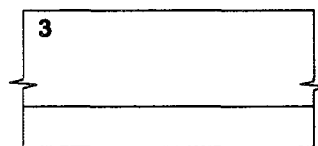
3	Moment service ($kN.m/m$)	Ouv./prof fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	34.4	0.00/0	0.00/0

Figure S-15 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120 ($h_{\text{pré-dalle}}=60\text{mm}$)

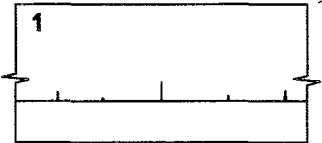
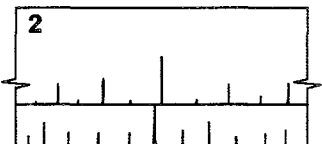
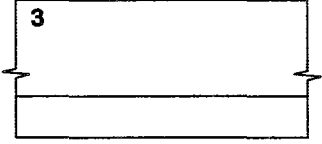
$h_{\text{pré-dalle}} = 50 \text{ mm}$ $h_{\text{dalle}} = 175 \text{ mm}$			
Cas 1 : la fissure apparaît sur la fibre inférieure de la dalle			
	Moment ($kN.m/m$)	Ouv./prof. fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	31.8	0.00/0	NA
Cas 2 : la fissure initiée à la fibre inférieure de la pré-dalle s'est propagée sur toute la hauteur de celle-ci			
	Moment ($kN.m/m$)	Ouv./prof. fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	85.6	0.20/50	0.23/126
Cas 3 : état limite de service			
	Moment service ($kN.m/m$)	Ouv./prof. fissure pré-dalle (mm)	Ouv./prof. fissure dalle (mm)
	34.4	0.00/0	0.00/1

Figure 5-16 Moment et fissuration du système pré-dalle/dalle avec une pré-dalle en BFUP120 ($h_{\text{pré-dalle}}=50\text{mm}$)

5.1.3.4 Paramètre de fissuration β_2 et critère d'ouverture maximale

Suite au dimensionnement des pré-dalles, il importait de faire le point sur les critères d'ouverture de fissure maximale. Ces critères sont résumés au Tableau 5-13. Il est important de mentionner ici que le paramètre β_2 a été mis au point suite à des recherches basées sur des dalles de tablier en béton armé et non sur des éléments aussi minces que les pré-dalles en bétons innovants étudiées dans ce travail. Aussi, ce paramètre considère que l'armature est située près de la fibre tendue et non au centre de l'élément. Ceci explique en outre les résultats compilés au Tableau 5-14 pour les dimensionnements proposés.

Tableau 5-13 Critère β_2 et ouverture maximale des fissures, w

Normes	Critère β_2 , et ouverture maximale, w
CSA-S.6 et MTQ	$\beta_2 \leq 50\,000\text{ N/mm}$
MTQ (2004)	$w \leq 0.2\text{ mm}$

En fait, le paramètre β_2 n'est applicable dans le cas seulement où la poutre de béton armé fissure. Si nous regardons le Tableau 5-14, nous remarquons que dans le cas de la pré-dalle en BFUP120 et de son système pré-dalle/dalle les valeurs du paramètre β_2 (Code ou MTQ) sont négatives. Ceci n'a pas de sens et veut simplement dire que l'ouverture des fissures est toujours nulle. Effectivement, lorsque le moment à l'état limite de service M_s est inférieur au moment de fissuration M_{fs} , le paramètre β_2 n'est pas applicable. Notons que ce paramètre est une façon détournée de quantifier l'ouverture des fissures puisque ces deux variables sont directement liés selon l'équation suivante :

$$w = \frac{\beta_2}{E_s} \quad (5.9)$$

Nous nous attendions donc à ce que le paramètre de fissuration β_2 s'approche de la limite de 50 000 N/mm lorsque l'ouverture de fissure s'approchait elle aussi de la limite permise de 0.2 mm. Les résultats obtenus n'allaient pas toujours dans ce sens. Par exemple, l'ouverture de fissure de la pré-dalle seule de BFHP50 était grande (0.18 mm) bien que les valeurs du paramètre β_2 aient été faibles (9 298 et 17 308 N/mm).

Dans le cas du système avec une pré-dalle en BHP50, le paramètre de fissuration β_2 s'est appliqué avec justesse. Ce résultat n'est pas étonnant puisque ce paramètre a été conçu pour ce genre matériau. Pour le BFHP50 et le BFHP70, les valeurs obtenues pour β_2 semblent en phase avec celles de l'ouverture de fissure. En

conclusion, nous avons jugé que le paramètre β_2 ne devrait pas être le seul critère à considérer lors de la conception, l'ouverture de fissuration w apparaît être un critère plus fiable et plus général.

Tableau 5-14 Comparaison des critères

Étape		1 - Pré-dalle	3 – Système pré-dalle/dalle
Moment en service		5.4 kN.m/m	34.4 kN.m/m
BHP50	β_2 S6 [N/mm]	70	27 878
	β_2 MTQ [N/mm]	253	36 755
	Ouv. Fissure [mm]	0.00	0.14
BFHP50	β_2 S6 [N/mm]	9 298	22 573
	β_2 MTQ [N/mm]	17 308	29 574
	Ouv. fissure [mm]	0.18	0.19
BFHP70	β_2 S6 [N/mm]	98	4 988
	β_2 MTQ [N/mm]	436	4 734
	Ouv. fissure [mm]	0.01	0.02
BFUP120	β_2 S6 [N/mm]	-2 818	-19 718
	β_2 MTQ [N/mm]	-1 080	-10 434
	Ouv. fissure [mm]	0.00	0.00

5.1.3.5 Comparaison

Pour faciliter l'analyse comparative des différents dimensionnements, il importait de comparer les courbes de résultats des courbures et des ouvertures de fissure entre elles. La Figure 5-17 et la Figure 5-18 permettent cette comparaison. L'épaisseur des pré-dalles et des dalles, la quantité d'armature et la position du centre de gravité des barres d'armature par rapport à la fibre inférieure de la pré-dalle sont présentées au Tableau 5-15. Rappelons que les spécimens testés en laboratoire et analysés ultérieurement sont : BHP50, BFHP50, BFHP70 et BFUP120 (60mm).

Tableau 5-15 Dimensions finales des pré-dalles et des dalles

Système	$h_{\text{pré-dalle}}$ <i>mm</i>	h_{dalle} <i>mm</i>	A_s <i>mm²</i>	y_s <i>mm</i>
BHP50	100	125	1 000	180
BFHP50	70	155	800	190
BFHP70	70	155	500	190
BFUP120 (50)	50	175	200	175
BFUP120 (60)	60	165	200	165

De la Figure 5-17, nous constatons la différence de courbure, autrement dit de rigidité, entre les pré-dalles à l'application d'un moment de même amplitude. En général, plus l'élément était épais, plus il était rigide et donc moins sa courbure était prononcée. Cette règle semble s'appliquer ici à tous les systèmes sauf pour le BFHP50. Cette discrimination s'explique par le fait que la pré-dalle en BFHP50 présentait la même épaisseur que le BFHP70 mais possédait des capacités inférieures en traction et en compression que ce dernier. Elle a donc offert une plus grande flexibilité.

Notons aussi que la différence d'ouverture de fissure entre le BFHP50 et BFHP70 est due à la quantité de fibres introduites dans leur composition, soit respectivement de 80 kg/m³ versus 117 kg/m³.

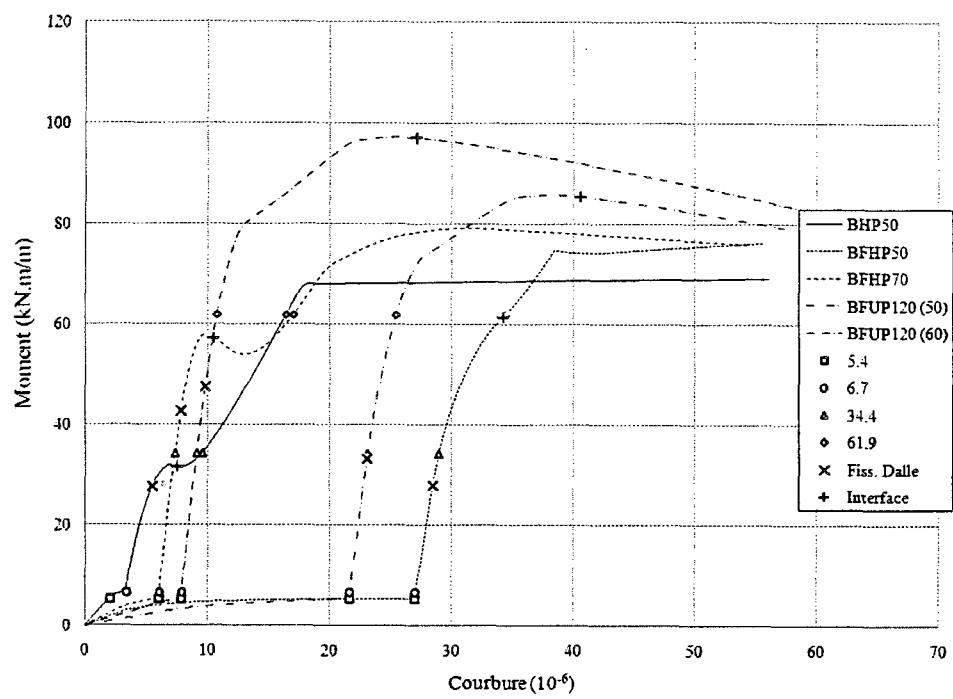


Figure 5-17 Comparaison de la courbure des matériaux

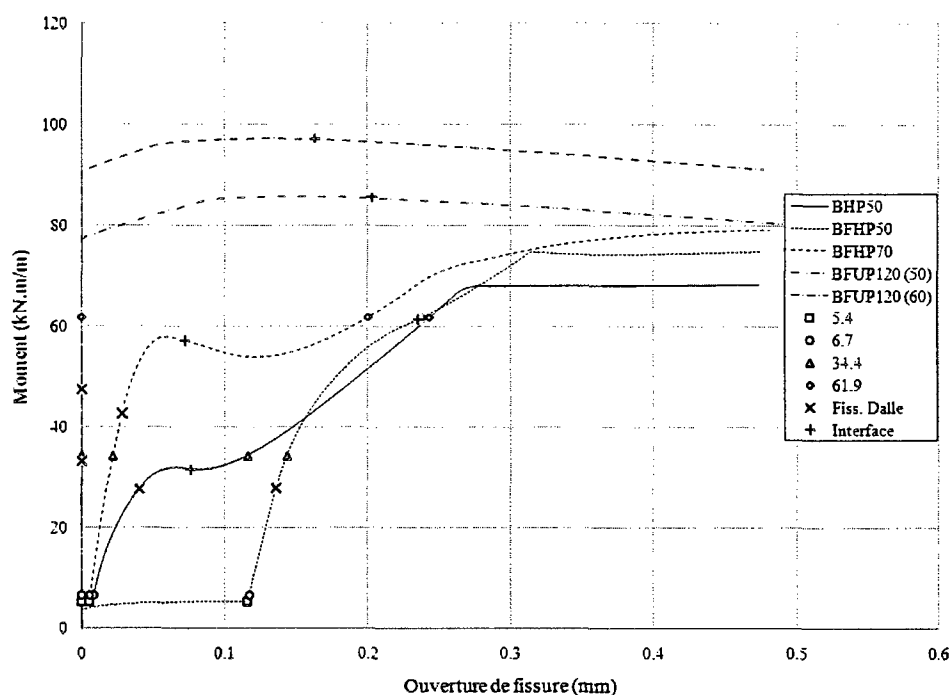


Figure 5-18 Comparaison de l'ouverture de fissure des matériaux

La Figure 5-18 démontre hors de tout doute que le système avec une pré-dalle en BFUP120 (50 ou 60 mm d'épaisseur) n'a présenté aucune fissure en service et a fourni une résistance suffisante au moment de conception à l'état limite ultime. De plus, le BFHP70 et le BFUP120 permettaient une ouverture de fissure aisément inférieure à la limite permise de 0.2 mm à l'état limite de service de 34.4 kN.m/m, sans que la fissuration de la dalle ou à l'interface ne se soit manifestée. La pré-dalle en BHP50, tant qu'à elle, était fissurée sur toute son épaisseur au moment en service.

Pour fin de comparaison immédiate, le Tableau 5-16, le Tableau 5-17 et Tableau 5-18 présentent respectivement le pourcentage de l'épaisseur de la pré-dalle fissurée lorsque la première fissure apparaît dans la dalle, le pourcentage de l'épaisseur de la dalle déjà fissurée lorsque la fissuration initiée dans la pré-dalle s'est propagée sur

toute sa hauteur et a atteint l'interface et, finalement, le rapport en pourcentage de la profondeur de la fissure sur l'épaisseur de la pré-dalle ou de la dalle à l'état limite de service.

Tableau 5-16 Pourcentage de l'épaisseur de la pré-dalle fissurée lorsqu'une fissure apparaît dans la dalle

Système	% épaisseur
BHP50	74%
BFHP50	70%
BFHP70	52%
BFUP120 ($h=60mm$)	0%
BFUP120 ($h=50mm$)	0%

Tableau 5-17 Pourcentage de l'épaisseur de la dalle fissurée lorsque la fissure initiée dans la pré-dalle atteint l'interface

Système	% épaisseur
BHP50	32%
BFHP50	52%
BFHP70	38%
BFUP120 ($h=60mm$)	68%
BFUP120 ($h=50mm$)	72%

Tableau 5-18 Pourcentage de la profondeur de la fissure sur l'épaisseur de la pré-dalle ou de la dalle en service

Système	% pré-dalle	% dalle
BHP50	100%	42%
BFHP50	70%	10%
BFHP70	41%	0%
BFUP120 ($h=60mm$)	0%	0%
BFUP120 ($h=50mm$)	0%	1%

5.1.3.6 Armature minimale de la pré-dalle

Le critère d'armature minimal de $500 \text{ mm}^2/\text{m}$ n'a été pris en compte que pour le BHP50. Le manque de normalisation actuelle sur les bétons renforcés de fibres, nous a permis une certaine liberté de pratique. Ainsi aucune armature transversale n'a été considérée pour le BFHP50, le BFHP70 et le BFUP120. Les pré-dalles fabriquées avec ces matériaux contenaient uniquement la quantité d'armature obtenue des analyses faites avec AIS.

5.2. FABRICATION DES SPÉCIMENS

Le dimensionnement des pré-dalles étant terminé et les mélanges de béton étant mis au point, les pré-dalles ont été fabriquées à l'usine de préfabrication *Béton Brunet*. Dans cette section on retrouve donc la caractérisation des bétons frais utilisés ainsi que les diverses étapes réalisées lors de la coulée des pré-dalles.

5.2.1. Critères et exigences de fabrication

Lors de la fabrication des pré-dalles certains critères devaient être respectés :

- Tolérance pour les coffrages des pré-dalles : $\pm 1 \text{ mm}$;
- Production idéale de deux mélanges par jour;
- Démoulage des spécimens à l'aide d'ancrages de manutention;
- Fin de la cure humide après 7 jours.

5.2.2. Matériaux

Les pré-dalles ont été fabriquées à l'aide de quatre matériaux distincts, soit :

- Béton à haute performance à résistance à la compression de 50 MPa (BHP50) ;

- Béton fibré à haute performance à résistance à la compression de 50 MPa (BFHP50-1.0) contenant 80 kg/m^3 (1%) de fibres à crochet de 35 mm ($l/d=64$);
- Béton fibré à haute performance à résistance à la compression de 70 MPa (BFHP70-1.5) contenant 117 kg/m^3 (1.5%) de fibres à crochet de 30 mm ($l/d=55$);
- Béton fibré ultra performant à résistance à la compression de 120 MPa (BFUP120-4.0) contenant 312 kg/m^3 (4%) de fibres droites de 10 mm ($l/d=50$).

Lors de la fabrication des pré-dalles, des cylindres et des dallettes circulaires ont aussi été fabriqués afin de permettre la caractérisation des différents bétons. La résistance à la compression et le module élastique des bétons ont été évalués avec des cylindres de 100 mm de diamètre selon les normes ASTM C109 et ASTM C469 (ASTM 2008) respectivement. La résistance à la traction et la courbe contrainte-ouverture de fissure (σ -w) ont été déterminées par calcul inverse à partir d'un essai de flexion sur dalles circulaires de 800 mm de diamètre selon la norme ASTM C1550 (ASTM 2008). La méthode de calcul inverse utilisée a été décrite récemment (Nour et al. 2007).

Les différentes propriétés de ces matériaux sont définies au Tableau 5-19 et les formulations de ces quatre mélanges sont présentées du Tableau 5-21 au Tableau 5-24. À l'ANNEXE A se trouvent les formulations détaillées des mélanges. Les matériaux entrant de leur fabrication ont été fournis à *Béton Brunet* préalablement à la fabrication de ceux-ci.

Les caractéristiques des fibres utilisées sont présentées au Tableau 5-20. Le type de fibres à crochet utilisé dans le BFHP50 et le BFHP70 est montré à la Figure 5-19 et les fibres introduites dans le BFUP120 sont à la Figure 5-20.

Tableau 5-19 Propriétés nominales des bétons

Béton	f'_c MPa	f'_t MPa	E_c GPa	Type de fibres	Dosage kg/m ³
BHP50	50	3	31.8	NA	NA
BFHP50	50	3	31.2	Dramix 65-35	80
BFHP70	70	4	42.0	Dramix ZP-305	117
BFUP120	120	6.65	40.0	Dramix OL10-0.2 (	312

Tableau 5-20 Caractéristiques des fibres

Fibres	Dramix 65-35	Dramix ZP-305	Dramix OL10-2
Longueur (mm)	35	30	10
Diamètre (mm)	0.55	0.55	0.2
Élancement (l/d)	64	55	50
Forme	crochet	crochet	droite
Résistance (N/mm ²)	1 100	1 100	2 000
Nombre par kilogramme	14 500	16 750	ND

Tableau 5-21 Formulation du béton haute performance 50 MPa (BHP50)

Composantes			Critères		
Ciment	500.00	kg/m ³	Fibre	0,00	%
Eau	211.40	kg/m ³	Air	2.5	%
Sable	848.65	kg/m ³	Pâte	40.6	%
Pierre	771.50	kg/m ³	E/C	0.43	
Fumée de silice	NA	kg/m ³	S/C	1.70	
Superplastifiant	6.05	kg/m ³	S/G	1.10	
Fibres	NA	kg/m ³			

Tableau 5-22 Formulation du béton fibré haute performance 50 MPa (BFHP50)

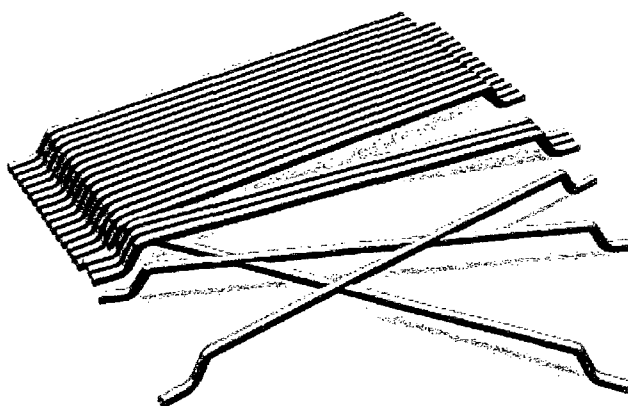
Composante			Critères		
Ciment	500.00	kg/m ³	Fibre	1.00	%
Eau	211.40	kg/m ³	Air	2.50	%
Sable	833.98	kg/m ³	Pâte	40.6	%
Pierre	758.17	kg/m ³	E/C	0.43	
Fumée de silice	0.00	kg/m ³	S/C	1.67	
Superplastifiant	6.05	kg/m ³	S/G	1.10	
Fibres	80.00	kg/m ³			

Tableau 5-23 Formulation du béton fibré haute performance 70 MPa (BFHP70)

Composante			Critères		
Ciment	550.00	kg/m ³	Fibre	1.5	%
Eau	185.43	kg/m ³	Air	2.5	%
Sable	922.93	kg/m ³	Pâte	40.1	%
Pierre	659.23	kg/m ³	E/C	0.35	
Fumée de silice	0.00	kg/m ³	S/C	1.68	
Superplastifiant	11.31	kg/m ³	S/G	1.40	
Fibres	117.00	kg/m ³			

Tableau 5-24 Formulation du béton fibré ultra performant (BFUP120)

Composante			Critères		
Ciment	1 006.60	kg/m ³	Fibre	4.00	%
Eau	224.91	kg/m ³	Air	3.00	%
Sable	603.96	kg/m ³	Pâte	73.2	%
Pierre	NA	kg/m ³	FS/C	0.25	
Fumée de silice	251.65	kg/m ³	E/C	0.25	
Superplastifiant	46.03	kg/m ³	S/C	0.60	
Fibres	312.00	kg/m ³	S/G	NA	

**Figure 5-19 Fibres à crochet Dramix 65-35 et ZP-305 (BFHP50 etBFHP70)**

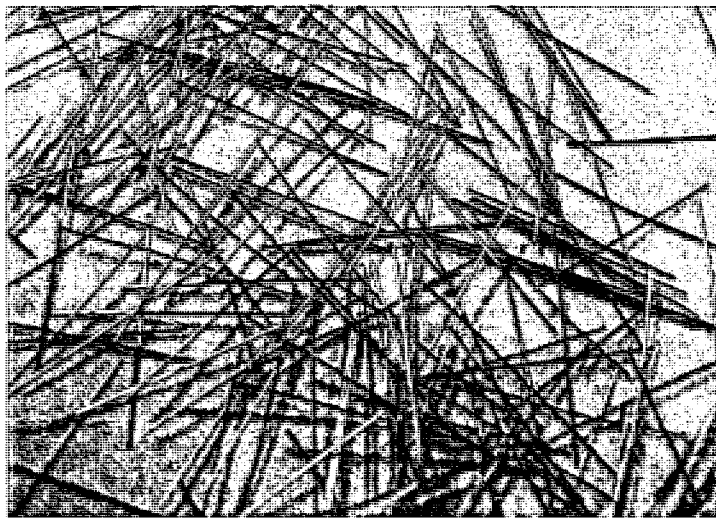


Figure 5-20 Fibres OL10-0.2 droites (BFUP120)

5.2.3. Étapes de fabrication

Les étapes de fabrication des pré-dalles, indépendamment du matériau employé, ont été définies afin de retrouver une certaine consistance dans la fabrication de celles-ci. Tous les spécimens relatifs à un matériau ont été fabriqués en deux gâchées différentes puisque les installations de *Béton Brunet* ne permettaient pas de produire la quantité nécessaire de béton en une seule gâchée. Les étapes de fabrication étaient chronologiquement :

- Élaboration du mélange de béton à l'*École Polytechnique de Montréal*;
- Vérification du mélange de béton chez *Béton Brunet*;
- Prise des mesures des coffrages fabriqués par *Béton Brunet*;
- Huilage des coffrages;
- Préparation des dallettes cylindriques et des petits cylindres;
- Ajustement des chaises;

- Première coulée du béton à l'aide d'un camion benne dans les coffrages #1 et #2 ainsi que dans les dallettes et les cylindres respectifs au matériau utilisé;
- Deuxième coulée du béton à l'aide du godet dans les coffrages #3 et #4 ainsi que dans les dallettes et les cylindres respectifs au matériau utilisé;
- Contrôle de qualité; tests à l'état frais (affaissement, air, température et masse volumique);
- Vibration des coffrages de pré-dalles;
- Finition à la truelle et positionnement des crochets de levage;
- Cure avec des jutes humides sur les côtés du coffrage et avec un polythène sur la pré-dalle pour les premières 24 heures;
- Ensuite, cure humide avec du jute humide étalé entre la surface du béton de la pré-dalle et le polythène dans le but de maintenir une humidité élevée pendant 7 jours.

Les coffrages ont été fabriqués par *Béton Brunet*. Les pré-dalles avaient une longueur de 3 000 mm par 1 000 mm de largeur. La profondeur du coffrage dépendait de l'épaisseur de la pré-dalle. Les dimensions des coffrages et les caractéristiques des bétons à l'état frais ainsi que leur mise en place se trouvent à l'ANNEXE B.

5.3. ESSAIS SUR LES PRÉ-DALLES

Cette section couvre les essais effectués sur les pré-dalles précédemment décrites. Il est question de la préparation des spécimens, de la description du montage expérimental, du protocole de déroulement des essais, des résultats expérimentaux et de la discussion des résultats.

5.3.1. Préparation des spécimens

Les spécimens ont été peints avec de la peinture blanche au latex diluée moitié-moitié avec de l'eau afin de bien voir la formation et la propagation des fissures sur la surface avant et inférieure des pré-dalles. Ensuite plusieurs instruments de mesures ont été fixés à la pré-dalle :

- 5 LVDT (Flèche centre sud, centre nord, appui ouest et appui ouest et ouverture de fissure sud);
- 4 jauges de déformation;
- 19 jauges Ω .

5.3.2. Description du montage

L'essai consistait à appliquer une charge, à l'aide d'un vérin hydraulique en deux points d'application situés à 600 mm l'un de l'autre afin de créer une zone de moment maximal constant. La largeur de la zone de moment constant correspond à la largeur des pneus du tandem du camion de conception CL-625 du *MTQ* (section 4.2.2).

Les détails du montage sont schématisés à la Figure 5-21. Une photo du montage est présentée à la Figure 5-22. La pré-dalle reposait sur deux appuis en acier de 100 mm de largeur. Ceux-ci ont été déposés sur le système d'appuis qui permettait une rotation libre à chaque appui, alors qu'il empêchait les mouvements horizontaux à une extrémité.

Une cellule de charge a été installée sous le vérin afin d'enregistrer la charge appliquée au système. L'essai s'est d'ailleurs déroulé en contrôle de charge. Quatre capteurs de type LVDT (voltage displacement linear transducer) ont été employés pour mesurer les déplacements : flèches au centre de la pré-dalle et tassements aux appuis. Aussi, une jauge de déformation a été installée sur la surface supérieure de la dalle dans le but de connaître les déformations de la fibre comprimée. Des capteurs

de type jauges Ω ont aussi été installés sous les spécimens pour lire l'ouverture de fissures.

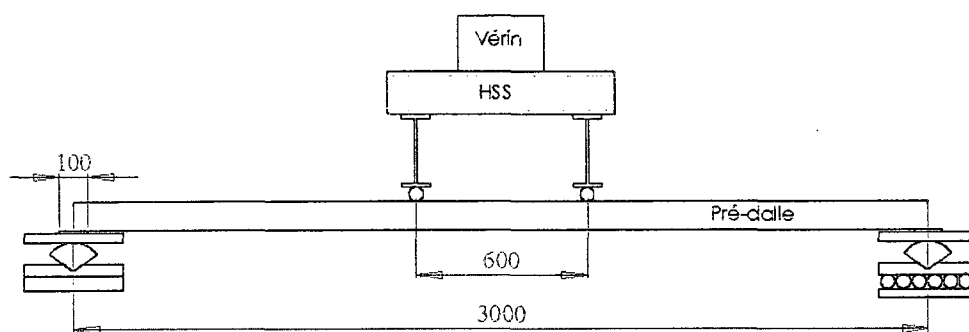


Figure 5-21 Schéma et dimensions du montage

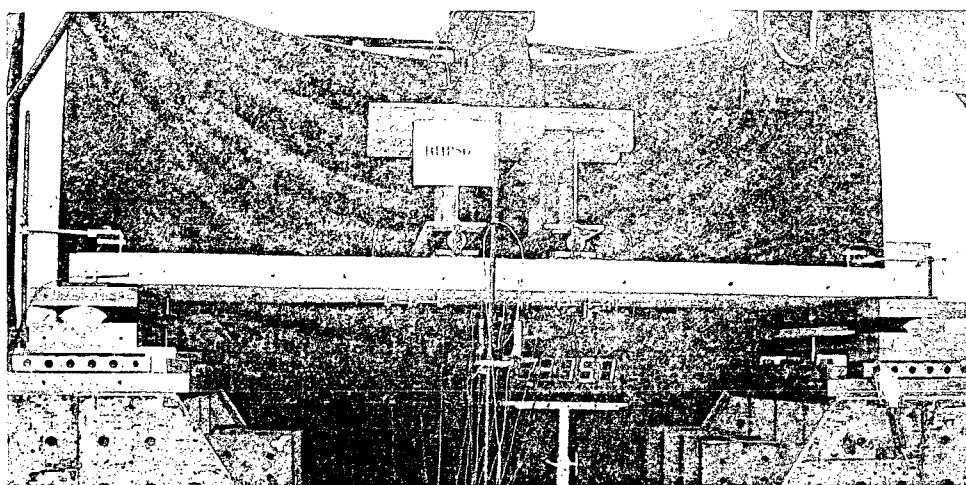


Figure 5-22 Photo du montage

5.3.3. Déroulement de l'essai

Une fois la pré-dalle installée sur les appuis et instrumentées, les étapes suivantes ont été suivies :

- Vérifier les capteurs et positionnement;
- Enlever la protection sur les jauges et vérification;
- Enlever les coins en bois des pivots des deux appuis;
- Enlever les coins en bois bloquant le rouleau de l'appui est;
- Mettre les écrous du rouleau de charge Ouest desserrés et Est serrés;
- Installer la baladeuse et l'appareil photo (pile, trépied, etc.);
- Nettoyer la dalle;
- Mettre à zéro les lectures du système d'acquisition;
- Effectuer une pré-charge manuelle jusqu'à 0.75 kN;
- Enregistrer les données pour la pré-charge à venir;
- Vérifier le fonctionnement des capteurs durant la pré-charge;
- Diminuer la charge manuellement à +0.5 kN (abs: 2.6 kN) pour débiter l'essai;
- Débiter l'essai et enregistrer les données;
- Augmenter la vitesse après le changement de pente de la courbe (environ 10 mm);
- Mettre fin à l'essai et sauvegarde des données;

5.4. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Dans cette section sont présentés les résultats expérimentaux des essais de flexion sur les pré-dalles seules ainsi que leur comparaison aux résultats théoriques obtenus à l'aide du logiciel de calculs par éléments finis non linéaires ATENA (Cervenka 2002).

5.4.1. BHP50

La Figure 5-23 montre les quatre courbes expérimentales des spécimens de BHP50. La fissuration de tous les spécimens s'est produite dans la zone centrale de moment maximal. Les courbes moment-flèche des quatre spécimens sont similaires et la valeur moyenne du moment maximal est de 23.6 kN.m/m (Tableau 5-25).

Afin d'obtenir une courbe théorique semblable à celles expérimentales, un retrait de - 802 μe a été appliqué au modèle numérique afin de reproduire la déformation du béton causée par le retrait endogène et le retrait de séchage avant l'essai. Cette valeur de retrait provenait d'essais effectués dans le cadre du cours *Propriétés des matériaux de génie civil* de l'École Polytechnique de Montréal. Les propriétés des matériaux utilisés dans le modèle numérique sont présentées au Tableau 5-26.

Le comportement des quatre spécimens est resté élastique en moyenne jusqu'à 4 kN.m/m. Ensuite les pré-dalles ont fissuré et la pente des courbes moment-flèche de la Figure 5-23 a changé. Une légère surestimation de la résistance du modèle numérique a été constatée, toutefois le moment correspondant à la plastification des armatures du modèle numérique est similaire à celui des quatre spécimens testés expérimentalement, soit d'environ 24 kN.m/m. Notons que toutes les pré-dalles ont présenté une résistance maximale supérieure au moment de conception à l'état limite ultime de 6.7 kN.m/m (ELU).

Tableau 5-25 Moment maximal expérimental du BHP50

Spécimen #	Moment maximal <i>kN.m/m</i>	Épaisseur <i>mm</i>
1	24.5	108
2	23.4	107
3	21.8	109
4	24.8	108
Moyenne	23.6	108

Tableau 5-26 Propriétés du BHP50 du modèle numérique

Béton		Acier	
f_t	3 MPa	σ_y	450 MPa
f'_c	55 MPa	E_s	210 GPa
E_c	31 000 MPa		
ν	0.217		

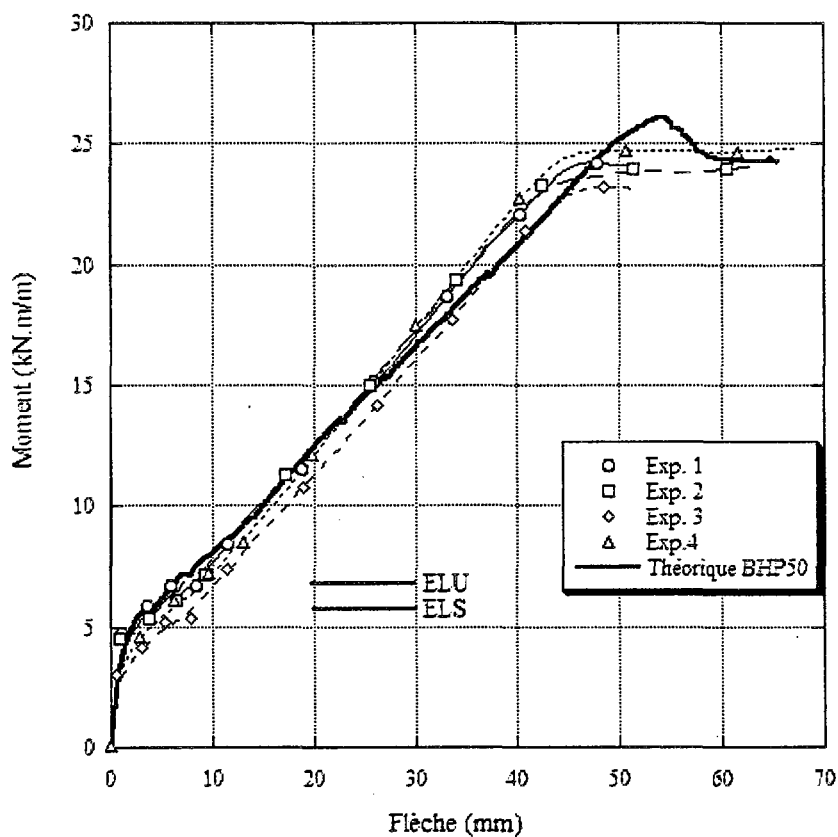


Figure 5-23 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BHP50

5.4.2. BFHP50

La Figure 5-25 montre les quatre courbes expérimentales des spécimens de BFHP50. La valeur moyenne du moment maximal était de 11.5 kN.m (Tableau 5-27). La grande résistance de la courbe #2 s'explique par l'épaisseur supérieure de la pré-dalle. Toutes les pré-dalles ont fourni une résistance maximale supérieure au moment de conception à l'état limite ultime de 6.7 kN.m/m (ELU).

Notons que le spécimen #3 et #4 présentaient déjà de la fissuration ainsi que des vides importants au droit des ancrages avant le début des essais (parfois jusqu'à 3 cm de profondeur). Ceci peut s'expliquer par la mise en place tardive du béton de la deuxième gâchée (spécimen #3 et #4) suite à une panne de courant lors de la fabrication des pré-dalles. Quant qu'aux deux autres spécimens (#1 et #2), le mélange était à la limite de la ségrégation et présentait un très faible affaissement. Il est donc possible que la résistance de ces pré-dalles en ait souffert.

Aussi, lors des essais sur les pré-dalles de BFHP50, la rupture s'est généralement produite au droit des ancrages. C'est pourquoi le moment maximal théorique (courbe Théorique) n'a pas été atteint. Nous avons donc déterminé le moment aux ancrages (courbe Théorique Rupt. ancrages) - les zones d'ancrage se situaient à 1 m des extrémités de la pré-dalle (Figure 5-24). La courbe représentant les moments lorsque la rupture se produisait aux ancrages (Figure 5-25) est beaucoup plus près de la réalité; la rupture s'était donc effectivement produite au droit des ancrages. Cette méthode de levage des pré-dalles avec ancrages a d'ailleurs été éliminée à la troisième phase expérimentale pour que ce mode de rupture ne se produise plus.

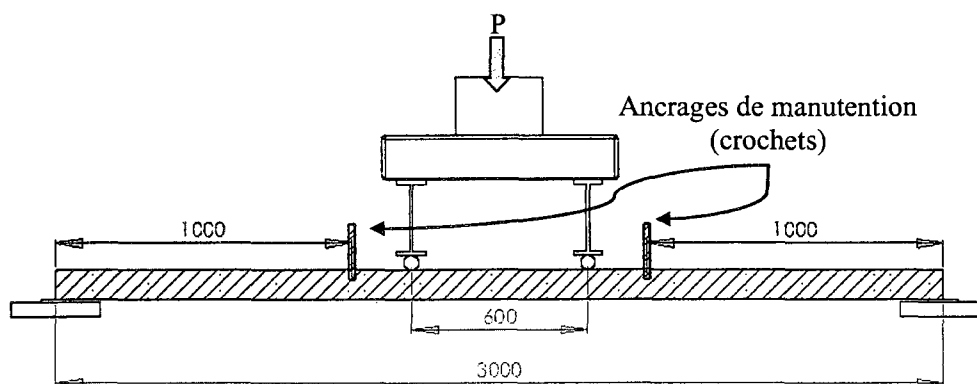


Figure 5-24 Positionnement du système de levage des pré-dalles

Les propriétés du béton BFHP50 utilisées dans le modèle numérique sont montrées au Tableau 5-28. Comme pour le BHP50, une valeur de retrait a été appliquée au modèle de BFHP50, soit $-959 \mu\epsilon$. Cette valeur de retrait a été tirée d'essais de

caractérisation du BFHP50 effectués dans le cadre du cours *Propriétés des matériaux de génie civil* de l'École Polytechnique de Montréal.

Tableau 5-27 Moment maximal du BFHP50

Spécimen #	Moment maximal <i>kN.m/m</i>	Épaisseur <i>mm</i>
1	11.9	73
2	13.9	77
3	10.1	72
4	10.1	73
Moyenne	11.5	73

Tableau 5-28 Propriétés du BFHP50 du modèle numérique

Béton		Acier	
f_t	3.0 MPa	σ_y	450 MPa
f'_c	50 MPa	E_s	210 GPa
E_c	33 000 MPa		
ν	0.243		

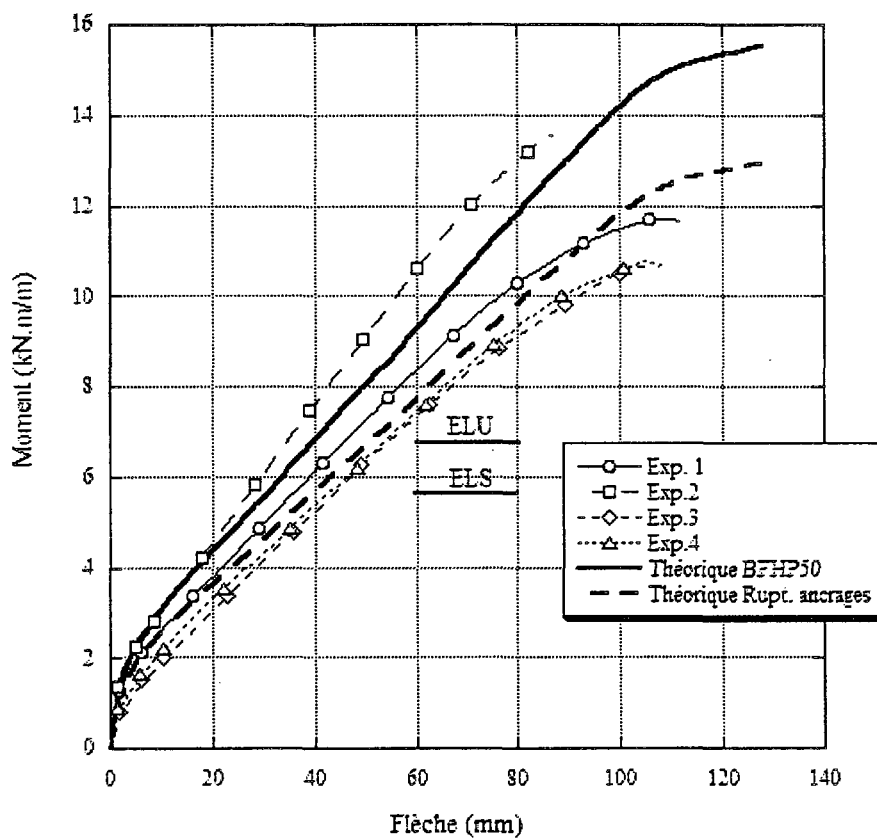


Figure 5-25 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BFHP50

5.4.3. BFHP70

La Figure 5-26 montre les quatre courbes expérimentales des spécimens de BFHP70 et celle théorique. La valeur moyenne du moment maximal était de 8.7 kN.m (Tableau 5-29). Toutes les pré-dalles ont présenté une résistance maximale supérieure au moment de conception à l'état limite ultime de 6.7 kN.m/m.

Le spécimen #2 montrait d'importantes fissures et vides au droit des ancrages (1 à 2 cm de profondeur sur un diamètre de 6 cm, voir Figure 5-24 pour le positionnement des ancrages), ce qui peut expliquer sa faible performance.

Le modèle numérique employait les propriétés énumérées au Tableau 5-30. Un retrait de $-1035 \mu\text{e}$ a aussi été appliqué au modèle afin de reproduire adéquatement les résultats expérimentaux. Cette valeur de retrait a été évaluée à partir des valeurs de retrait du BFHP50 et d'un chiffrier Excel mis au point à l'École Polytechnique de Montréal nommé AXIAL (Massicotte 2007). Bien que la faiblesse des zones situées au droit des ancrages ait été considérée dans le modèle numérique, la résistance maximale du modèle numérique est restée plus élevée que celles des spécimens testés en laboratoire.

Tableau 5-29 Moment maximal du BFHP70

Spécimen #	Moment maximal $kN.m/m$	Épaisseur mm
1	9.8	71
2	8.1	70
3	8.7	71
4	8.3	71
Moyenne	8.7	71

Tableau 5-30 Propriétés du BFHP70 du modèle numérique

Béton		Acier	
f_t	3.9 MPa	σ_y	450 MPa
f'_c	66 MPa	E_s	210 GPa
E_c	33 500 MPa		
ν	0.230		

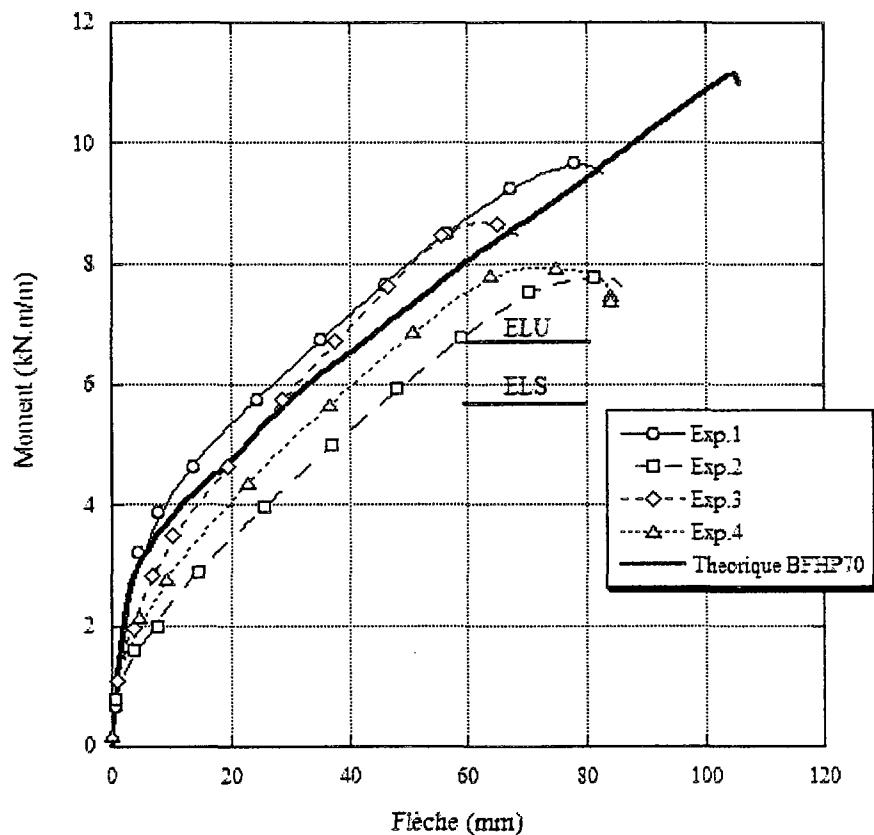


Figure 5-26 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BFHP70

5.4.4. BFUP120

La Figure 5-27 montre les quatre courbes expérimentales des spécimens de BFUP120 et celle théorique. La courbe du spécimen #1 a été présentée en gris pour rappeler au lecteur que ce spécimen avait une épaisseur de 50 mm au lieu de 60 mm comme les trois autres pré-dalles (voir les explications section 5.1.3.3). D'ailleurs la valeur moyenne du moment maximal de 8.1 kN.m (Tableau 5-31) exclut la valeur du

spécimen #1. Notons que plus l'épaisseur de la pré-dalle était importante plus sa résistance a été grande. Les pré-dalles de 60 mm d'épaisseur ont toutes fourni une résistance maximale supérieure au moment de conception à l'ultime de 6.7 kN.m/m, ce qui n'a pas été le cas de celle de 50 mm.

Les propriétés du BFUP120 utilisées dans le modèle numérique sont montrées au Tableau 5-32. Le retrait appliqué au modèle a été fixé à -258 $\mu\epsilon$. Cette valeur de retrait a été tirée d'essais de caractérisation sur cylindres de BFUP par Katrin Habel effectués dans le cadre de son projet de doctorat (Habel 2004).

Encore une fois, le modèle a tenu compte de la rupture survenue aux droits des ancrages. L'influence de la présence de ces barres d'ancrage est d'autant grande que l'épaisseur des pré-dalles de BFUP120 était petite. Ce mode de rupture explique la chute de résistance brusque des courbes sur la Figure 5-27.

Tableau 5-31 Moment maximal du BFUP120

Spécimen #	Moment maximal <i>kN.m/m</i>	Épaisseur <i>mm</i>
1	5.2	53
2	7.0	61
3	9.1	64
4	8.1	62
Moyenne	8.1	62

Tableau 5-32 Propriétés du BFUP120 du modèle numérique

Béton		Acier	
f_t	5.3 MPa	σ_y	450 MPa
f'_c	117 MPa	E_s	210 GPa
E_c	36 000 MPa		
ν	0.200		

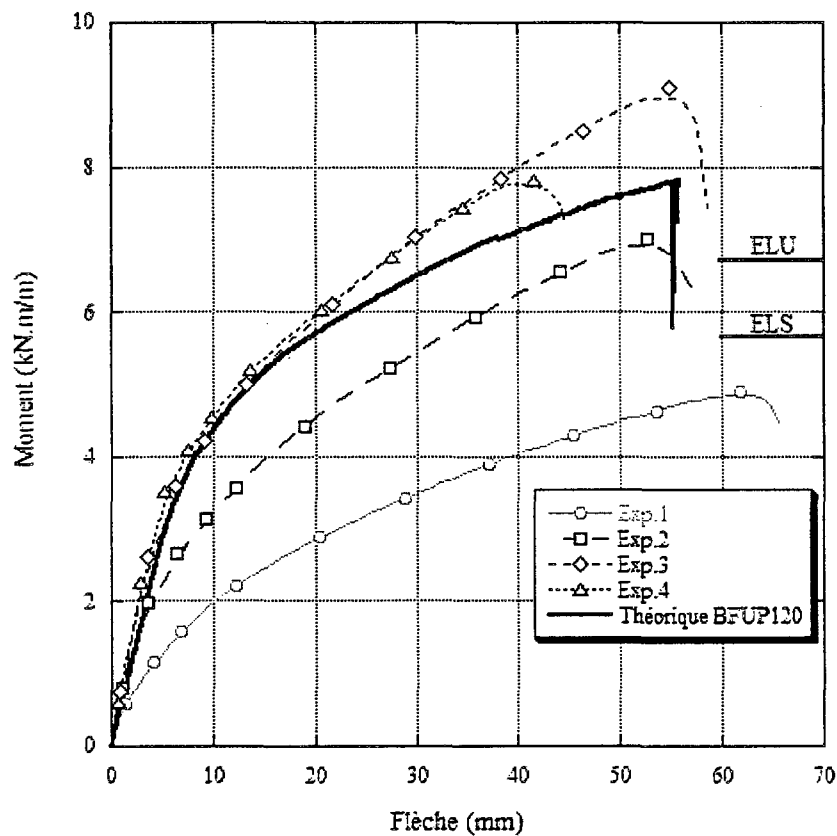


Figure 5-27 Résultats expérimentaux de l'essai de flexion du BFUP120

5.4.5. Modélisation numérique

Sur chacune des figures des sections précédentes montrant les résultats expérimentaux des différentes pré-dalles étudiées, une courbe théorique a été ajoutée. Ces courbes ont permis de vérifier les résultats expérimentaux découlant des essais de flexion avec deux charges concentrées précédemment décrits. Les modèles

numériques ont été analysés avec le logiciel par éléments finis ATENA (Cervenka 2002).

Les propriétés des matériaux employées dans les modèles numériques sont celles définies à la section 5.2.2. Les lois de comportement (traction et compression) des quatre bétons ont été définies avec un matériau *3D Non Linear Cementitious 2* tel que décrit au Tableau 5-33. Dans le cas du BHP50, les lois de comportement ont été obtenues à partir des valeurs par défaut du logiciel. Pour les bétons renforcés de fibres, les lois de comportement en traction (contrainte-déformation) des différents matériaux ont été définies grâce aux analyses inverses effectuées sur les résultats d'essais de flexion sur dallettes circulaires. La méthode d'analyse inverse a été élaborée par Ali Nour (Nour et al. 2007). La Figure 5-28 montre un exemple de loi de comportement en traction obtenue par analyse inverse, celle du BFUP120. Les points de la courbe du BFUP120 définie dans le logiciel ATENA sont présentés au Tableau 5-34.

Tableau 5-33 Matériau BHP50 utilisé dans Atena (Cervenka et Cervenka 2006)

Type de matériau	Description	Matériau
3D Non Linear Cementitious 2	Rupture plastique, compression et traction non-linéaire.	Béton

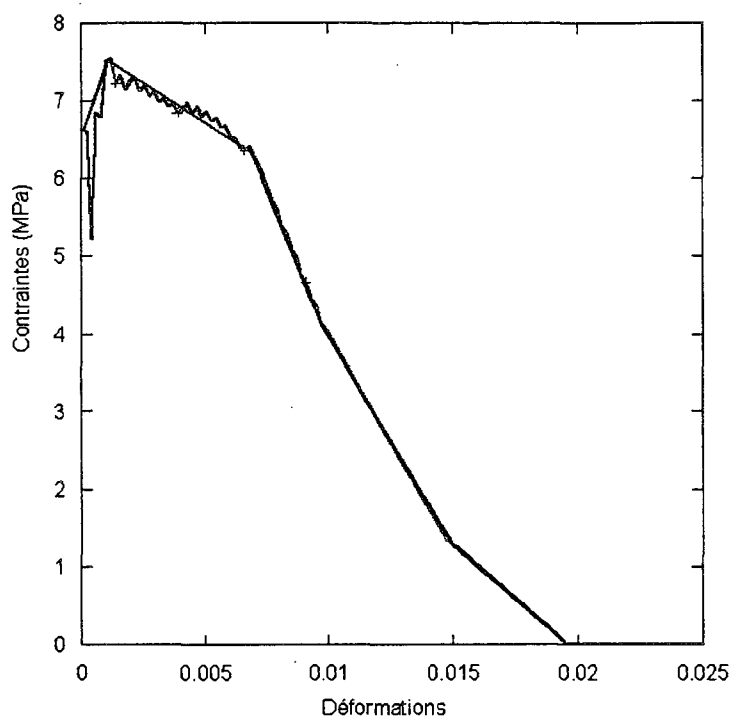


Figure 5-28 Courbe contrainte-déformation du BFUP120

Tableau 5-34 Points de la courbe contrainte-déformation du BFUP120

	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5	Point 6
σ	6.6	7.5	6.4	4.2	1.3	0
ϵ	0	0.001	0.007	0.009	0.015	0.019

La relation contrainte-déformation de l'acier des barres d'armature de cette phase de recherche n'a pas été déterminée par des essais de traction sur barre comme il a été fait pour la phase sur les systèmes pré-dalle/dalle (Chapitre 7). Nous avons donc

utilisé les valeurs nominales de la limite élastique F_y et du module élastique de l'acier E_s . Si la loi de comportement réelle de l'acier avait été utilisée dans les modèles numériques, il est probable que les courbes théoriques auraient été plus près de celles expérimentales surtout dans la partie suivant la limite élastique de l'acier. L'acier utilisée dans les pré-dalles est le même que celle employée dans les pré-dalles des systèmes pré-dalle/dalles. Cet acier a un comportement écrouissant, c'est-à-dire qu'une fois la limite élastique atteinte, la contrainte continue de monter avec l'augmentation de la flèche (pas de plateau plastique). La relation contrainte-déformation des barres d'armature No10, fournies par *Béton Brunet* lors de la phase de travail sur les systèmes pré-dalle/dalles, est présentée à la Figure 7-26.

Les modèles numériques représentaient l'essai de flexion avec deux charges concentrées des spécimens de 3.0 m de portée. La Figure 5-29 montre un exemple de modèle numérique utilisé dans ATENA, celui de la pré-dalle de BHP50 de 100 mm d'épaisseur. Cette figure présente aussi un agrandissement des conditions d'appui à une des extrémités du modèle, les conditions de chargements appliquées sur les deux plaques situées sur la surface supérieure de la pré-dalle ainsi que le maillage employé de 10mm x 10mm. Les deux appuis du modèle permettaient la rotation aux extrémités, mais un des deux appuis interdisait les déplacements (celui de gauche sur la Figure 5-29). Les paramètres de la méthode de calcul itératif et les détails du maillage se trouvent au Tableau 5-35. Un exemple de sortie graphique est présenté à la Figure 5-30, soit le modèle de la pré-dalle de BHP50 sous sa charge en service. Notons que sur cette figure la fissuration sous les points d'application de la charge et au-dessus des appuis est principalement due à l'application du retrait au béton avant le chargement. Malheureusement, ATENA 2D n'a pas permis d'appliquer le retrait à la pré-dalle avant d'y installer les plaques. Il y a donc eu une fissuration précoce au droit des plaques due à la déformation empêchée du béton par rapport à celles-ci. Afin de valider l'influence de cette fissuration précoce, un modèle de pré-dalle a été analysé dans ATENA 3D, qui permet lui de tenir compte des phases de fabrication. Cette vérification a permis de conclure que la microfissuration au droit des plaques, qui n'évolue pratiquement pas au cours du chargement, n'influence pas le moment

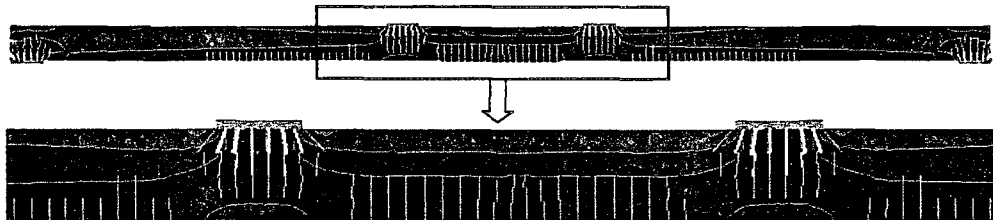


Figure 5-30 Sortie graphique ATENA – Pré-dalle de BHP50

Un retrait a été appliqué à la pré-dalle avant le chargement statique pour mieux représenter l'état de contrainte initial des spécimens. Les valeurs de retrait ont variées en fonction du type de béton utilisé. Un retrait de $-802 \mu\epsilon$, de $-959 \mu\epsilon$ et de $-1035 \mu\epsilon$ ont respectivement été appliqué au modèle numérique de BHP50, BFHP50 et BFHP70. Ces valeurs de retrait proviennent d'essais effectués dans le cadre du cours *Propriétés des matériaux de génie civil* de l'École Polytechnique de Montréal. Les valeurs de retrait nous ont semblé, après réflexion, être un peu trop élevées. Toutefois, les modèles numériques ont ainsi été analysés et les résultats présentés dans cette section n'ont pas été modifiés. Notons qu'en surestimant le retrait des bétons, nous diminuons la résistance maximale pouvant être fournie par les pré-dalles et accélérons l'initiation de la fissuration. Le premier changement de pente de la courbe moment-flèche et l'atteinte de la limite élastique de l'acier surviendraient donc plus tôt. La modélisation des pré-dalles n'est donc pas tout à fait exacte, toutefois elle donne une très bonne prédiction de leur comportement. Les conclusions de ce travail n'en sont cependant pas influencées.

Dans le cas du BFUP120, le retrait appliqué au modèle a été fixé à $-258 \mu\epsilon$. Cette valeur de retrait a été tirée d'essais de caractérisation sur cylindres de BFUP par Katrin Habel effectués dans le cadre de son projet de doctorat (Habel 2004). Bien que cette valeur de retrait permette de bien reproduire numériquement les résultats expérimentaux, il semblerait que cette valeur soit un peu faible après réflexion. Toutefois, la modélisation reste bonne et les conclusions des essais inchangées.

5.5. DISCUSSION

Afin de comparer les performances des différentes pré-dalles, la Figure 5-31 est présentée. Ces courbes montrent les résultats théoriques provenant des modèles de pré-dalles dont la rupture s'est produite dans la zone centrale - zone de moment constant et maximal située entre les points d'application de la charge – et non au droit des ancrages de manutention comme il est survenu parfois lors des essais expérimentaux. Sur la Figure 5-31 sont aussi montrées deux annotations correspondant aux moments de conception des pré-dalles seules aux états limites de service (ELS) et à l'ultime (ELU). Tous les types de pré-dalles ont présenté une résistance maximale supérieure au moment à l'état limite ultime de 6.7 kN.m/m.

Remarquons que la résistance supérieure du BHP50 est attribuable à sa plus grande épaisseur (100 mm) ainsi qu'à la quantité élevée de barres d'armature (1 000 mm²/m). Ce dimensionnement de la pré-dalle de BHP50 a été nécessaire afin de respecter le critère d'ouverture de fissure maximale de 0.2 mm à l'état limite de service de la pré-dalle seule fixée à 5.7 kN.m/m.

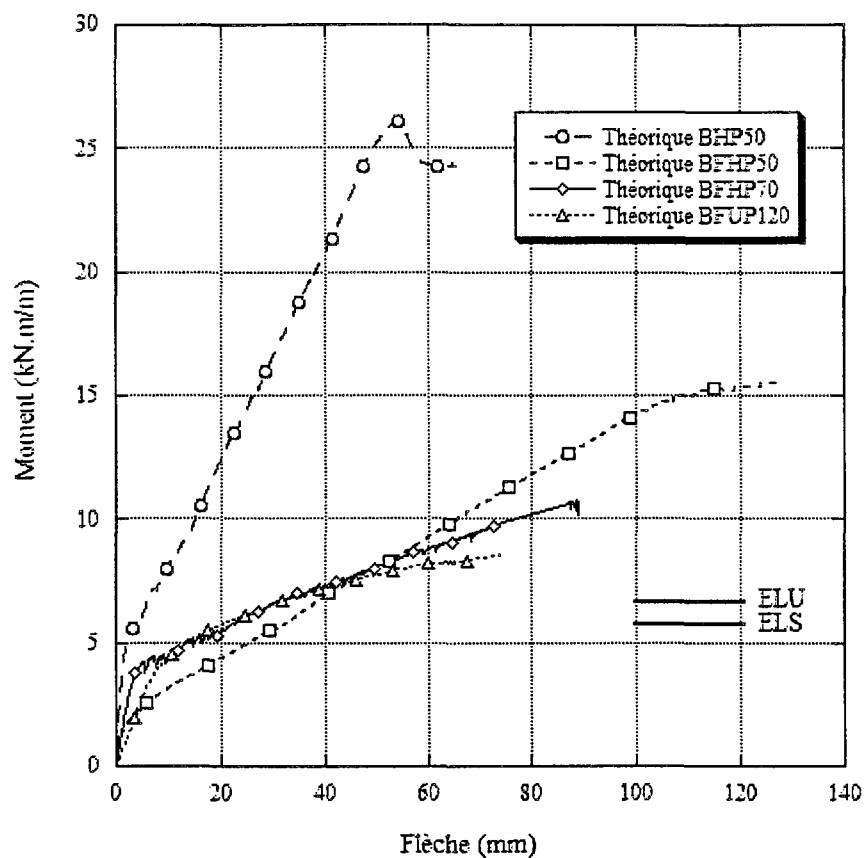


Figure 5-31 Comparaison des 4 modèles numériques

Bien que la performance du BFUP120 soit intéressante, le coût élevé du matériau nuit actuellement à sa mise en marché. Une pré-dalle bi-couche « BFUP120-BFHP50 » a ainsi été proposée. La quantité d'armature ($800 \text{ mm}^2/\text{m}$) et les dimensions de cette pré-dalle seront basées sur celle de BFHP50 (épaisseur de 70 mm) dont une partie du béton BFHP50 sera substituée par du BFUP120 (15 mm). La pré-dalle bi-couche est schématisée à la Figure 5-32. Cette solution permettra

d'optimiser la durabilité de l'élément grâce à la très faible perméabilité du BFUP120 sans présenter les coûts élevés d'une pré-dalle entièrement en BFUP120. Cette configuration sera testée lors de la troisième phase de travail de ce projet sur les systèmes pré-dalle/dalles.

Aussi, pour la troisième phase de travail, nous avons éliminé les pré-dalles de BFHP70 puisque le gain de performance procuré par ce matériau n'en justifiait pas les coûts supérieurs par rapport au BFHP50.

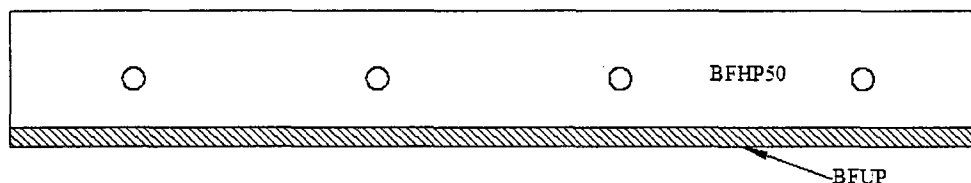


Figure 5-32 Schéma de la pré-dalle bicouche BFUP120-BFHP50

5.6. RECOMMANDATIONS

Maintenant que la première phase de travail a été achevée, nous souhaitons apporter quelques modifications pour les phases ultérieures. Cette section présente donc brièvement quelques suggestions à considérer lors de la fabrication de spécimens pour des recherches futures :

- Diminuer la hauteur de chute lors de la mise en place du béton;
- Proposer un système d'ancrage latéral afin d'éviter la rupture en leur endroit;
- Vérifier systématiquement l'épaisseur de la pré-dalle suite à sa finition;
- Effectuer une technique de finition adéquate du BFUP120 même s'il est dit autoplaçant;
- Limiter le retrait des éléments minces en prolongeant la cure humide;

- Envisager l'usage d'un mélange de BFUP120 bi-fibres : 3% de fibres courtes et 1% de fibres longues à crochet.

Aussi, le retrait appliqué au modèle numérique des pré-dalles devrait provenir de résultats d'essais sur des spécimens ayant subis les mêmes étapes de fabrication, de mise en place et de cure que les spécimens étudiés. Ainsi, les prédictions de la modélisation seraient plus précises.

CHAPITRE 6 PHASE 2 : CARACTÉRISATION DES INTERFACES

Le comportement de l'interface entre deux bétons diffère en fonction de l'âge et la nature des bétons. Nous avons donc cherché à déterminer le type d'interface entre la pré-dalle et la dalle permettant d'obtenir les meilleures performances mécaniques tout en optimisant la technique de finition de surface. Nous étions particulièrement intéressés à connaître le comportement à l'arrachement et au cisaillement de l'interface entre la pré-dalle et la dalle coulée sur place. Sur ce, des essais de traction directe et de cisaillement permettant de caractériser l'interface de bétons d'âge et de nature différents ont été entrepris. Au total, trois types de préparation de surface (truellée T, nervurée N et à granulats exposés E) et trois types de bétons (BHP50, BFHP50 et BFUP120) ont été étudiés. Les paramètres résultant de cette phase ont été employés dans la modélisation numérique des systèmes du chapitre 7.

6.1. BÉTONS TESTÉS

Les dalles coulées sur place ont été fabriquées avec du béton haute performance (BHP50) de 50 MPa. Quant à elles, les pré-dalles ont été fabriquées avec du BHP50, BFHP50 et du BFUP120. Ainsi, lors des deux différents essais, trois combinaisons de mélanges de bétons ont été testées (dalle-pré-dalle):

- BHP50 – BHP50
- BHP50 – BFHP50
- BHP50 – BFUP120

La formulation de ces trois mélanges est présentée dans le Tableau 6-1, le Tableau 6-2 et le Tableau 6-3. Ces bétons ont été mis au point à l'*École Polytechnique de Montréal* et leurs caractéristiques sont plus amplement discutées à la section 5.2.2. Notons qu'il n'y a pas eu d'air entraîné dans le BHP50 et le BFHP50 et que ce détail ne change en rien les résultats et les conclusions de ce travail de recherche.

Tableau 6-1 Formulation du béton haute performance (BHP50)

Composantes			Critères		
Ciment	400	kg/m ³	Fibre	0,00	%
Eau	180	kg/m ³	Air	2.5	%
Sable	930	kg/m ³	Pâte	34.1	%
Pierre	846	kg/m ³	E/C	0.46	
Fumée de silice	0.00	kg/m ³	S/C	2.33	
Superplastifiant	5.32	kg/m ³	S/G	1.10	
Fibres	0	kg/m ³			

Tableau 6-2 Formulation du béton fibré haute performance (BFHP50)

Composante			Critères		
Ciment	400	kg/m ³	Fibre	1.03	%
Eau	180	kg/m ³	Air	2.50	%
Sable	914	kg/m ³	Pâte	34.13	%
Pierre	831	kg/m ³	E/C	0.46	
Fumée de silice	0.00	kg/m ³	S/C	2.29	
Superplastifiant	5.32	kg/m ³	S/G	1.10	
Fibres	80	kg/m ³			

Tableau 6-3 Formulation du béton fibré ultra performant (BFUP120)

Composante			Critères		
Ciment	1 176	kg/m ³	Fibre	4.00	%
Eau	241	kg/m ³	Air	2.00	%
Sable	529	kg/m ³	Pâte	76.00	%
Pierre	312	kg/m ³	FS/C	0.15	
Fumée de silice	176	kg/m ³	E/C	0.23	
Superplastifiant	50	kg/m ³	S/C	0.45	
Fibres	312	kg/m ³	S/G	0.00	

* E/C : Rapport eau/ciment

S/C : Rapport sable/ciment

S/G : sable/granulat

6.2. SURFACES TESTÉES

Pour obtenir l'action mixte entre la pré-dalle et la dalle coulée sur place des systèmes, des surfaces nervurées et à granulats exposés ont été employées. Autrement, les surfaces ont été simplement truellées.

6.2.1. Surface nervurée

Le béton à surface nervurée a été obtenu en coulant du béton frais dans un coffrage comportant une pièce nervurée préfabriquée. La pièce utilisée dans le coffrage de la dalle de carottage des spécimens de l'essai de traction uniaxiale est présentée à la Figure 6-1a). Les dimensions de la pièce sont illustrées en Figure 6-1b).

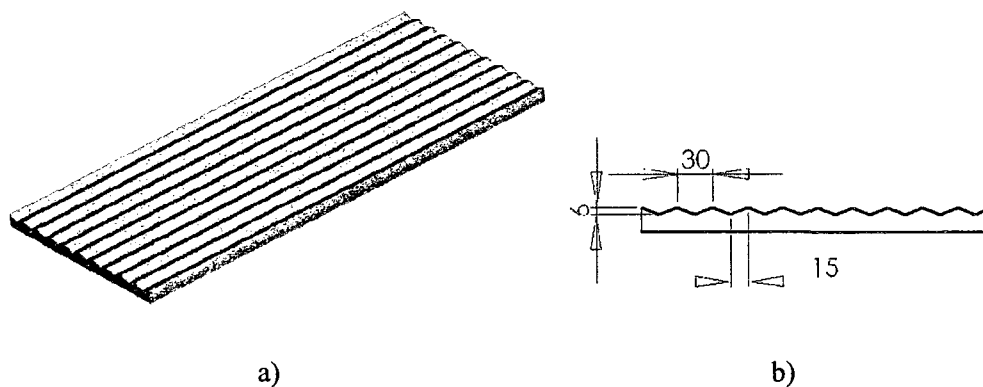


Figure 6-1 Illustration et dimensions des nervures

6.2.2. Surface à granulats exposés

Pour obtenir un béton à surface à granulats exposés, un retardateur de prise a été appliqué sur sa surface. Ce produit retarde mais n'empêche pas la prise du mortier à la surface du béton. Après un temps de pose de plusieurs heures, le mortier non durci a été retiré à l'aide un jet d'eau.

Le produit à faible viscosité utilisé s'applique, à l'aide d'un vaporisateur à faible pression, sur les surfaces planes et horizontales de béton fraîchement mis en place. Celles-ci doivent être ensuite couvertes pour prévenir une évaporation trop rapide du produit.

Des essais ont été effectués afin de déterminer le temps de pose du produit nécessaire pour obtenir une épaisseur non durcie désirée, soit environ 3 à 4 mm pour dégarnir partiellement les granulats. Les résultats optimaux ont été obtenus avec un temps de pose de 16 heures. La surface obtenue après 16 heures est présentée à la Figure 6-2.

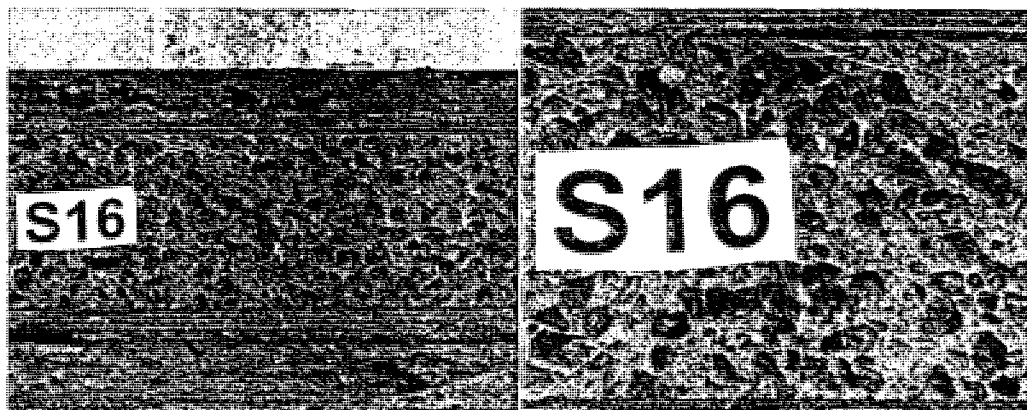


Figure 6-2 Surface à granulats exposés d'un béton fibré haute performance

6.3. ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES BÉTONS TESTÉS

Pour permettre la modélisation du système pré-dalle/dalle dans le logiciel d'éléments finis ATENA (Cervenka 2002), certains paramètres ont dû être déterminés, notamment les résistances en traction et en cisaillement de l'interface.

Tous les spécimens des essais de traction uniaxiale et de cisaillement comprenaient deux gâchées de béton superposées ; la première couche correspondant à la pré-dalle composée de BHP50, BFHP50 ou de BFUP120, et la deuxième couche correspondant à la dalle toujours constituée de BHP50. La préparation de surface truée est identifiée par un T, à granulats exposés par un E et nervurée par un N.

Les propriétés mécaniques de ces gâchées de béton sont présentées au Tableau 6-4. Par exemple, le spécimen BFHP50-T correspond à un spécimen constitué de deux couches de béton, soit la première en BFHP50 (1-BFHP50-T) et la deuxième en BHP50 (2-BHP50-T) dont l'interface entre les deux est truée.

Tableau 6-4 Propriétés des gâches de béton

Spécimen	Gâchée	f'_c (MPa)	E (MPa)	ν
BHP50-T	1-BHP50-T	53.6	34 439	ND
	2-BHP50-T	54.9	36 938	0.240
BHP50-T2	1-BHP50-T2	49.7	33 384	0.269
	2-BHP50-T2	49.1	32 992	0.240
BHP50-E	1-BHP50-E	41.2	32 894	0.229
	2-BHP50-E	53.6	35 165	0.242
BHP50-E2	1-BHP50-E2	53.6	34 911	0.267
	2-BHP50-E2	51.2	33 571	0.225
BHP50-N	1-BHP50-N	44.3	33 548	0.221
	2-BHP50-N	49.3	33 481	0.256
BFHP50-T	1-BFHP50-T	53.4	32 654	0.193
	2-BHP50-T	53.8	36 410	0.137
BFHP50-E	1-BFHP50-E	49.9	33 811	0.252
	2-BHP50-E	57.7	36 273	ND
BFHP50-N	1-BFHP50-N	49.7	33 921	0.211
	2-BHP50-N	51.4	33 978	0.265
BFUP120-T	1-BFUP120-T	102.2	35 148	0.239
	2-BHP50-T	54.2	34 160	0.238
BFUP120-E	1-BFUP120-E	102.2	35 148	0.239
	2-BHP50-E	54.2	34 160	0.238
BFUP120-N	1-BFUP120-N	110.9	34 802	0.221
	2-BHP50-N	45.2	43 103	0.248

6.3.1. Essai de Traction Uniaxiale (TU)

L'essai de traction directe uniaxiale sur éprouvette entaillée a été élaboré au *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) et est une adaptation d'une méthode proposée par l'organisme français RILEM. (RILEM 2002). L'essai a fourni la relation directe entre la résistance au décollement de l'interface entre les deux bétons et l'ouverture de la fissure entre ceux-ci. Le montage utilisé pour réaliser l'essai est illustré à la Figure 6-3.

6.3.1.1 Préparation des spécimens

La dalle de béton employée pour le carottage des spécimens de l'essai de traction uniaxiale était de 300 mm x 700 mm. Une première couche de béton de 50 mm d'épaisseur a été coulée, suivie sept jours plus tard de la deuxième gâchée de même épaisseur. La technique de surfacage appropriée a évidemment été appliquée avant la coulée de la deuxième gâchée.

Lorsque la cure humide de la deuxième gâchée de béton a atteint 28 jours, la dalle a été carottée de manière à obtenir 4 spécimens cylindriques. La technique de carottage était telle que les spécimens n'ont pas soufferts de l'effet de paroi pouvant survenir le long des parois des coffrages. Par la suite, pour obtenir des surfaces parfaitement parallèles, les extrémités des carottes ont été poncées à l'aide d'une resurfaceuse spéciale et nettoyées à l'acétone.

Les carottes ont été extraites dans le sens de l'effort prévu, c'est-à-dire perpendiculairement au plan de fissuration. Une entaille pratiquée à mi-hauteur des spécimens, soit à l'interface des deux couches de béton, a assuré l'initiation de la fissuration et la rupture en cet endroit (sauf pour les spécimens à surface nervurée). L'entaille a aussi permis d'éviter l'effet de paroi parfois rencontré dans les mélanges où il y a ajout de fibres. La profondeur des cylindres a été établie à environ 10% du diamètre. Dans notre cas, le diamètre des spécimens étant de 100 mm, la profondeur de l'entaille était d'environ 10 mm. Une aire de rupture suffisante a donc été conservée.

La hauteur des cylindres de béton a été fixé à 100 mm afin de maintenir un élanement optimal unitaire tel que proposé par Pierre Rossi (Rossi et Harrouche 1990) (Figure 6-4). Cette précaution a permis de prévenir l'apparition de flexion excessive et d'amener les concentrations de contraintes au niveau de l'entaille suffisamment pour éviter le décollement des casques d'aluminium aux extrémités. Il était aussi important que la longueur des éprouvettes soit d'au moins deux fois la

longueur des fibres afin d'éviter que, lors du carottage, les extrémités des fibres au niveau de l'entaille soient endommagées.

De petites encoches ont été pratiquées de part et d'autre de l'entaille à une distance de 2.5 mm, soit la distance entre les griffes de l'instrumentation employée (trois extensomètres disposés à 120°centre-à-centre, Figure 6-5). Finalement, le diamètre, la hauteur des spécimens, la distance entre les encoches et la profondeur des encoches ont été notés.

La procédure de préparation des spécimens de traction directe est résumée à l'ANNEXE C.

6.3.1.2 Description du montage

L'essai de traction uniaxiale (TU) consistait à appliquer un effort de traction à l'aide d'une presse hydraulique sur les carottes cylindriques en béton (Figure 6-3 et Figure 6-6). La presse utilisée était une presse *Instron 2500 kN – Traction/Compression*. Pour raffiner l'exactitude des résultats, une cellule de charge a été ajoutée au montage (partie supérieure) puis reliée au système d'acquisition de données. La plage de lecture de la cellule de charge employée était d'au moins deux fois la charge maximale anticipée.

Des casques d'aluminium de même diamètre que les spécimens ont été collés aux extrémités de la carotte pour assurer l'homogénéité des efforts transmis. Le rapport E/v de l'aluminium étant semblable à celui du béton, les déformations transversales et les concentrations de contraintes à l'endroit des casques ont été minimisées. Les surfaces des casques ont été polies et nettoyées entre chaque essai pour améliorer l'adhérence de la colle.

La presse utilisée a permis d'appliquer une faible charge de compression lors du collage des casques sur les carottes (0.5 kN). Ensuite, une force de traction a été appliquée en contrôle de déplacement.

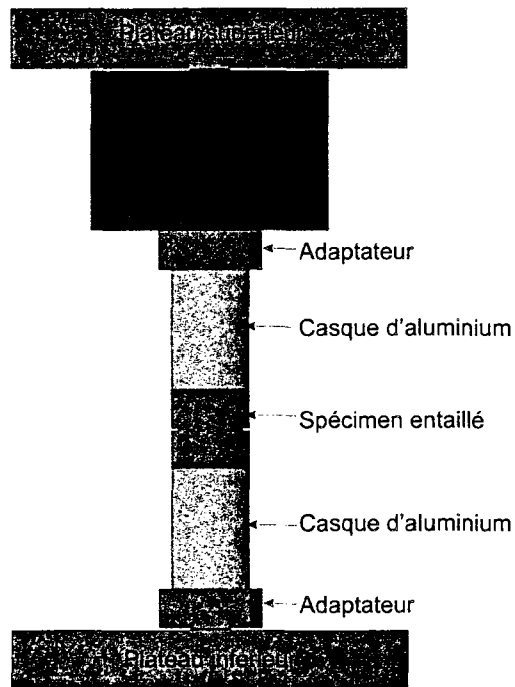


Figure 6-3 Montage de l'essai de traction uniaxiale

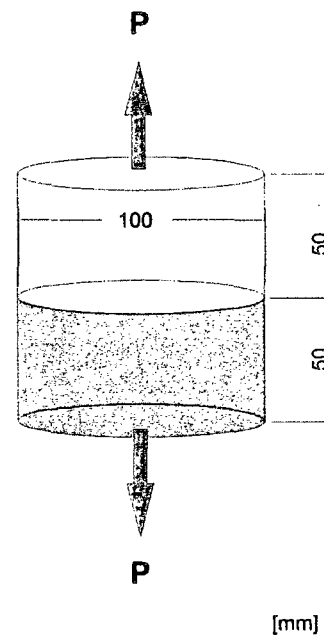


Figure 6-4 Effort de traction appliqué sur un spécimen de traction uniaxiale

L'instrumentation consistait en trois capteurs identiques de type extensomètres disposés à 120° dont les griffes ont été épinglées de part et d'autre de l'entaille (Figure 6-5 et Figure 6-6). Ils ont permis de contrôler la vitesse de déplacement des plateaux de la presse en fonction de l'ouverture moyenne de la fissure. La vitesse de déplacement a été fixée à 0.0001 mm/min , soit assez lente pour contrôler précisément l'initiation et la propagation de l'ouverture de la fissure. Ainsi, le comportement post-fissuration des bétons (courbe contrainte/ouverture de fissure) a pu être tracé.

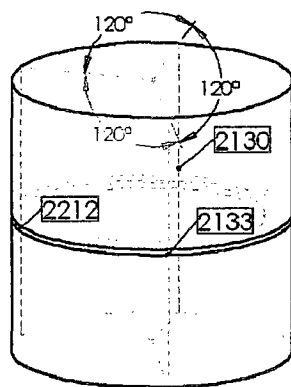


Figure 6-5 Disposition des extensomètres

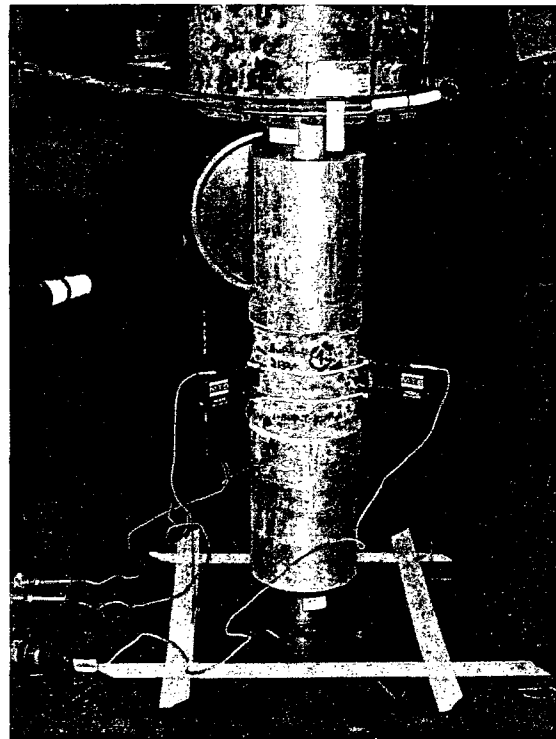


Figure 6-6 Montage de l'essai de traction uniaxiale TU

6.3.1.3 Déroulement de l'essai

Avant de débuter l'essai, le casque d'aluminium inférieur a été collé à la carotte à l'aide d'un méthacrylate. L'assemblage spécimen/casque inférieur et le casque supérieur ont été collés à l'aide de la presse. La phase de collage a duré 30 minutes sous une charge de compression de 0.5 kN. Pendant ce temps, l'instrumentation a pu être fixée dans les encoches du spécimen.

Lorsque le collage était terminé, l'essai de traction uniaxiale débutait. Le déplacement du vérin a été maintenu à un taux de 0.0001 mm/min tout au long de l'essai jusqu'à rupture (décollement) de l'interface.

Le protocole détaillé de l'essai de traction directe se trouve à l'ANNEXE D.

6.3.1.4 Résultats expérimentaux

La contrainte de traction maximale a été obtenue du graphique contrainte/ouverture de l'interface (Tableau 6-5). Un exemple de courbe charge/ouverture moyenne est montré à la Figure 6-7. Pour obtenir les contraintes de traction, les charges recueillies ont été divisées par l'aire de contact au niveau de l'entaille entre les deux bétons. L'aire de contact a été calculée selon l'équation (6.1) à partir des dimensions notées lors de la préparation des spécimens.

$$A = \pi \times \frac{(d_{ext} - 2e)^2}{4} \quad (6.1)$$

où A : aire de contact (mm²)

d_{ext} : diamètre extérieur moyen (mm)

e : profondeur moyenne de l'entaille à mi-hauteur (mm)

Notons que certains spécimens ont été rejetés pour les raisons suivantes : rupture autre qu'à l'interface, problème avec la presse ou spécimen détruit lors du collage.

Tableau 6-5 Charge et contrainte maximale des essais de traction uniaxiale

Spécimen	Charge de traction (kN)	Contrainte de traction moyenne (MPa)
T-BHP50-T-1	2.68	0.59
T-BHP50-T2-3	8.61	1.99
T-BHP50-T2-4	10.67	2.60
T-BHP50-E-1	9.85	2.28
T-BHP50-E-2	8.53	2.01
T-BHP50-E-3	11.05	2.59
T-BHP50-E2-1	5.66	1.33
T-BHP50-E2-2	7.17	1.70
T-BHP50-E2-3	9.80	2.31
T-BHP50-N-1	19.17	2.72
T-BHP50-N-2	11.18	1.58
T-BHP50-N-3	12.21	1.73
T-BHP50-N-4	9.73	1.38
T-BHP50-N-5	12.68	1.78
T-BFHP50-T-1	3.13	0.71
T-BFHP50-T-3	5.02	1.12
T-BFHP50-T-4	2.79	0.70
T-BFHP50-E-1	5.11	1.21
T-BFHP50-E-2	1.12	0.30
T-BFHP50-E-3	2.90	0.63
T-BFHP50-E-4	6.42	1.39
T-BFHP50-N-2	19.02	2.70
T-BFHP50-N-4	24.12	3.40
T-BFUP120-T-1	10.47	2.36
T-BFUP120-T-2	13.00	2.95
T-BFUP120-T-3	11.07	2.53
T-BFUP120-E-1	0.60	0.13
T-BFUP120-E-2	1.30	0.30
T-BFUP120-E-3	4.09	0.95
T-BFUP120-E-4	3.13	0.73
T-BFUP120-N-1	11.18	1.58
T-BFUP120-N-2	21.02	2.98
T-BFUP120-N-3	16.31	2.31
T-BFUP120-N-4	14.76	2.09

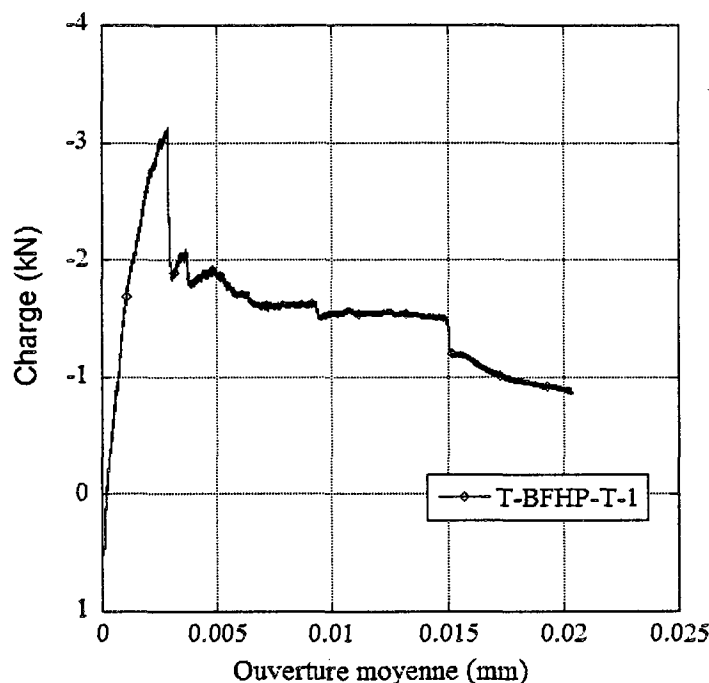


Figure 6-7 Courbe charge-ouverture moyenne du spécimen T-BFHP-T-1

Une analyse statistique a été effectuée sur les divers résultats. Cette analyse a permis d'observer l'étendue de la variation des résultats obtenus pour le même type d'agencement de bétons. Il était en effet important que la variabilité entre les différents spécimens demeure faible. Pour ce faire, la loi de Student a été employée en posant l'hypothèse que les contraintes maximales variaient selon une loi normale. La loi de Student renvoie l'intervalle à l'intérieur duquel un ensemble de données devrait se situer pour un niveau de confiance donné (Alalouf et al. 1990). Les bornes de cet intervalle (équation (6.2) et (6.3)) sont éloignées également de part et d'autre de la moyenne des données recueillies de l'équation (6.4). L'argument de probabilité a été tiré de la table de la loi de Student. L'analyse a été effectuée en considérant un

niveau de confiance $1-\alpha$ de 90%, soit un niveau de risque α de 10%. C'est-à-dire qu'une valeur de contrainte donnée a 90 chances sur 100 de se retrouver dans la plage de contraintes situées entre les crochets (Figure 6-8). Les résultats de cette analyse se trouvent au Tableau 6-6. Sur la Figure 6-8 la dénomination des spécimens correspond au béton coulé lors de la première gâchée correspondant en fait au béton qui sera utilisé pour la fabrication des pré-dalles.

$$A = \bar{X} - \frac{C_{\alpha}\hat{\sigma}}{\sqrt{n}} \quad (6.2)$$

$$B = \bar{X} + \frac{C_{\alpha}\hat{\sigma}}{\sqrt{n}} \quad (6.3)$$

$$\hat{\sigma} = \sqrt{\frac{\sum X_i^2 - n\bar{X}^2}{n-1}} \quad (6.4)$$

où

- A : Borne inférieure (MPa)
- B : Borne supérieure (MPa)
- $\bar{X}$: Moyenne des données (MPa)
- C_{α} : Argument de probabilité
- $\hat{\sigma}$: Écart type des données (MPa)
- n : Nombre de données
- $\sum X$: Somme des données (MPa)

Tableau 6-6 Résultats de l'analyse statistique de la contrainte maximale (MPa)

Spécimen	$\bar{X}$	$\sum X_i^2$	n	$\hat{\sigma}$	C_α	$\frac{C_\alpha \hat{\sigma}}{\sqrt{n}}$	A	B
BHP50-T	2.298	10.744	2	0.430	6.314	1.922	0.376	4.219
BHP50-E	2.037	25.944	6	0.460	2.015	0.378	1.658	2.415
BHP50-N	1.839	17.982	5	0.517	2.132	0.493	1.346	2.332
BFHP50-T	0.844	2.252	3	0.238	2.920	0.401	0.444	1.245
BFHP50-E	0.881	3.874	4	0.505	2.353	0.594	0.287	1.476
BFHP50-N	3.050	18.855	2	0.500	6.314	2.233	0.817	5.283
BFUP120-T	2.612	20.658	3	0.304	2.920	0.512	2.100	3.125
BFUP120-E	0.529	1.547	4	0.378	2.353	0.444	0.084	0.973
BFUP120-N	2.242	21.108	4	0.577	2.353	0.678	1.564	2.921

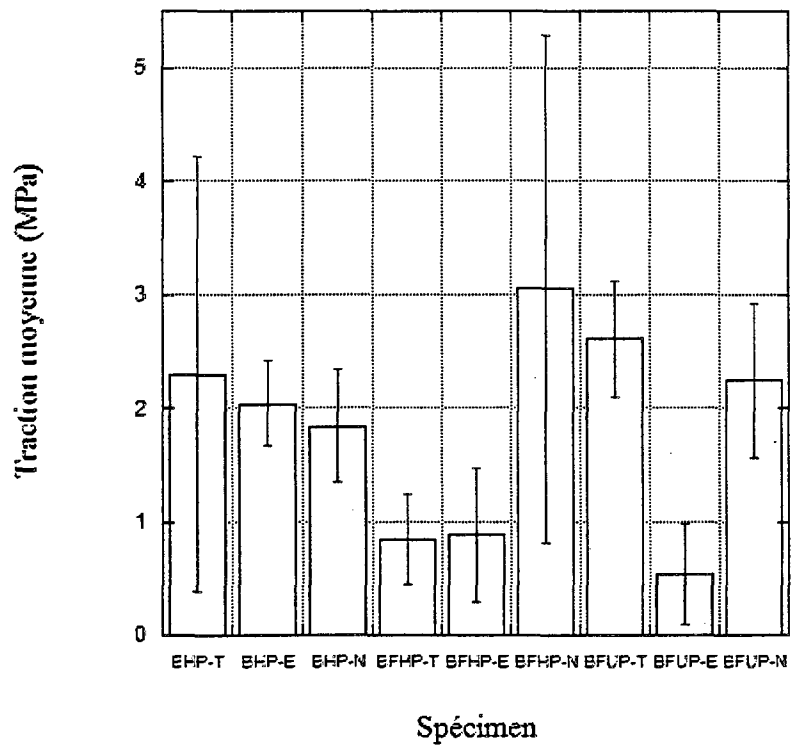


Figure 6-8 Contraintes de traction maximale (TU)

Bien qu'il était requis de connaître les contraintes maximales des interfaces associées aux différentes combinaisons de béton, il était également nécessaire de déterminer la rigidité élastique initiale normale, dénotée k_{nn} . Ce paramètre est requis pour la modélisation des systèmes pré-dalle/dalles. Il a été déterminé par la pente de la courbe contrainte de traction/déplacement tracée suite à l'essai de traction uniaxiale telle que montrée à la Figure 6-9.

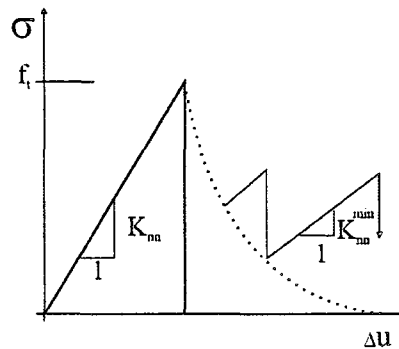
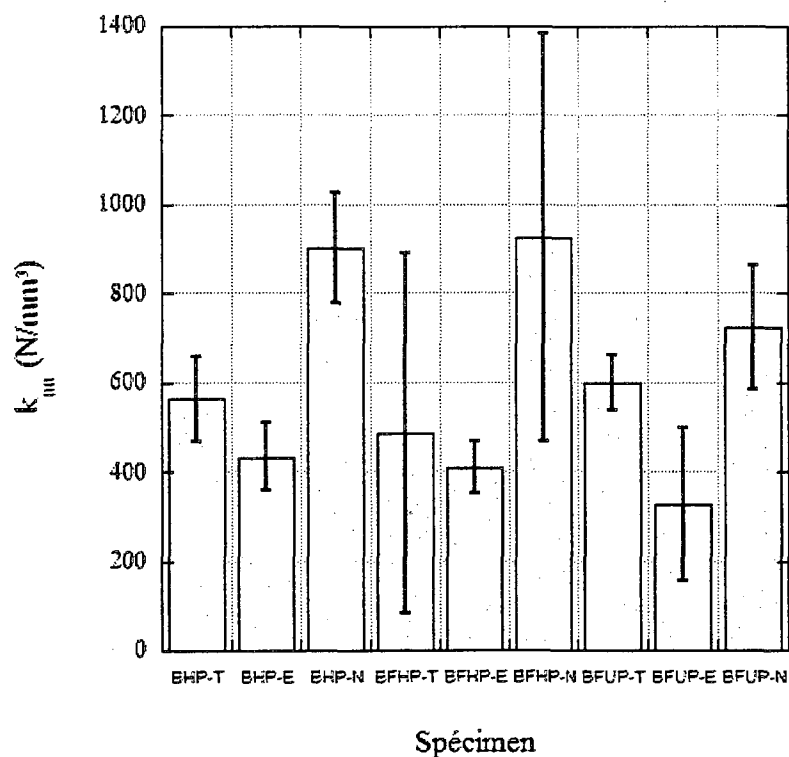


Figure 6-9 Comportement typique en traction d'une interface (Cervenka 2002)

Tel qu'effectué précédemment dans cette section pour la valeur maximale des contraintes de traction, une analyse statistique avec la loi de Student a été réalisée avec les valeurs compilées de k_{nn} . Les résultats sont présentés au Tableau 6-7 et à la Figure 6-10.

Tableau 6-7 Résultats de l'analyse statistique de k_{nn} (N/mm^3)

Spécimen	$\bar{X}$	n	C_α	$\hat{\sigma}$	$\frac{C_\alpha \hat{\sigma}}{\sqrt{n}}$	A	B
BHP50-T	562	3	2.92	56	94	468	657
BHP50-E	433	6	2.015	91	75	359	508
BHP50-N	902	5	2.132	130	124	778	1 027
BFHP50-T	487	3	2.920	240	405	81	892
BFHP50-E	408	3	2.920	34	58	350	466
BFHP50-N	997	2	6.314	110	493	504	1 490
BFUP120-T	598	3	2.920	37	63	535	661
BFUP120-E	326	4	2.353	146	171	155	498
BFUP120-N	724	4	2.353	119	140	584	865

Figure 6-10 Rigidité élastique initiale normale, k_{nn}

6.3.1.5 Discussion

Pour la résistance à la traction de l'interface f_t , nous avons constaté que le BFUP120 a présenté un avantage certain excepté pour la préparation de surface à granulats exposés nécessitant l'emploi d'un retardateur de prise en surface. Nous avons déduit que cette faiblesse du BFUP120-E a probablement été due à la présence déjà abondante d'adjuvants dans la composition du BFUP120. Il est effectivement possible que ces produits aient été incompatibles et aient provoqué une chute de résistance du matériau et de l'interface.

En deuxième place venait le BHP50. Notons que les trois préparations de surface de ce matériau donnent de bons résultats au niveau de la résistance à la traction de l'interface f_t . Les résultats du BFHP50 étaient inattendus ; la résistance à la traction du BFHP50 a été généralement très faible.

Quant aux préparations de surface, nous avons constaté que les surfaces truées présentaient en majorité une résistance à la traction supérieure. Les surfaces nervurées et à granulats exposés se sont classées en deuxième et troisième places.

Lorsque nous avons analysé la rigidité élastique initiale normale k_{nn} , nous avons constaté la même tendance pour les performances des préparations de surface des trois matériaux. C'est-à-dire que, pour tous les bétons, les surfaces nervurées ont été beaucoup plus performantes que les surfaces truées et à granulats exposés.

6.3.2. **Essai de cisaillement**

L'objectif premier de l'essai de cisaillement était de déterminer la résistance au cisaillement de l'interface entre deux bétons, de même nature ou non, d'âges différents. Ces essais ont été inspirés des travaux de Barragàn Gettu (Barragàn 2002).

6.3.2.1 Préparation des spécimens

Les spécimens utilisés pour cet essai étaient composés de deux blocs de béton en forme de « L » tel qu'illustré à la Figure 6-11 et à la Figure 6-12. Chacun de ces blocs, séparés à leurs extrémités par un morceau de polystyrène, provenaient de gâchées différentes effectuées à 7 jours d'intervalle. Les spécimens ont été testés une fois que l'âge du béton de la deuxième coulée avait atteint une cure humide de 28 jours. L'aire de contact entre les deux bétons était de 21 609 mm². Les dimensions des spécimens sont montrées à la Figure 6-13.

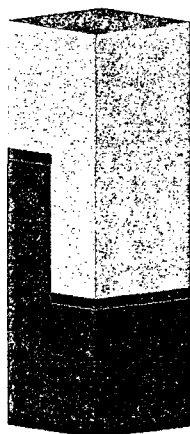


Figure 6-11 Spécimen de l'essai de cisaillement

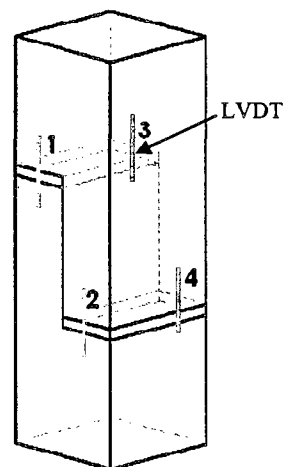


Figure 6-12 Disposition des LVDT

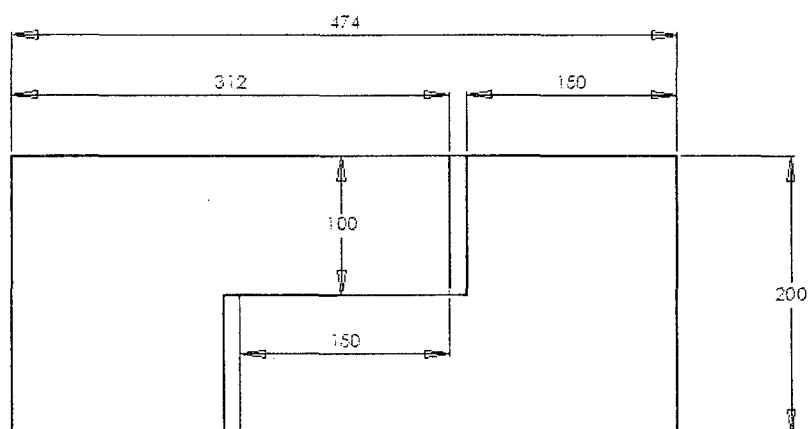


Figure 6-13 Dimensions des spécimens de l'essai de cisaillement

Avant de tester les spécimens, les polystyrènes utilisés lors de la fabrication des spécimens ont été dégagées des bavures de pâte de ciment et les sites futurs d'instrumentation ont été sablés minutieusement. Afin que les pièces supportant l'instrumentation restent bien fixés au spécimen, ces sites ont ensuite été bien nettoyés avec de l'acétone. Les supports ont été collés à l'aide d'une colle de méthacrylate, la même utilisée dans les essais de traction uniaxiale, aux mêmes endroits d'un spécimen à l'autre (Figure 6-12). Les facteurs influençant les résultats en étaient donc diminués.

La procédure de préparation des spécimens de l'essai de cisaillement se trouve à l'ANNEXE C.

6.3.2.2 Description du montage

Dans cet essai, il importait de reproduire un effort de cisaillement pur dans le plan suivant l'interface de contact des deux bétons. Pour ce faire, le montage présenté à la

Figure 6-14 a été employé. Il comprenait, comme pour l'essai de traction directe, une cellule de charge dont la plage de lecture était au moins deux fois la charge maximale anticipée.

Pour s'assurer de l'entière transmission de l'effort de compression au spécimen, un bloc d'aluminium de même longueur et de la demi-largeur du spécimen a été utilisé. Ce bloc était relié à la cellule de charge par une rotule formée d'un boulon fraisé et d'une bille d'acier (Figure 6-14 b). Cette rotule a permis de reproduire un effort de cisaillement pur en plein centre du spécimen, soit à la surface de contact des bétons d'âges différents. Comme les extrémités des blocs pouvaient présenter quelques aspérités, une cale de carton pressé a été fixée entre les blocs d'aluminium et les spécimens de manière à limiter au maximum toute déviation de l'effort.

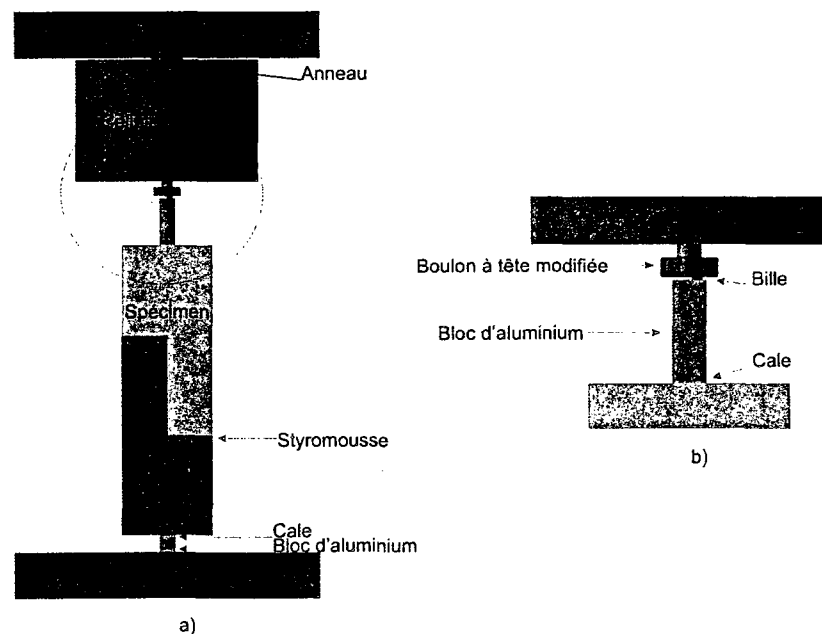


Figure 6-14 Montage de l'essai de cisaillement

L'essai de cisaillement a été réalisé la même presse que l'essai TU, soit la presse *Instron 2500 kN – Traction/Compression*. L'effort de compression a été appliqué par le vérin. Quatre LVDT disposés tel que présenté à la Figure 6-12 ont permis d'enregistrer les déformations en fonction de l'effort appliqué.

6.3.2.3 Déroulement de l'essai

Une fois les spécimens instrumentés, ils ont été installés sur le montage décrit à la section précédente et leur alignement avec les pièces a soigneusement été vérifié. Par la suite, une légère charge a été appliquée afin de stabiliser le tout. L'essai était prêt à débiter. La vitesse de déplacement du vérin de la presse a été fixée à 0.0001mm/s. Cette vitesse était assez lente pour permettre le tracé précis de la contrainte en fonction du déplacement moyen lus par les LVDT. L'essai a pris fin lors de la rupture de l'interface.

Le protocole de l'essai de cisaillement se trouve à l'ANNEXE D.

6.3.2.4 Résultats expérimentaux

La contrainte maximale de cisaillement a été obtenue du graphique contrainte/déplacement moyen et est montrée pour chaque spécimen au Tableau 6-8. Pour obtenir les contraintes, les charges ont été divisées par l'aire de contact des deux bétons de 21 609 mm. Un exemple de courbes charge-déplacement moyenne des spécimens C-BFHP-N-1 et C-BFHP-T-1 est montré à la Figure 6-15.

Notons que les spécimens C-BHP50-T2 et C-BHP50-E2 correspondaient respectivement aux mêmes combinaisons de béton que C-BHP50-T et C-BHP50-E, seulement, ils provenaient de différentes gâchées. Ces spécimens ont été fabriqués en double.

Tableau 6-8 Contraintes maximales des essais de cisaillement

Spécimen	Contrainte de cisaillement moyenne (MPa)
C-BHP50-T-1	1.463
C-BHP50-T-2	2.040
C-BHP50-T-3	1.808
C-BHP50-T2-1	0.991
C-BHP50-T2-2	1.813
C-BHP50-T2-3	1.802
C-BHP50-E-1	1.971
C-BHP50-E-2	2.122
C-BHP50-E-3	1.963
C-BHP50-E2-1	2.028
C-BHP50-E2-2	2.085
C-BHP50-E2-3	2.193
C-BHP50-N-1	1.043
C-BHP50-N-2	0.863
C-BHP50-N-3	1.137
C-BFHP50-T-1	1.594
C-BFHP50-T-2	1.479
C-BFHP50-T-3	1.346
C-BFHP50-E-1	2.187
C-BFHP50-E-2	2.146
C-BFHP50-E-3	1.235
C-BFHP50-N-1	2.524
C-BFHP50-N-2	1.913
C-BFHP50-N-3	1.525
C-BFUP120-T-1	1.905
C-BFUP120-T-2	2.253
C-BFUP120-T-3	1.546
C-BFUP120-E-1	1.543
C-BFUP120-E-2	1.684
C-BFUP120-E-3	2.309
C-BFUP120-N-1	0.653
C-BFUP120-N-2	0.738
C-BFUP120-N-3	1.682

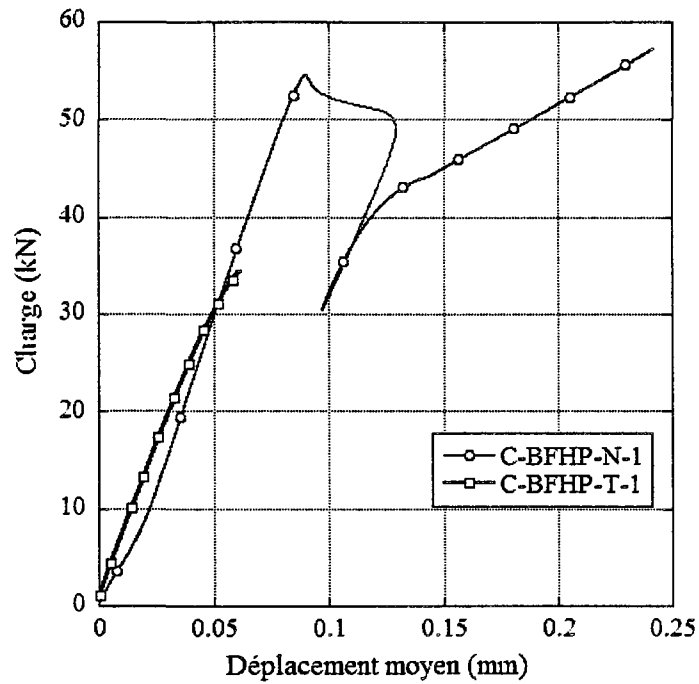


Figure 6-15 Courbe charge-déplacement des spécimens C-BFHP-N-1 et C-BFHP-T-1

Une analyse statistique selon la loi de Student a été effectuée sur les résultats. Ce type d'analyse a été expliqué à la section 6.3.1.4. Les résultats se trouvent au Tableau 6-9.

Tableau 6-9 Analyse statistique – Contraintes de cisaillement maximales (MPa)

Spécimen	$\bar{X}$	n	$\hat{\sigma}$	C_α	$\frac{C_\alpha \hat{\sigma}}{\sqrt{n}}$	A	B
BHP50-T	1.653	6	2.015	0.373	0.307	1.346	1.960
BHP50-E	2.060	6	2.015	0.090	0.074	1.986	2.134
BHP50-N	1.014	3	2.920	0.139	0.235	0.780	1.249
BFHP50-T	1.473	3	2.920	0.124	0.209	1.264	1.682
BFHP50-E	1.856	3	2.920	0.538	0.907	0.949	2.763
BFHP50-N	1.987	3	2.920	0.504	0.849	1.138	2.836
BFUP120-T	1.901	3	2.920	0.354	0.596	1.305	2.497
BFUP120-E	1.846	3	2.920	0.408	0.687	1.158	2.533
BFUP120-N	1.024	3	2.920	0.571	0.963	0.061	1.987

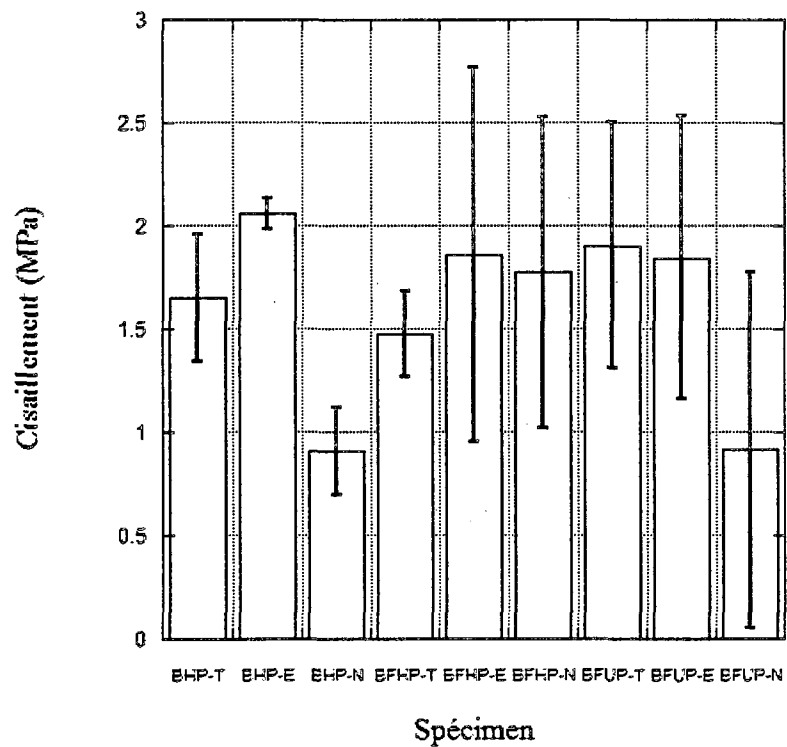


Figure 6-16 Contrainte de cisaillement moyenne

Un des paramètres recherchés lors de ces essais était la rigidité élastique initiale de cisaillement, dénotée k_u . Ce paramètre était requis lors de la modélisation du système pré-dalle/dalle à l'étape de conception de celui-ci. Ce paramètre a été déterminé par la pente de la courbe contrainte de cisaillement/déplacement tracée lors de l'essai de cisaillement (Figure 6-17).

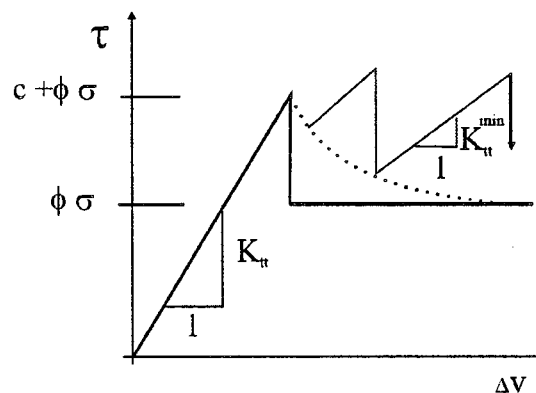


Figure 6-17 Comportement typique de l'interface au cisaillement (Cervenka 2002)

Comme fait précédemment dans cette section pour la valeur maximale des contraintes de cisaillement, une analyse statistique avec la loi de Student a été effectuée avec les valeurs compilées de k_u . Les résultats sont présentés au Tableau 6-10 et à la Figure 6-18.

Tableau 6-10 Résultats de l'analyse statistique de l'essai de cisaillement – k_u
[N/mm²]

Spécimen	$\bar{X}$	n	C_α	$\hat{\sigma}$	$\frac{C_\alpha \hat{\sigma}}{\sqrt{n}}$	A	B
BHP50-T	31	6	2.015	1.5	1.2	29	32
BHP50-E	26	6	2.015	6.3	5.2	20	31
BHP50-N	23	3	2.920	0.9	1.5	22	25
BFHP50-T	28	3	2.920	2.8	4.7	24	33
BFHP50-E	24	3	2.920	5.8	9.7	15	34
BFHP50-N	29	3	2.920	1.8	3.0	26	32
BFUP120-T	35	3	2.920	1.7	2.9	32	38
BFUP120-E	31	3	2.920	5.8	9.8	21	41
BFUP120-N	42	3	2.920	4.7	8.0	34	50

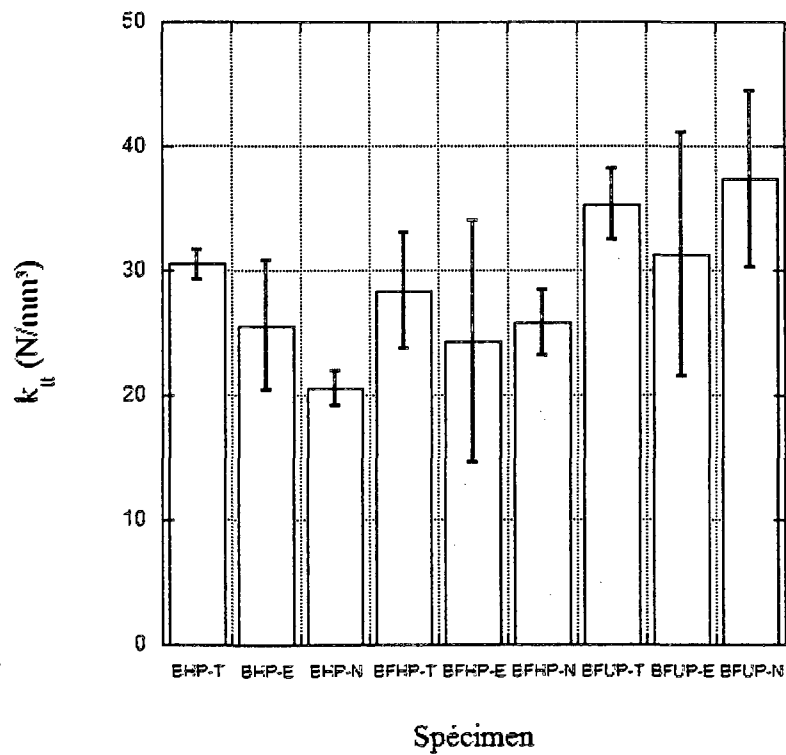


Figure 6-18 Rigidité élastique initiale de cisaillement, k_u

6.3.2.5 Discussion

Lorsque nous avons fait la moyenne des contraintes de cisaillement maximales des différents bétons, nous avons constaté que le BFHP50 est plus performant que les deux autres matériaux, qui ont d'ailleurs présenté des résistances moyennes au cisaillement semblables.

Nous avons aussi remarqué que les surfaces à granulats exposés et truellées avaient des résistances au cisaillement supérieures.

Lorsque nous avons comparé la rigidité élastique initiale au cisaillement k_{tt} des matériaux, le BFUP120 a ressorti gagnant suivit du BFHP50 et du BHP50, qui avaient des rigidités semblables. Toutefois, les rigidités élastiques étaient similaires pour les trois techniques de préparation de surface.

Le Tableau 6-11 schématise la performance de la résistance à la traction et au cisaillement de l'interface.

6.4. RECOMMANDATIONS

Une des conclusions importantes de cette partie du travail était que le retardateur de prise de surface n'est pas compatible avec le BFUP120. Celui-ci était déjà gorgé d'adjuvant et sa réaction avec le retardateur n'a pas été très profitable. Ce qui a expliqué, entre autre, les points négatifs attribués au type d'interface à granulats exposés du Tableau 6-11. Toutefois, le BFUP120 a procuré une bonne résistance à la traction f_t ainsi qu'une grande rigidité élastique au cisaillement k_{tt} .

Autrement, il n'a pas un matériau et ou préparation de surface qui s'est démarqué des autres. Sauf pour le BFUP120, l'exposition des granulats ou un profil nervuré de la surface a apporté certains bénéfices.

Tableau 6-11 Performance des matériaux et interfaces

		BHP50	BFHP50	BFUP120	T	E	N
Traction	f_z		-	+		-	
	k_{nn}					-	+
Cisaillement	$c + \varphi\sigma$		+			+	-
	k_{tt}			+	+		

Légende : - Signifie que le paramètre étudié a montré une faible performance
+ Signifie que le paramètre étudié a montré une bonne performance

Bien que ces essais aient ressorti les forces et les faiblesses des matériaux et des interfaces et nous aient fourni des paramètres intéressants pour la modélisation numérique, ceux-ci n'ont finalement pas été utilisés dans la prochaine phase de ce travail de recherche. Ce point est expliqué en détail au chapitre 7.

CHAPITRE 7 PHASE 3: CONCEPTION DES SYSTÈMES PRÉ-DALLE/DALLES

Les essais de flexion exécutés à la phase I du projet de recherche nous ont permis de définir les types de pré-dalles à étudier dans cette section sur la conception des systèmes pré-dalle/dalles : BHP50, BFHP50 et BFUP120. Cette phase sur les pré-dalles a aussi permis de proposer un nouveau type de pré-dalle, la bi-couche : 15 mm de BFUP120 et 55 mm de BFHP50. Du programme expérimental sur les interfaces entre deux bétons d'âge et de nature différents de la deuxième phase, nous avons obtenu les paramètres de caractérisation de l'interface nécessaires lors de la modélisation du système pré-dalle/dalle dans le logiciel par éléments finis ATENA (Cervenka 2002). Dans ce chapitre, le dimensionnement, la fabrication des spécimens, le montage et les résultats des essais de flexion en conditions statique et cyclique des systèmes pré-dalle/dalles sont présentés.

7.1. CONCEPTION DES SYSTÈMES PRÉ-DALLE/DALLES

Les pré-dalles ont été conçues dans la phase de travail sur les pré-dalles au chapitre 5. Toutefois, l'essai effectué en laboratoire sur les systèmes pré-dalle/dalles consistait en un essai de flexion avec une seule charge à mi-portée et non avec deux charges comme dans la phase précédente. De nouvelles analyses par éléments finis ont alors été nécessaires afin de déterminer la capacité du système et de son interface pour un essai en flexion avec une seule charge.

Le type d'essai de flexion a dû être modifié parce que cette phase du projet de recherche nécessitait d'appliquer un chargement cyclique aux spécimens afin de vérifier l'effet de la fatigue sur ceux-ci. Pour ce faire, le vérin a été relié à un pulsateur qui a permis un chargement cyclique d'une fréquence de 4 Hz. Si deux points d'application de la charge (deux vérins) avaient été utilisés, de l'instabilité dans le système aurait pu être rencontrée. Nous avons donc préféré utiliser qu'un

seul vérin et modifier la longueur des spécimens (par le fait même modifier le bras de levier du point d'application de la charge) de façon à ce que le moment maximal ressenti par les spécimens de pré-dalles et de systèmes pré-dalle/dalles soit équivalent.

Tel que mentionné à la section 5.4.5, cinq types de systèmes ont été retenus. Ces derniers sont présentés au Tableau 7-1. La dénomination utilisée dans le reste de ce travail sera celle associée au matériau utilisé pour la fabrication de la pré-dalle, la dalle étant toujours construite en BHP50. Par exemple, le système BFHP50 correspond à une pré-dalle en BFHP50 combinée à une dalle en BHP50.

Le Tableau 7-1 indique également la préparation de surface utilisée pour optimiser les propriétés de l'interface, le béton employé pour la fabrication de la pré-dalle, son épaisseur et la quantité d'armature disposée à mi-hauteur de la pré-dalle. Notons que la quantité d'armature au Tableau 7-1 est celle calculée lors de la conception des pré-dalles seules par mètre de largeur (section 5.1.3.3), mais appliquée à une pré-dalle de 500 mm de largeur dans ce programme expérimental.

L'épaisseur totale du système pré-dalle/dalle était toujours de 225 mm pour représenter la dalle de pont type du MTQ. L'épaisseur de la dalle correspondait à la différence entre l'épaisseur totale du système de 225 mm et l'épaisseur de la pré-dalle. La Figure 7-1 illustre les systèmes de pré-dalle/dalles de BFHP50 et bi-couche BFUP120-BFHP50.

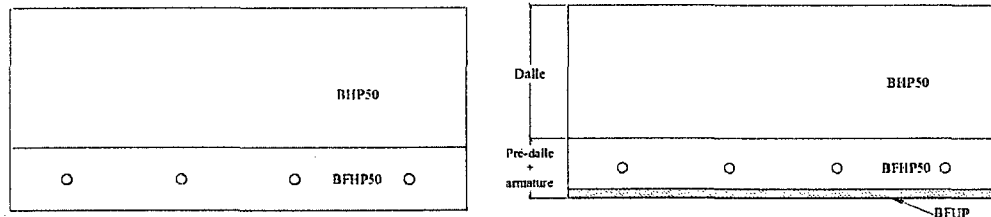
Le système BFHP50-N était le seul à présenter une pré-dalle avec une surface nervurée. Tous les autres systèmes étudiés consistaient en une pré-dalle dont la surface était à granulats exposés. Ce type de surface a été obtenu à l'aide d'un retardateur de prise vaporisé sur le béton de surface de la pré-dalle à l'état frais. Le mortier non durci a ensuite été retiré avec un jet d'eau après quelques heures de durcissement.

Le système bi-couche BFUP120-BFHP50 comprenait une pré-dalle fabriquée en 2 couches, soit une épaisseur de 15 mm de BFUP120 et une épaisseur de 55 mm de

BFHP50. Cette option a été proposée afin de réduire les coûts importants reliés au BFUP120, tout en conservant l'étanchéité procurée par ce béton dont la perméabilité est quasiment nulle. La pré-dalle bi-couche possédait la même épaisseur de 70 mm et la même quantité d'armature que celle en BFHP50 (Figure 7-1 b). L'épaisseur totale du système pré-dalle/dalle était toujours de 225 mm.

Tableau 7-1 Systèmes pré-dalle/dalles retenus

Identification	Préparation de surface	Matériau de la pré-dalle	Pré-dalle	Armature A_s mm^2
			Épaisseur mm	
BHP50	Granulats exposés	BHP50	100	500
BFHP50	Granulats exposés	BFHP50	70	400
BFHP50-N	Nervurée	BFHP50	70	400
BFUP120	Granulats exposés	BFUP120	50	100
Bi-couche	Granulats exposés	BFUP120-BFHP50	15-55	100



a) BFHP50

b) BFUP120-BFHP50 en 2 couches

Figure 7-1 Systèmes de pré-dalle/dalle utilisés

7.2. PLANS DES SYSTÈMES

Suite au dimensionnement des systèmes, les plans de fabrication des pré-dalles et des dalles ont pu être fournis à l'usine de préfabrication *Béton Brunet*. Un exemple d'un

plan est montré à la Figure 7-2. Ce plan est celui du système pré-dalle/dalle de BFHP50 dont l'épaisseur de la pré-dalle est de 70 mm et la dalle de 155 mm. Les systèmes avaient tous une longueur de 2 400 mm et une largeur de 500 mm.

Afin de régler le problème d'ancrage de manutention rencontré à la première phase de travail sur les pré-dalles seules (Section 5.6), la méthode de manutention des spécimens a été modifiée. En effet, pour la manutention des pré-dalles, des ancrages en forme de crochet avaient été précédemment disposés aux tiers du spécimen. Cette méthode de manutention est montrée sur le schéma de la Figure 5-24. Cette figure présente le montage expérimental de la phase d'essais sur les pré-dalles seules. La rupture de plusieurs des pré-dalles s'étant produite au droit des ancrages plutôt que dans la zone critique de moment maximal située entre les points d'application de la charge, un nouveau système de manutention a donc été proposé.

Les barres d'armatures ont alors été prolongées de 100 mm à chaque extrémité pour permettre le transport des pré-dalles et des systèmes pré-dalle/dalles (Figure 7-2 détail A). D'ailleurs, l'intégrité des spécimens lors de la manutention a aussi été vérifiée par une modélisation des pré-dalles seules décoffrées après 24 heures et des systèmes pré-dalle/dalles décoffrés après 48 heures. Pour cette vérification, les propriétés mécaniques des bétons ont été ajustées en fonction de leur âge dans les modèles.

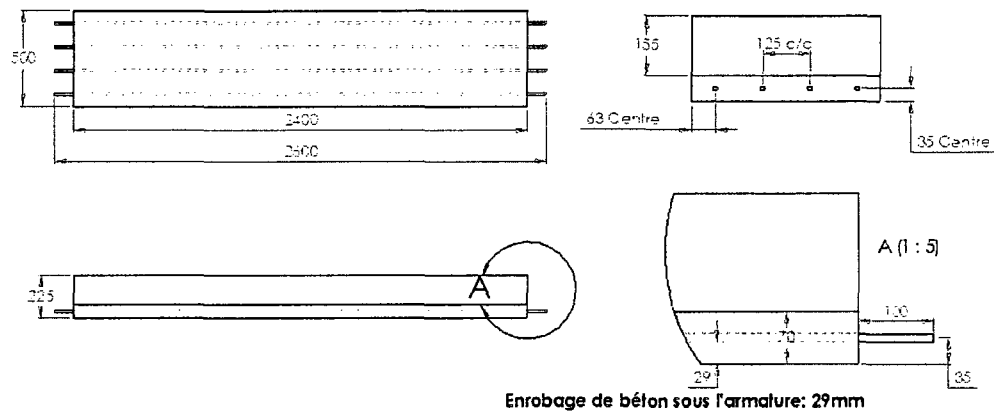


Figure 7-2 Plan du système pré-dalle/dalle BFHP50

7.3. FABRICATION DES SPÉCIMENS

Les pré-dalles ont été fabriquées en trois séquences à l'usine *Béton Brunet*. Pour chaque séquence de coulée de pré-dalles, la coulée des dalles a suivi en moyenne sept jours plus tard. En tout, huit gâchées ont été produites dont trois de BHP50 pour les dalles.

Lors de la fabrication des pré-dalles, des cylindres et des dallettes circulaires ont aussi été fabriqués afin de permettre la caractérisation des différents bétons. La résistance à la compression et le module élastique des bétons ont été évalués avec des cylindres de 100 mm de diamètre selon les normes ASTM C109 et ASTM C469 (ASTM 2008) respectivement. La résistance à la traction et la courbe contrainte-ouverture de fissure (σ - w) ont été déterminées par calcul inverse à partir d'un essai de flexion sur dalles circulaires de 800 mm de diamètre selon la norme ASTM C1550 (ASTM 2008). La méthode de calcul inverse utilisée a été décrite récemment par Nour et al. (2007). Ces propriétés mécaniques ont été utiles dans la phase de reproduction des résultats expérimentaux avec les modèles numériques.

Les coffrages des pré-dalles possédaient une hauteur légèrement supérieure aux dimensions prévues (environ de 2 à 5 mm) afin d'obtenir la hauteur désirée une fois la technique de préparation de surface exécutée. Au départ, il était question de truelle la surface de la pré-dalle et d'ensuite optimiser sa rugosité à l'aide d'un jet de sable puissant (« sandblast »). Cependant, la préparation de surface à l'aide d'un jet de sable aurait nécessité beaucoup de temps de travail. Après réflexion, un retardateur de prise a été utilisé sur la surface de toutes les pré-dalles et le mortier non durci a été retiré après 18 heures de pose avec un jet d'eau afin d'exposer les granulats.

Pour chaque type de pré-dalle, deux spécimens ont été fabriqués : un spécimen a été testé en flexion statique et l'autre a subi un chargement en flexion cyclique (en fatigue) pour ensuite être testé en flexion statique. Au total, dix systèmes pré-dalle/dalles ont donc été testés en laboratoire.

7.3.1. Critères et exigences de fabrication

Lors de la fabrication des pré-dalles, certains critères ont dû être respectés :

- Tolérance pour les coffrages des pré-dalles et des dalles : ± 1 mm;
- Production de deux mélanges par jour;
- Démoulage des spécimens à l'aide des armatures prolongées;
- Cure thermique des pré-dalles après 24 heures de cure humide jusqu'à l'obtention de la résistance à la compression à 28 jours désirée. Il en a été de même pour les dalles.

7.3.2. Matériaux

Les pré-dalles ont été fabriquées à l'aide de trois matériaux distincts, soit :

- Béton à haute performance à résistance à la compression de 50 MPa (BHP50) ;

- Béton fibré à haute performance à résistance à la compression de 50 MPa (BFHP50-1.0) contenant 80 kg/m³ (1%) de fibres à crochet de 35 mm ($l/d=64$) ;
- Béton fibré ultra performant à résistance à la compression de 120 MPa (BFUP120-4.0) contenant 312 kg/m³ (4%) de fibres droites de 10 mm ($l/d=50$).

Les différentes propriétés de ces matériaux mesurées au laboratoire sont définies au Tableau 7-2 et les formulations de ces quatre mélanges sont les mêmes que celles définies dans la première phase de travail (voir section 5.2.2).

Tableau 7-2 Propriétés nominales des bétons

Béton	f'_c [MPa]	f'_t [MPa]	E_c [GPa]	Fibres
BHP50	47	2.2	34.4	NA
BFHP50	48	2.8	30.0	Dramix 65-35 à crochet (80 kg/m ³)
BFUP120	102	6.2	31.8	OL10-0.2 droite (312 kg/m ³)

7.3.3. Étapes de fabrication

Contrairement à la fabrication des pré-dalles de la phase I, les étapes de fabrication de cette phase de travail ont différé d'un système pré-dalle/dalle à l'autre. Les étapes de coulée, de finition, de préparation de surface et de cure étant spécifiques à chaque type de pré-dalles, elles seront discutées dans les sections respectives aux séquences de fabrication (sections 7.3.6.1 à 7.3.6.3). Toutefois, les étapes de préparation des coffrages étaient identiques et sont énumérées ci-dessous :

- Prise des mesures des coffrages;
- Huilage des coffrages;
- Installation des barres d'armature et ajustement des chaises;
- Préparation des dalles circulaires et des petits cylindres.

7.3.4. Coffrage

Les coffrages ont été fabriqués par *Béton Brunet*. Les pré-dalles avaient une longueur de 2 400 mm par 500 mm de largeur. La profondeur du coffrage dépendait de l'épaisseur de la pré-dalle. La fabrication de seulement quatre types de coffrage a été nécessaire puisque ceux utilisés pour les pré-dalles de BFHP50 et les bi-couches étaient de même épaisseur. Le Tableau 7-3 montre les différents types de coffrage. Par exemple, le coffrage de type A a permis de fabriquer la pré-dalle de BHP50 de 102 mm de hauteur. Le type de coffrage D a servi à la fabrication de tous les systèmes pré-dalle/dalles puisque la hauteur des systèmes était fixée à 225 mm.

Tableau 7-3 Types de coffrage

Type de coffrage	Utilité	Profondeur nominale (mm)
A	Pré-dalle BHP50	102
B	Pré-dalles BFHP50 et bi-couche	75
C	Pré-dalle BFUP120	52
D	Tous les systèmes pré-dalle/dalles	225

Une fois les coffrages d'acier A, B et C fabriqués et assemblés, les diverses dimensions ont été mesurées à plusieurs endroits afin d'avoir un bon échantillon de mesures. La moyenne de ces dimensions est détaillée en fonction du type de coffrage au Tableau 7-4. Les coffrages de type D, destinés aux coulées subséquentes des dalles de BHP50 sur les pré-dalles, ont été fabriqués sur mesure en contreplaqués et assemblés sur les pré-dalles-mêmes. Leurs dimensions n'ont cependant pas été vérifiées par l'équipe en charge chez *Béton Brunet*.

Tableau 7-4 Dimensions des coffrages

Type de coffrage	A	B	C
	<i>mm</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>
Profondeur	102	76	52
Largeur	50	50	50
Longueur	2 400	2 400	2 400
Enrobage sous les armatures	46	36	17

7.3.5. Photos

Cette section présente quelques photos prises lors des différentes séquences de fabrication des pré-dalles. La Figure 7-3 montre les coffrages utilisés pour les pré-dalles bi-couche à la gauche et BFUP120 à la droite. La mise en place du béton à l'état frais utilisé dans la pré-dalle bi-couche est présentée à la Figure 7-4. Ce béton a été truellée avec une pièce fabriquée sur mesure afin d'araser le BFHP50 à 15 mm en-dessous de la surface du coffrage. La Figure 7-5 montre la couche de BFHP50 prêt à accueillir les 15 mm de BFUP120.

Les coffrages des pré-dalles de BFHP50 sont montrés à la Figure 7-6. Les techniques de préparation de surface à granulats exposés et nervurée peuvent être visualisées à la Figure 7-7 et Figure 7-9. Sur la Figure 7-7, nous pouvons voir l'application du retardateur de prise sur une pré-dalle de BHP50 et sur la Figure 7-8, la pièce nervurée qui a permis d'obtenir le fini de surface du BFHP50-N montré sur la Figure 7-9.

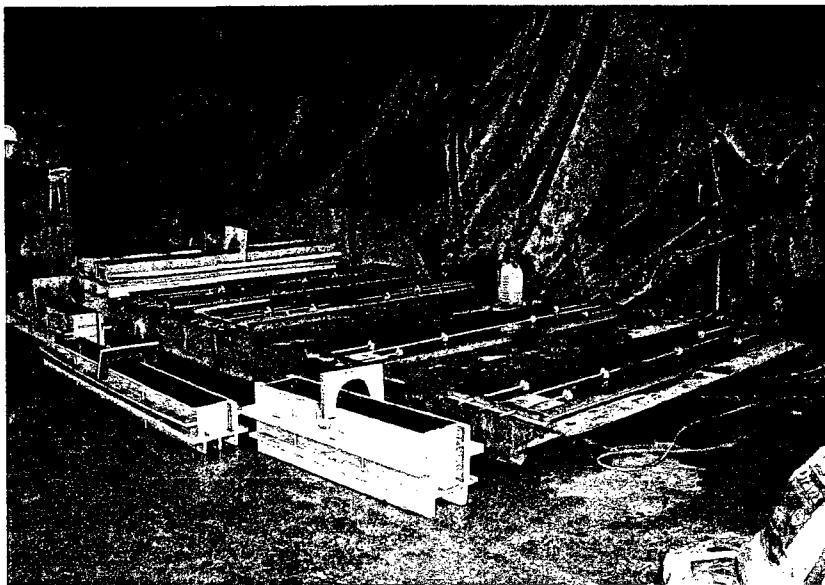


Figure 7-3 Coffrages de BFUP120 et Bi-couche – 3 juin



Figure 7-4 Mise en place du BFHP50 - 3 juin

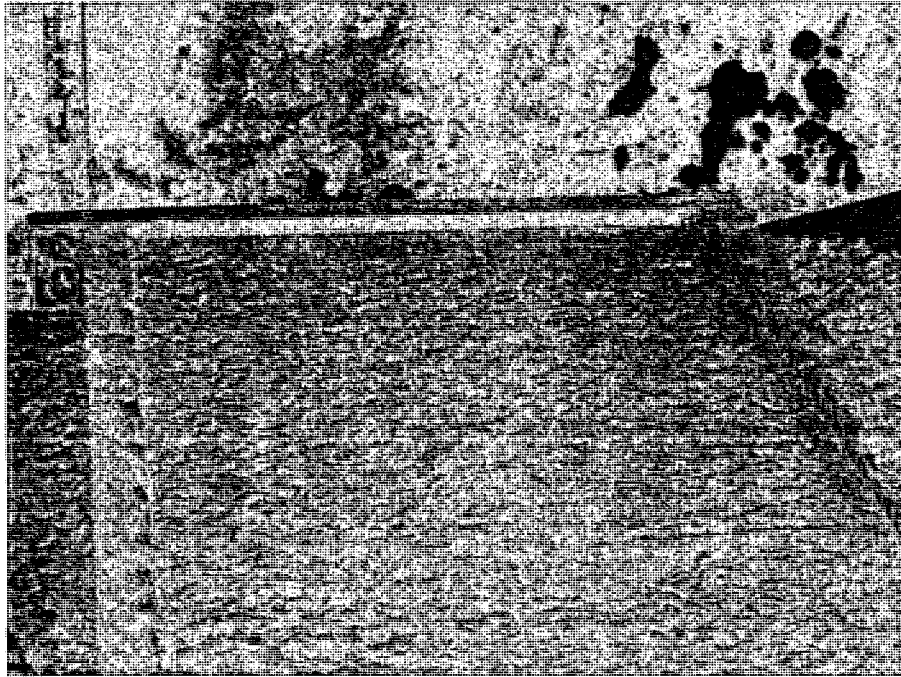


Figure 7-5 Couche de BFHP50 de la Bi-couche – 3 juin

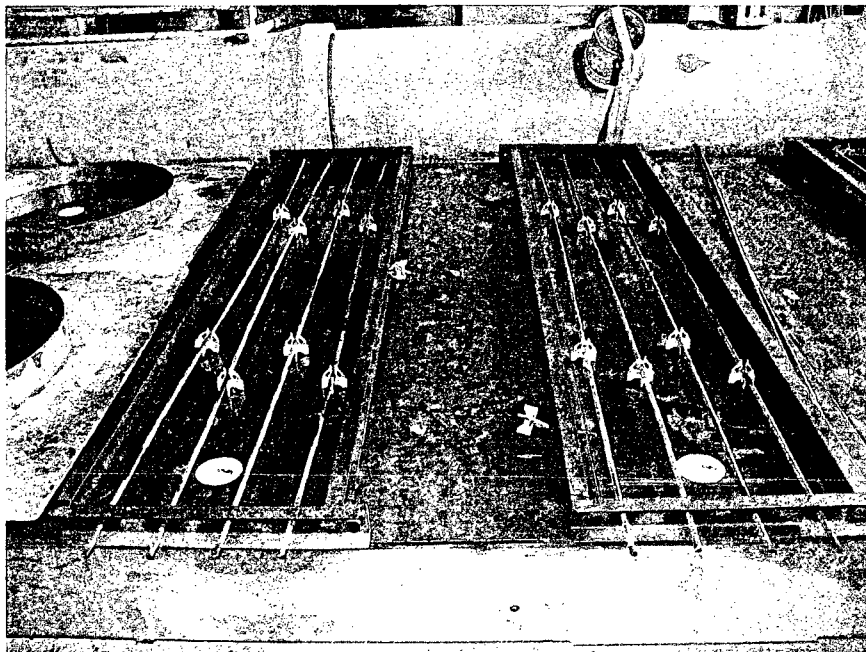


Figure 7-6 Coffrages et armatures du BFHP50-T – 22 mai

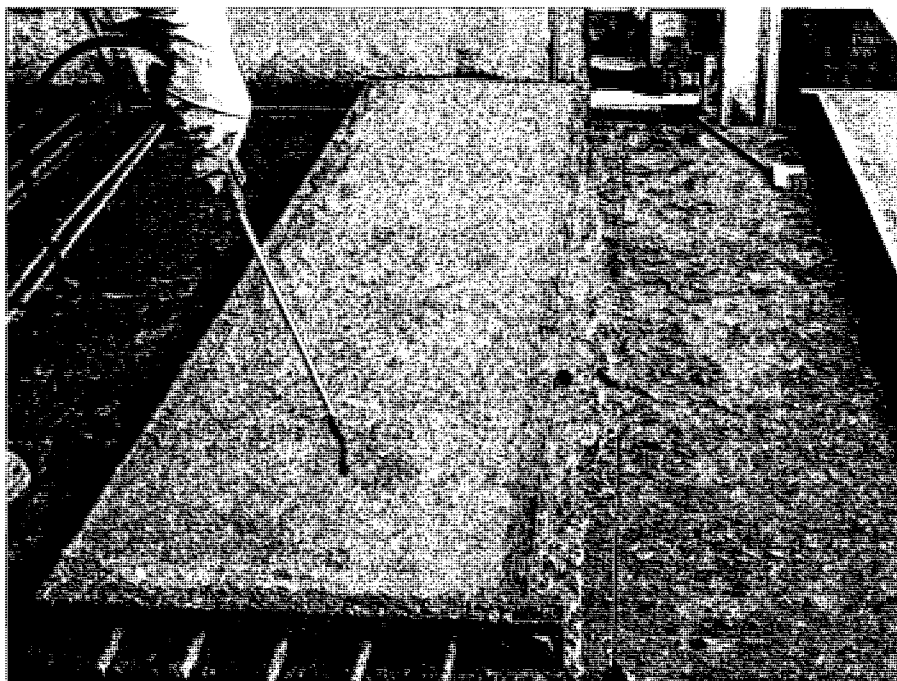


Figure 7-7 Application du retardateur de prise sur le BHP50 – 22 mai

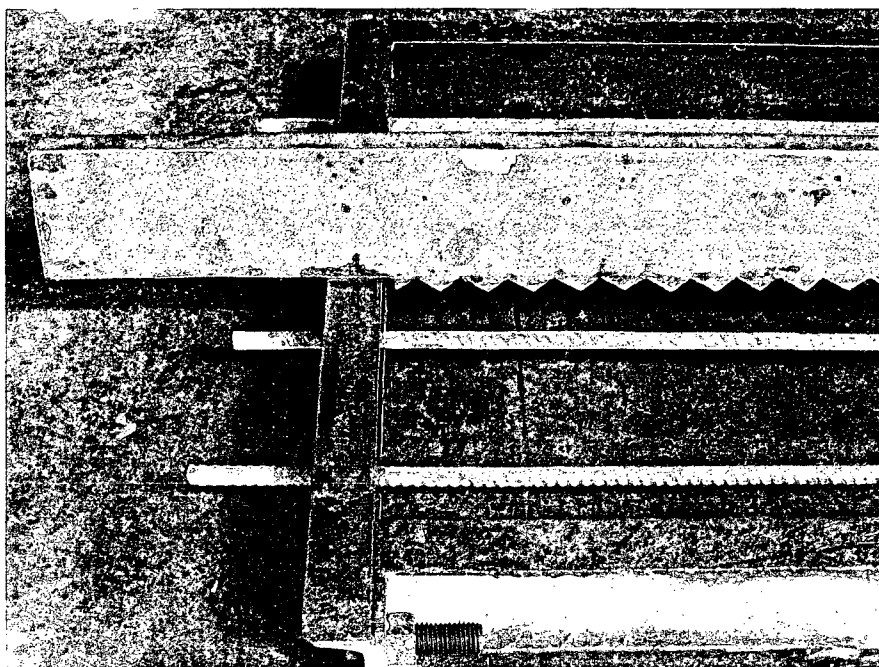


Figure 7-8 Outil utilisé pour effectuer le profil nervuré – 10 juillet

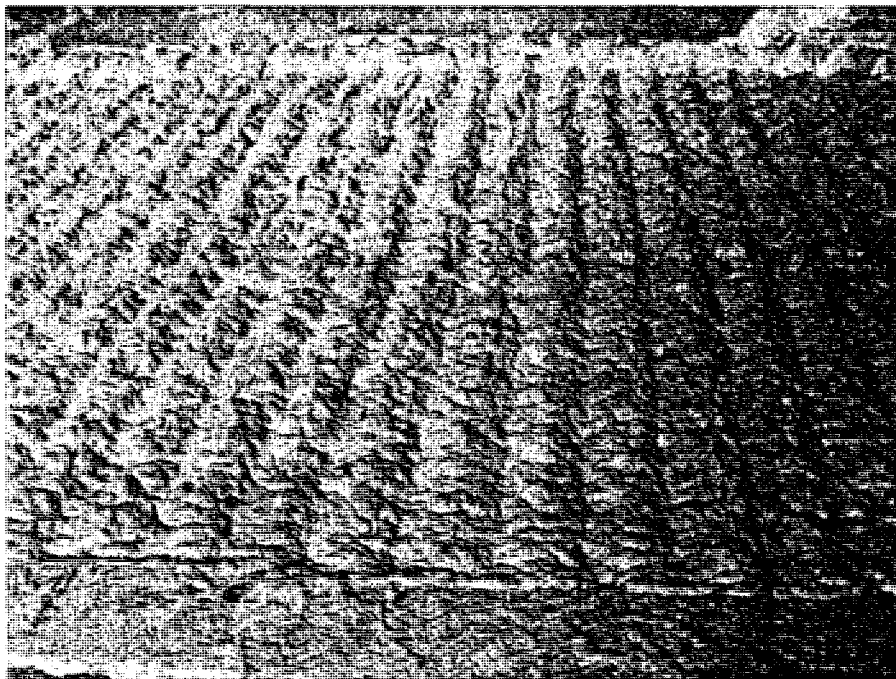


Figure 7-9 Surface nervurée du BFHP50-N – 10 juillet

7.3.6. Caractéristiques et mise en place des bétons

Comme les pré-dalles n'ont pas été fabriquées systématiquement avec des matériaux identiques, la mise en place et la préparation de surface des spécimens variaient en fonction du type de béton. Les sous-sections suivantes décrivent chacune des trois séquences de fabrication chez *Béton Brunet*.

7.3.6.1 Séquence de fabrication # 1

La première séquence de fabrication a eu lieu le 22 mai à l'usine *Béton Brunet* à Valleyfield. Les pré-dalles fabriquées étaient celles en BHP50 et en BFHP50. Les spécimens en BHP50 de cette séquence de fabrication ont servi de spécimens témoins pour mettre au point les essais expérimentaux - d'autres pré-dalles de BHP50 ont été coulées à la troisième séquence (section 7.3.6.3). Les propriétés de béton à l'état frais sont montrées au Tableau 7-5.

Tableau 7-5 Propriétés des bétons frais de la première séquence de fabrication

Gâchée	Matériau	Date Coulée pré-dalle	Masse volumique kg/m^3	Air %
1	BHP50	22-mai	2 420	2.1
2	BFHP50	22-mai	2 410	2.4
Gâchée	Étalement <i>mm</i>	Température pièce °C	Température béton °C	Date Coulée dalle
1	490	12.9	12.2	29 mai
2	390	12.8	12.5	29 mai

La surface des pré-dalles des deux types de bétons a été truellée pour ensuite être vaporisée d'un retardateur de prise. Le mortier non durci a alors été retiré à l'aide d'un jet d'eau puissant environ 18 heures plus tard pour laisser une surface à granulats exposés. Les pré-dalles ont subi une cure thermique jusqu'à ce que les bétons aient atteint la résistance à la compression équivalente à une cure normale de 28 jours. La dalle de BHP50 a été coulée sur la pré-dalle suivant les dates mentionnées au Tableau 7-5, soit sept jours plus tard. La surface des dalles a aussi été truellée.

7.3.6.2 Séquence de fabrication #2

La deuxième séquence de fabrication a eu lieu le 3 juin. Cette fois-ci les pré-dalles fabriquées étaient celles en BFUP120 et les pré-dalles bi-couche. Les propriétés à l'état frais de ces bétons sont au Tableau 7-6. Notons que le BFHP50 a montré un affaissement de 180 mm et un étalement de 300 mm.

Tableau 7-6 Propriétés des bétons à l'état frais de la deuxième séquence de fabrication

Gâchée	Matériau	Date Coulée pré-dalle	Masse volumique <i>kg/m³</i>	Air %
3	BFHP50	3 juin	2 336	2.7
4	BFUP120	3 juin	ND	2.8
Gâchée	Étalement <i>mm</i>	Température pièce °C	Température béton °C	Date Coulée dalle
3	300	20	20	12 juin
4	820	20	32	12 juin

Pour les pré-dalles de type bi-couche, la portion de BFHP50 a été préalablement coulée dans le coffrage sur laquelle la couche de 15 mm de BFUP120 a ensuite été coulée le plus rapidement possible. Autrement dit, la pré-dalle a été coulée à l'envers. Pour obtenir une surface de BFHP50 à granulats exposés, le retardateur de prise a alors été enduit dans le fond du coffrage avant la mise en place du BFHP50. Cette technique a, à quelques zones localisée près, bien fonctionné. En général, le mortier n'a pas durci et a pu être nettoyé 18 heures plus tard. Les zones durcies ont été supprimées au jet de sable.

Les pré-dalles ont subi une cure thermique jusqu'à ce que les bétons aient atteint la résistance à la compression équivalente à une cure normale de 28 jours. La dalle a été coulée sur la pré-dalle suivant les dates mentionnées au Tableau 7-6, soit neuf jours plus tard. La surface des dalles a été truée.

7.3.6.3 Séquence de fabrication #3

La troisième séquence de fabrication a eu lieu le 10 juillet. Les pré-dalles fabriquées étaient en BFHP50-N (interface nervurée) et en BHP50. Les propriétés à l'état frais de ces bétons sont détaillées au Tableau 7-7.

Tableau 7-7 Propriétés des bétons à l'état frais de la troisième séquence de fabrication

Gâchée	Matériau	Date Coulée pré-dalle	Masse volumique kg/m^3	Air %
5	BFHP50	10 juillet	2 395	2.4
6	BHP50	10 juillet	2 390	2.1
Gâchée	Étalement mm	Température pièce $^{\circ}C$	Température béton $^{\circ}C$	Date Coulée dalle
5	ND	24	24	15 juillet
6	490	24	24	15 juillet

La surface des pré-dalles de BFHP50-N a été travaillée à l'aide d'une pièce d'acier de profil nervuré de longueur équivalente à celle du spécimen (voir la Figure 6-1 pour les dimensions des nervures). Le tracé des nervures était dans le sens de la largeur du spécimen. Le résultat a été montré à la Figure 7-9.

Les pré-dalles ont subi une cure thermique jusqu'à ce que les bétons aient atteint la résistance à la compression équivalente à une cure normale de 28 jours. La dalle a été coulée sur la pré-dalle suivant les dates mentionnées au Tableau 7-7, soit cinq jours plus tard. La surface des dalles a aussi été truée.

7.4. ESSAIS SUR LES SYSTÈMES PRÉ-DALLE/DALLES

Les spécimens produits à l'usine de préfabrication ont été livrés à l'École Polytechnique de Montréal afin de procéder aux essais en laboratoire. Comme il a été mentionné précédemment, deux spécimens ont été testés pour chaque type de système de pré-dalle/dalle; un spécimen a été testé en flexion statique et l'autre a subi un chargement cyclique (en fatigue) pour ensuite être testé en fatigue.

Ce chapitre présente la préparation des spécimens, le déroulement des deux types d'essais ainsi que les résultats expérimentaux obtenus.

7.4.1. Préparation des spécimens

Les spécimens ont été peints avec de la peinture au latex blanche diluée à 50% avec de l'eau afin de bien visualiser l'initiation et la propagation de la fissuration devant et sous le spécimen. Ensuite, la longueur, la largeur et l'épaisseur des spécimens ont été notées. L'instrumentation utilisée sera décrite dans les sections suivantes correspondantes au type d'essais effectués.

7.4.2. Essais de flexion statiques sur les systèmes pré-dalle/dalle

7.4.2.1 Description du montage

L'essai flexion statique effectué sur les systèmes pré-dalle/dalles était un essai statique en flexion avec une seule charge à mi-portée. Le système d'appuis utilisé permettait une rotation libre à chaque appui, alors qu'il empêchait les mouvements horizontaux à une extrémité (Figure 7-10 et Figure 7-12). La charge a été appliquée à l'aide d'un vérin d'une capacité de 245 kN relié à un pulsateur qui permettait un chargement statique pour ce type d'essai et, lors de l'essai cyclique, permettait d'effectuer un chargement cyclique. L'essai s'est déroulé en contrôle de charge. Un profilé en acier de type HSS a été installé entre la dalle et la cellule de charge afin de répartir uniformément la charge sur toute la largeur du spécimen (Figure 7-10 et Figure 7-11).

Une cellule de charge a été installée sous le vérin afin d'enregistrer la charge appliquée au système. Quatre capteurs de type LVDT ont été employés pour mesurer les déplacements : la flèche au centre et les tassements aux appuis. Aussi, une jauge de déformation a été installée sur la surface supérieure de la dalle dans le but de connaître les déformations de la fibre comprimée. Pour déterminer si l'interface avait subi de la délamination, trois zones, de part et d'autre du spécimen, ont été instrumentées avec des points repères mécaniques (points DEMEC Figure 7-10). La distance entre les points repères mécaniques variait selon l'épaisseur des pré-dalles et

en fonction de la qualité de finition du béton à l'endroit où devait être installé les points.

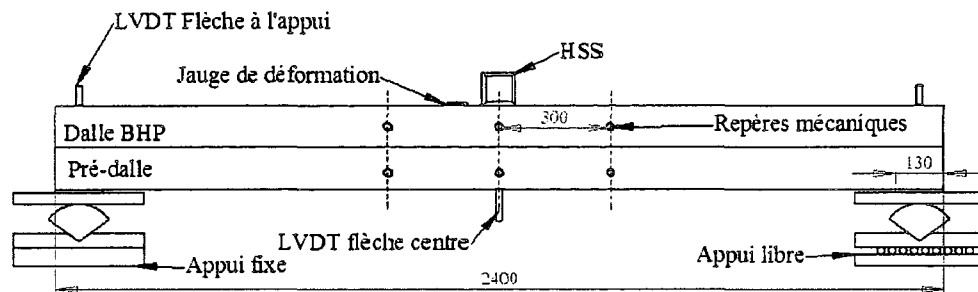


Figure 7-10 Schéma du montage de l'essai de flexion sur système pré-dalle/dalle

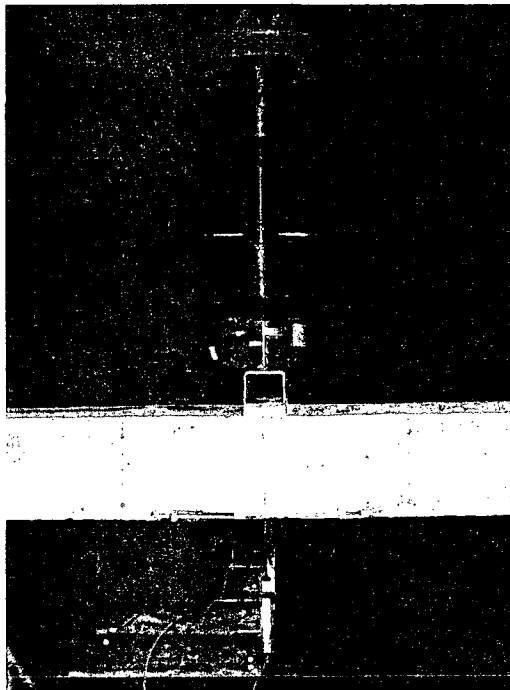


Figure 7-11 Montage expérimental – vérin et cellule de charge

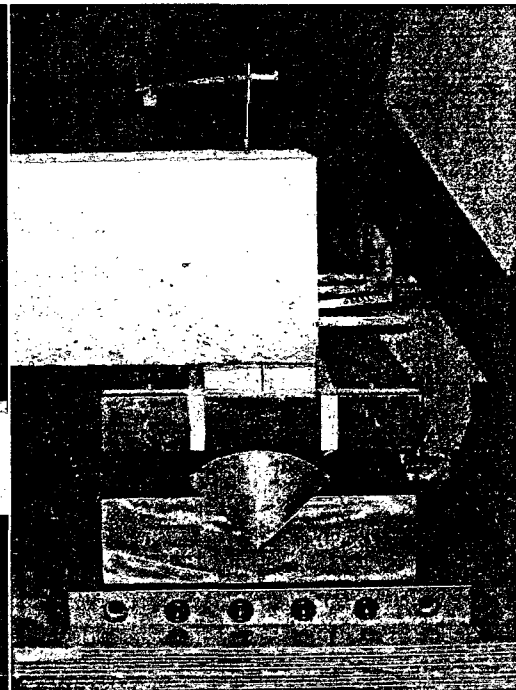


Figure 7-12 Montage expérimental – appui libre

7.4.2.2 Déroulement de l'essai

Le système d'acquisition a enregistré toutes les mesures provenant de l'instrumentation mentionnée à la section précédente au rythme de cinq données à la seconde (5 Hz). Une fois les zéros faits sur tous les instruments, la lecture des points DEMEC et la prise de la photo du montage ont été effectuées manuellement.

Lorsque 25, 50, 75 et 100% de la charge maximale obtenue des analyses par éléments finis ont été atteints, la charge a été stabilisée pour tracer au feutre l'évolution des fissures sur le spécimen, prendre des photos et les lectures des repères mécaniques (points DEMEC). Si la résistance maximale n'avait pas été rejointe lorsque la charge maximale évaluée théoriquement était atteinte, l'essai se poursuivait jusqu'à ce que l'intégrité des instruments soit menacée.

Le protocole expérimental est décrit à l'ANNEXE C.

7.4.3. Essais de fatigue sur les systèmes pré-dalle/dalle

L'essai de fatigue a permis de simuler le passage répétitif d'un camion CL-625 (CSA 2006) sur la dalle de pont. L'objectif de cet essai était de vérifier la résistance résiduelle ainsi que l'intégrité de l'interface des différents systèmes suite à l'application d'un certain nombre de chargements cycliques; les résultats ont été comparés à ceux découlant des essais de flexion statique. Dans ce programme expérimental, il a aussi été question d'évaluer la perte de rigidité des systèmes suite à l'application d'un chargement exceptionnel que pourrait subir une dalle de pont. Cette charge a également permis de vérifier si l'interface entre la pré-dalle et la dalle avait été affectée suite au chargement exceptionnel, la délamination de l'interface étant un événement à proscrire. Nous avons donc appliqué cette charge importante à mi-temps de l'essai cyclique.

Le nombre de cycles appliqués découle des travaux d'Anne Bélanger (Bélanger 2000). D'après les essais en fatigue effectués par l'auteure sur des dalles en béton armé et en béton renforcé de fibres, la rigidité des dalles se stabilisait généralement

un peu avant 1 000 000 cycles. Nous avons donc décidé d'appliquer 1 000 000 de cycles aux spécimens.

7.4.3.1 Description du montage

Le montage utilisé pour les essais de fatigue était le même que celui pour les essais de flexion statique (Figure 7-10). Toutefois, l'instrumentation a différé légèrement; les flèches aux appuis n'ont pas été enregistrées pour simplifier la procédure d'essai.

7.4.3.2 Déroulement de l'essai

Un chargement cyclique, au rythme de 250 cycles par minute (environ 4 Hz), a été appliqué aux spécimens, celui-ci variant entre une charge minimale P_{min} , et une charge maximale P_{max} (Figure 7-13). Cette variation a été maintenue pendant 500 000 cycles. Ensuite, le chargement exceptionnel P_0 a été imposé aux spécimens avant de poursuivre l'essai jusqu'à un total de 1 000 000 cycles (Figure 7-13). L'explication et le détail de calcul des charges P_{min} , P_{max} et P_0 se trouvent dans les sections suivantes. Ces charges sont aussi montrées sommairement au Tableau 7-8.

La lecture des repères mécaniques (points DEMEC) a été effectuée avant, pendant le chargement exceptionnel (à 25, 50 75 et 100% de la charge P_0) et à la fin de l'essai en fatigue. Il en a été de même pour la prise de photo et le tracé des fissures. Lorsque les 1 000 000 de cycles ont été achevés, le système a été déchargé et amené à la rupture tel qu'exécuté lors de l'essai en flexion statique (chapitre 7.4.2)

Le protocole complet de l'essai de fatigue est détaillé à l'ANNEXE C.

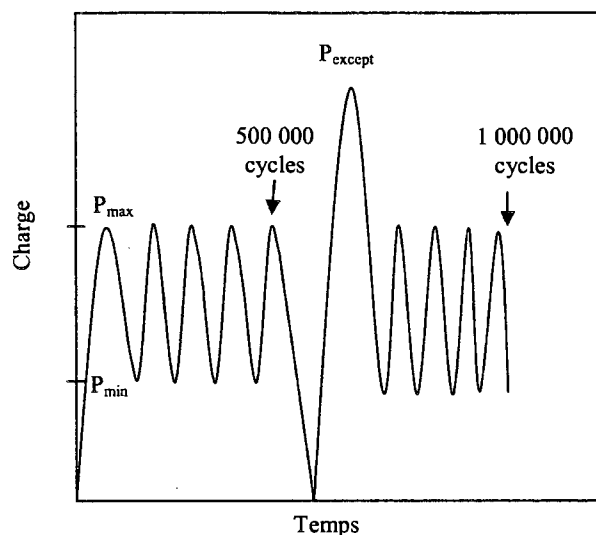


Figure 7-13 Chargements appliqués en fonction du temps de l'essai de fatigue

7.4.3.3 Détermination de P_0

La charge P_0 correspond à un chargement exceptionnel que pourrait subir une section de la dalle de pont. Ce chargement doit permettre de fissurer suffisamment le spécimen afin d'étudier le comportement d'un système pré-dalle/dalle où la pré-dalle est considérablement fissurée et/ou l'interface est endommagée.

À la section 4.2, nous avons démontré le calcul du moment pondéré causé par les charges sur les pré-dalles de 3.0 m de portée. Comme la charge vive due au camion CL-625 est basée sur l'analyse par éléments finis du pont modèle ($l=3.0m$), nous avons conservé ce moment, mais lui avons retranché le poids mort de la pré-dalle et de la dalle puisque ceux-ci sont déjà présents lors des essais de flexion.

Le moment hyperstatique (continu d'une dalle à l'autre) dû au bitume est calculé en le posant égal à 80% du moment isostatique tel que démontré à l'équation (7.1) (Massicotte 2005). À l'équation (7.2), le calcul du moment pondéré dû aux charges

est repris pour le système pré-dalle/dalle en considérant une pré-dalle de 100 mm d'épaisseur et l'ajout du poids du bitume (couche de 65 mm).

$$M_B = 0.80 \times \frac{wl^2}{8} = 0.80 \times \frac{(\gamma_B \times h_B)l^2}{8} \quad (7.1)$$

$$M_B = 0.80 \times \frac{\frac{23.5 \text{ kN}}{\text{m}^3} \times 0.065 \text{ m} \times (3.0 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_B = 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

où γ_B : Poids volumique du bitume
 h_B : Épaisseur de la couche de bitume
 l : Portée

$$M_f = \alpha_D D + 1.50B + 1.70L \quad (7.2)$$

$$M_f = \alpha_{D_{\text{pré-dalle}}} M_{D_{\text{pré-dalle}}} + \alpha_{D_{\text{dalle}}} M_{D_{\text{dalle}}} + 1.50M_B + 1.70M_L$$

$$M_f = \underbrace{1.1 \times 2.2 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} + 1.2 \times 2.7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} + 1.50 \times 1.4 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}_{7.8 \text{ kN} \cdot \text{m/m}} + \underbrace{1.70 \times 33.0 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}_{56.1 \text{ kN} \cdot \text{m/m}}$$

$$M_f = 63.9 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

où D : Charge morte*
 B : Charge due à la couche d'usure (7.1)
 L : Charge vive ($M_{CL-625} = 33.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$)†
 α_D : Coefficient de pondération de la charge morte

* Ces charges sont calculées à la section 4.2.2

† Le moment produit par le camion CL-625 est démontré à la section 4.5.

$$\alpha_{D_{pr\acute{e}-dalle}} = 1.1$$

$$\alpha_{D_{dalle}} = 1.2$$

Le facteur de pondération de la charge vive α_L inclut un facteur de croissance de 20% (Massicotte et Picard 2000) pour tenir compte de l'augmentation des chargements des camions dans le temps. Ce facteur a été retranché pour obtenir la charge exceptionnelle actuelle :

$$M_0 = \frac{(M_L)_f}{1.2} \quad (7.3)$$

Notons que lors de l'essai de flexion statique et de fatigue les spécimens avaient une largeur de 0.5 m et leur poids propre est déjà effectif. L'équation (7.4) montre le calcul de la charge exceptionnelle P_0 employée lors de ces essais. L'épaisseur de la pré-dalle dans ce calcul a été fixée à 70 mm, soit environ l'épaisseur moyenne des pré-dalles étudiées dans cette partie du travail.

$$M_0 = \left[\left\{ \frac{(M_L)_f}{1.2} + (M_D)_f \right\}_{L=3.0m} - \left\{ (M_{pré-dalle})_f + (M_{dalle})_f \right\}_{L=2.4m} \right] \quad (7.4)$$

$\times 0.5 \text{ m}$

$$M_0 = \left[\left\{ \frac{56.1}{1.2} + 7.8 \right\} kN \cdot \frac{m}{m} - \left\{ \underbrace{\left(1.1 \times \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 0.07 \text{ m} \times (2.4 \text{ m})^2}{8} \right)}_{1.3 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}} + \underbrace{\left(1.2 \times \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 0.155 \text{ m} \times (2.4 \text{ m})^2}{8} \right)}_{3.2 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}} \right\} \right] \times 0.5 \text{ m}$$

$$M_0 = 25.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$P_0 = \frac{4 \times M_0}{L} = \frac{4 \times 25.0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{2.4 \text{ m}}$$

$$\boxed{P_0 = 41.7 \text{ kN}}$$

7.4.3.4 Détermination de P_{max}

La charge maximale P_{max} subit en fatigue par la dalle de pont était celle due au passage répétitif d'un camion de design ($M_L=33.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$). L'équation (7.5) montre la combinaison de charge employée pour l'état limite en fatigue.

$$M_{max} = 1.00D + 1.00L \quad (7.5)$$

où D : Charge morte

L : Charge vive

Comme pour la détermination de P_0 , avec la portée du pont modèle de 3.0 m, nous avons soustrait la contribution des poids propres de la pré-dalle et de la dalle et avons ajouté celui du bitume, mais cette fois-ci pondéré avec la combinaison à l'état limite en fatigue. Ce calcul se trouve ci-dessous pour un spécimen de 0.5 m de largeur.

$$M_{max} = \left\{ 1.00 \left[\left(M_{D_{pré-dalle}} + M_{D_{dalle}} + M_B \right)_{L=3.0m} - \left(M_{D_{pré-dalle}} + M_{D_{dalle}} \right)_{L=2.4m} \right] + 1.00M_L \right\} \times 0.5m \quad (7.6)$$

$$M_{max} = \left\{ (4.9 + 1.4)kN \cdot \frac{m}{m} - \left(\frac{24 kN \cdot m^3 \times 0.225 m \times (2.4 m)^2}{8} \right)_{3.9 kN \cdot m/m} kN \cdot \frac{m}{m} + 1.00 \times 33.0 kN \cdot \frac{m}{m} \right\} \times 0.5m$$

$$M_{max} = 17.7 kN \cdot m$$

$$P_{max} = \frac{4 \times M_{max}}{L} = \frac{4 \times 17.7 kN \cdot m}{2.4 m} = 29.5 kN$$

$$\boxed{P_{max} = 29.5 kN}$$

7.4.3.5 Détermination de P_{min}

La charge minimale devait correspondre au cas où le chargement dû au passage du camion était absent et où seul le poids du bitume était repris par le système. Cette

charge étant minime, le système de chargement utilisé pour l'essai en fatigue ne permettait pas de descendre la charge à des valeurs aussi faibles. Aussi, la norme canadienne des ponts exige, à l'état limite en fatigue, que l'écart de contraintes induites dans les barres d'armature soit inférieur à 125 MPa. Ainsi, en se basant sur le calcul théorique du béton armé, Anne Bélanger (Bélanger 2000) a stipulé que l'écart de chargement ΔP permettant cet écart de contrainte dans l'armature devait être fixé à $0.28P_{f\ net}$. $P_{f\ net}$ correspond à la charge découlant du moment pondéré en fatigue (combinaison de l'équation (7.5)) auquel le poids de la pré-dalle et de la dalle ont été enlevés (voir le calcul de l'équation (7.7)). L'auteure a toutefois démontré que pour vérifier adéquatement l'efficacité des fibres, cet écart devait être augmenté à $0.40P_{f\ net}$. L'équation (7.8) montre le calcul menant à l'obtention de P_{min} basé sur cet écart de contraintes.

$$M_{f\ net} = \left[\{M_f\}_{L=3.0m} - \left\{ (M_{pré-dalle})_f + (M_{dalle})_f \right\}_{L=2.4m} \right] \times 0.5\ m \quad (7.7)$$

$$M_{f\ net} = \left[63.9\ kN \cdot \frac{m}{m} - \left\{ \frac{24 \frac{kN}{m^3} \times 0.225\ m \times (2.4\ m)^2}{8} \right\}_{3.9\ kN \cdot m/m} \right] \times 0.5\ m$$

$$M_{f\ net} = 30.0\ kN \cdot m$$

$$P_{f\ net} = \frac{4 \times M_0}{L} = \frac{4 \times 30.0\ kN \cdot m}{2.4\ m}$$

$$\boxed{P_{f\ net} = 50.0\ kN}$$

$$\Delta P = P_{max} - P_{min} = 0.40P_{f\ net} \quad (7.8)$$

$$P_{min} = P_{max} - 0.40P_{f\ net}$$

$$P_{min} = 29.0\ kN - 0.40 \times 49.6\ kN$$

$$\boxed{P_{min} = 9.2\ kN}$$

Tableau 7-8 Charge exceptionnelle, maximale et minimale

Charge	
P_0	41.7 kN
P_{max}	29.5 kN
P_{min}	9.2 kN

7.5. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Cette section présente les résultats expérimentaux des essais de flexion en condition statique et en fatigue effectués sur les systèmes pré-dalle/dalles. Des photographies des essais de flexion se trouvent à l'ANNEXE F.

Pendant les essais en condition statique, l'ouverture des fissures a été vérifiée afin de noter le plus précisément possible le moment où le critère de durabilité allait être atteint. Ce critère correspondait à une ouverture de fissure maximale de 0.2 mm à la fibre inférieure de la pré-dalle à l'état limite de service (Figure 7-14). Dans les graphiques de résultats expérimentaux des sections suivantes, ce moment est schématisé par une croix. Sur ces mêmes figures, nous retrouvons des annotations indiquant les moments de conception à l'état limite de service (ÉLS) et l'état limite à l'ultime (ÉLU).

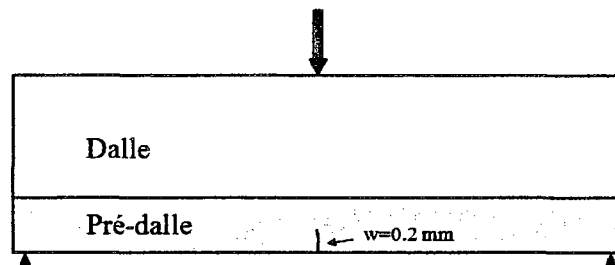


Figure 7-14 Critère d'ouverture de fissures maximale en service

7.5.1. BHP50

Cette section présente les résultats expérimentaux provenant des essais en conditions statique et cyclique sur les systèmes pré-dalle/dalles BHP50.

Les propriétés des différents matériaux sont montrées au Tableau 7-9. Notons que les propriétés de l'acier ont été déduites de la courbe contrainte-déformation obtenue d'essais de traction effectués sur les mêmes barres d'armatures qu'utilisées dans la fabrication des spécimens.

Tableau 7-9 Propriétés des matériaux

Pré-dalle BHP50		Dalle BHP50		Acier	
f_t	2.2 MPa	f_t	2.0 MPa	f_y	450 MPa
f'_c	47.3 MPa	f'_c	48.0 MPa	f_u	650 MPa
E_c	34.4 GPa	E_c	32.0 GPa	E_s	182 GPa
ν	0.220	ν	0.219		

La Figure 7-15 montre les deux courbes expérimentales de l'essai de flexion statique du système pré-dalle/dalle comportant une pré-dalle de BHP50. Elle démontre que les deux systèmes de pré-dalle/dalles ont atteint une résistance d'au moins

95 kN.m/m pour une flèche de 50 mm, soit une résistance bien supérieure au 61.9 kN.m/m exigé à l'ÉLU. Le comportement des deux spécimens est resté dans le domaine élastique jusqu'à environ 30 kN.m/m. Ensuite, la pré-dalle a fissuré et la courbe tend vers le moment résistant fourni par les barres d'armatures d'environ 95 kN.m/m.

La différence de comportement du spécimen *Fatigue + Statique* est probablement due à l'épaisseur plus importante de ce dernier ainsi qu'aux échéances différentes des essais (Tableau 7-10). En effet, seulement quelques millimètres supplémentaires sont suffisant pour augmenter la résistance du système, particulièrement si cela modifie le bras de levier de l'armature. Le Tableau 7-10 montre aussi que l'âge des pré-dalles et des dalles était supérieur lors des essais avec fatigue. De plus, l'application de 1 000 000 de cycles ainsi qu'un chargement exceptionnel au spécimen *Fatigue + Statique* n'a pas affecté sa résistance maximale (Figure 7-15).

L'apparition de la première fissure visible à l'œil nu à la fibre inférieure de la pré-dalle du spécimen *Statique* est survenue vers 35.3 kN.m/m. De même, le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm a été atteint à 40.0 kN.m/m. Le critère est donc survenu à un moment plus grand que le moment de conception à l'état limite de service (ELS) du système pré-dalle/dalle de 34.4 kN.m/m. À 43.3 kN.m/m, la première fissure initiée dans la pré-dalle s'était propagée sur toute sa hauteur et a gagné toute la hauteur de la dalle vers 93.5 kN.m/m.

Le spécimen *Fatigue + Statique* a fissuré lors de l'application des premiers 500 000 cycles – deux petites fissures sur l'avant du spécimen. À l'application du chargement exceptionnel (47.1 kN.m/m) de nouvelles fissures sont apparues. En conséquence, lors de l'essai statique le critère d'ouverture de fissure a été rejoint seulement à 18.2 kN.m/m. De nouvelles fissures sont survenues seulement lors de l'application de 50% de la charge maximale calculée de l'essai statique, soit à 48.0 kN.m/m.

Le graphique de la flèche correspondant à un cycle de chargement - variant de la charge minimale à la charge maximale et revenant à la charge minimale – est tracé à la Figure 7-16. De cette figure, il ressort que le chargement cyclique et le chargement exceptionnel ont peu affecté la rigidité du spécimen. En effet, la variation de l'amplitude de la flèche était négligeable au cours des cycles. La faible variation des valeurs de la flèche maximale et minimale suite au chargement exceptionnel est due au déchargement du spécimen entre ce chargement et la poursuite des 500 00 derniers cycles. Cette variation de plus ou moins 0.5 mm se situe à l'intérieur de la précision de la technique de mesure de l'instrumentation, elle est donc négligeable.

Tableau 7-10 Moments maximaux expérimentaux du BHP50

Spécimen	Moment maximal <i>kN.m/m</i>	Épaisseur <i>mm</i>	Âge pré-dalle <i>jours</i>	Âge dalle <i>jours</i>
Statique	95	225	25	20
Fatigue +Statique	97	227	42	37
Moyenne	96	226		

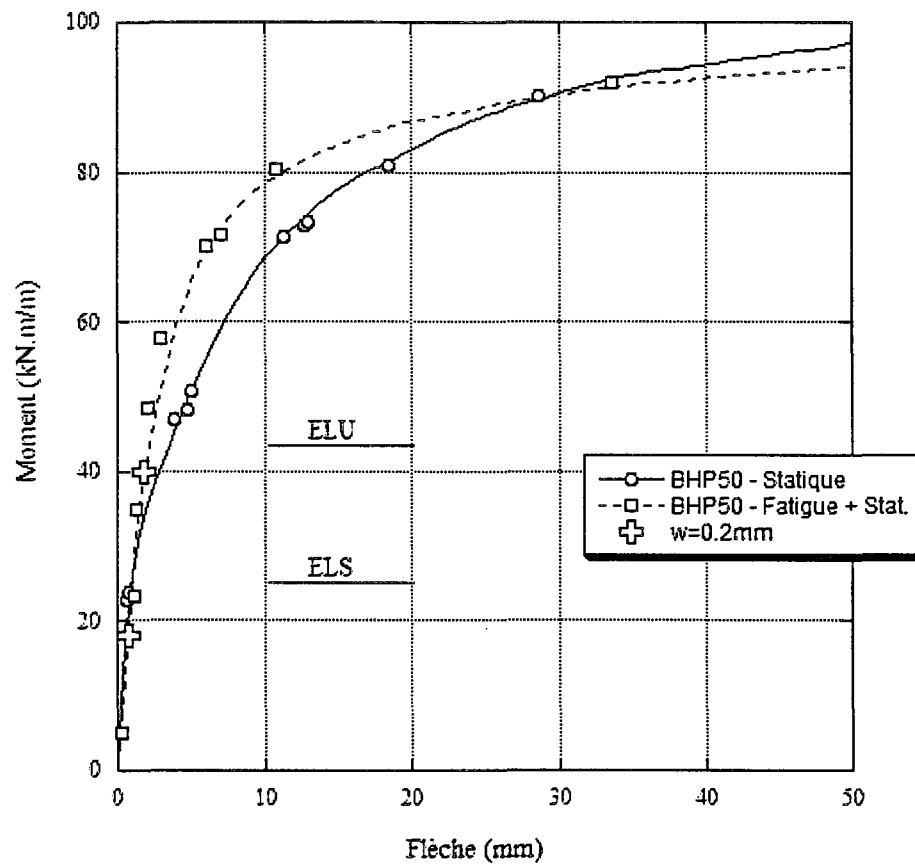


Figure 7-15 Résultats expérimentaux du BHP50

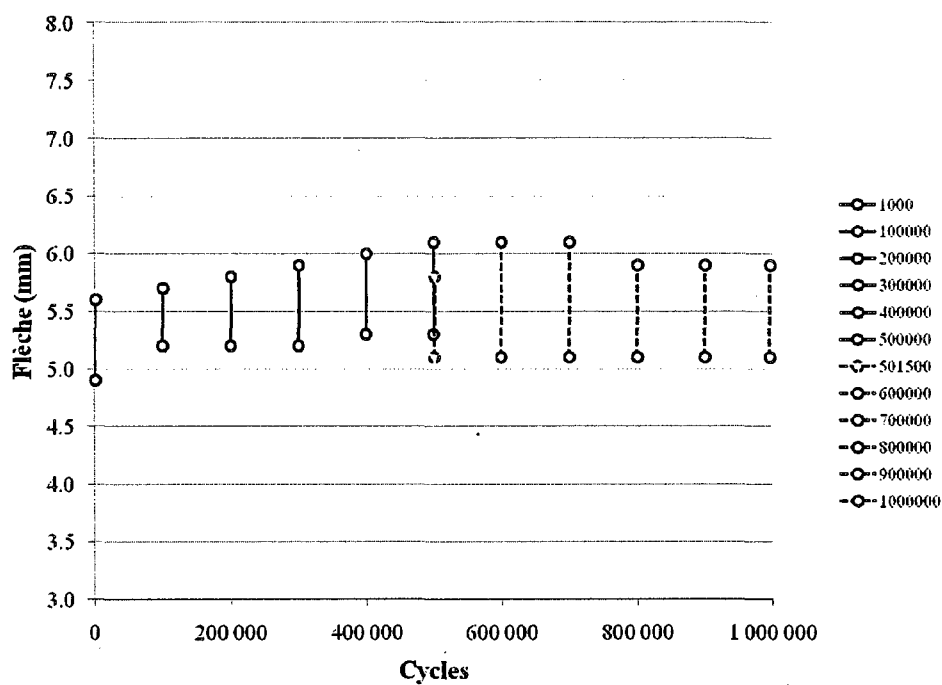


Figure 7-16 Flèche en fonction des cycles de chargement du BHP50

7.5.2. BFHP50 et BFHP50-N

Les résultats entourant les systèmes possédant une pré-dalle de BFHP50, dont la surface était à granulats exposés ou nervurée, sont réunis dans la même section puisqu'ils n'ont pas différé considérablement. Les quatre courbes expérimentales se trouvent à la Figure 7-17.

Les propriétés des matériaux sont au Tableau 7-11. Notons que la résistance à la traction était identique pour les deux types de systèmes. Toutefois, la résistance à la compression du BFHP50 était très légèrement inférieure à celle du BFHP50-N.

Tableau 7-11 Propriétés des matériaux

	Pré-dalle BFHP50	Pré-dalle BFHP50-N	Dalle BHP50	Acier
f_t	2.8 MPa	2.8 MPa	2.0 MPa	f_y 450 MPa
f'_c	47.8 MPa	45.6 MPa	48 MPa	f_u 650 MPa
E_c	29.3 GPa	32.0 GPa	32.0 GPa	E_s 182 GPa
ν	0.219	0.220	0.219	

Le Tableau 7-12 et la Figure 7-17 montrent bien que le moment maximal moyen du BFHP50 de 104 kN.m/m n'a pas vraiment été supérieur à celui du BFHP50-N de 96 kN.m/m. De la Figure 7-17, nous avons constaté que la phase élastique des spécimens de BFHP50 (BFHP50 et BFHP50-N) s'est terminée au même moment que ceux du BHP50 (section 7.5.1), soit vers 30 kN.m/m. Nous voyons aussi sur cette figure que la courbe de tous les spécimens tend vers un même moment d'environ 100 kN.m/m. L'essai du *BFHP50-N – Fatigue + Statique* a pris fin plus tôt pour l'intégrité de l'instrumentation située sous le spécimen. Le Tableau 7-12 montre aussi l'âge des pré-dalles et des dalles lors des essais en laboratoire. Nous constatons que les systèmes avec nervures sont plus jeunes de deux mois que ceux sans nervures.

La première fissure visible à l'œil nu du spécimen *BFHP50 - Statique* s'est initiée à environ 63.8 kN.m/m, soit à un moment deux fois plus important que le moment à l'état limite de service du système de 34 kN.m/m et supérieur à celui à l'état limite ultime (61.9 kN.m/m). Le critère d'ouverture de fissures de 0.2 mm n'a été atteint qu'à 77.5 kN.m/m, survenant lui aussi à un moment supérieur à l'ÉLU.

Pour le spécimen *BFHP50 – Fatigue + Statique*, la fissuration est survenue lors des 500 000 premiers cycles de chargement. Le spécimen était donc déjà fissuré avant l'application du chargement exceptionnel. Lors de l'essai statique sur ce spécimen,

le critère d'ouverture de fissure est arrivé à 65.0 kN.m/m, soit encore une fois à un moment supérieur que ceux à l'état limite de service et ultime.

Pour le spécimen *BFHP50-N – Statique*, la fissuration a débuté à 34.2 kN.m/m. À 39.9 kN.m/m, le critère d'ouverture de fissure a été atteint, soit plus tard que le moment de conception à l'état limite de service de 34 kN.m/m.

L'apparition des fissures s'est produite lors du chargement exceptionnel pour le spécimen *BFHP50-N – Fatigue + Statique*. Le critère d'ouverture de fissure a été atteint en condition statique à 76.4 kN.m/m, un moment nettement supérieur aux moments de conception ÉLS et ÉLU.

Tableau 7-12 Moments maximaux expérimentaux du BFHP50 et BFHP50-N

Spécimen	Moment maximal <i>kN.m/m</i>	Épaisseur <i>mm</i>	Âge pré-dalle <i>jours</i>	Âge dalle <i>jours</i>
BFHP50 – Statique	106	227	92	85
BFHP50 – Fatigue et Statique	102	226	98	91
Moyenne BFHP50	104	227		
BFHP50-N – Statique	96	227	39	34
BFHP50-N – Fatigue et Statique	96	226	33	28
Moyenne BFHP50-N	96	227		

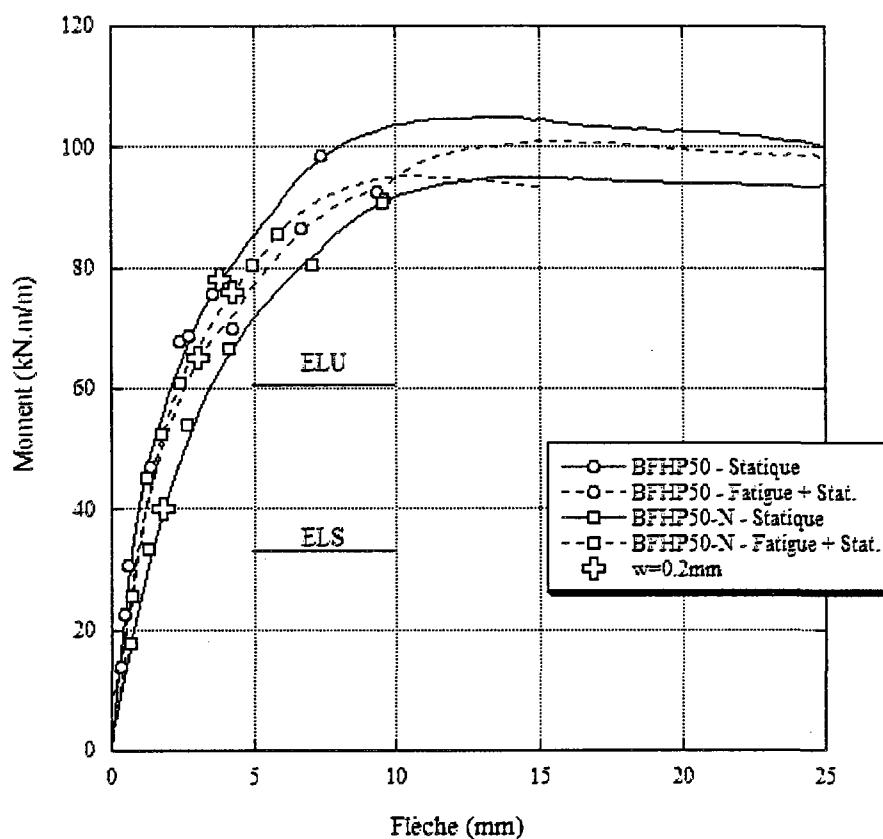


Figure 7-17 Résultats expérimentaux du BFHP50-T et BFHP50-N

Le graphique de la flèche correspondant à un cycle de chargement donné - variant de la charge minimale à la charge maximale et revenant à la charge minimale - est tracé à la Figure 7-18 pour le BFHP50 et à la Figure 7-19 pour le BHP50-N. De ces figures il ressort que l'application des cycles de chargement et du chargement exceptionnel ne semble pas affecter la rigidité des deux types de systèmes. En effet, la variation de l'amplitude de la flèche est négligeable au cours des cycles. La faible variation des valeurs de la flèche maximale et minimale suite au chargement

exceptionnel est due au déchargement du spécimen entre ce chargement et la poursuite des 500 00 derniers cycles. Cette variation de plus ou moins 0.5 mm se situe à l'intérieur de la précision de la technique de mesure de l'instrumentation, elle est donc négligeable.

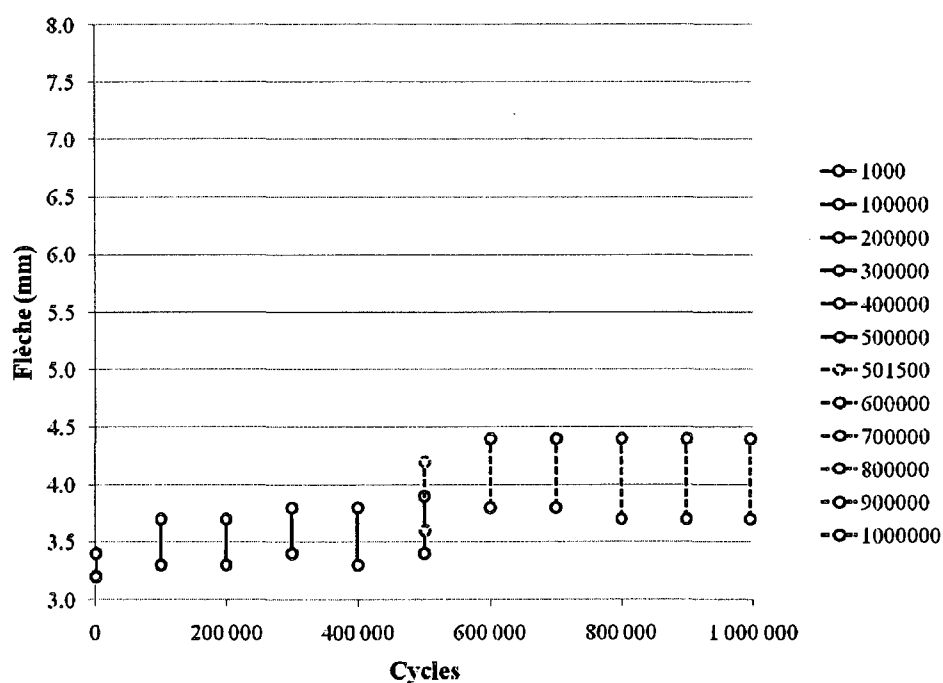


Figure 7-18 Flèche en fonction des cycles de chargement du BFHP50

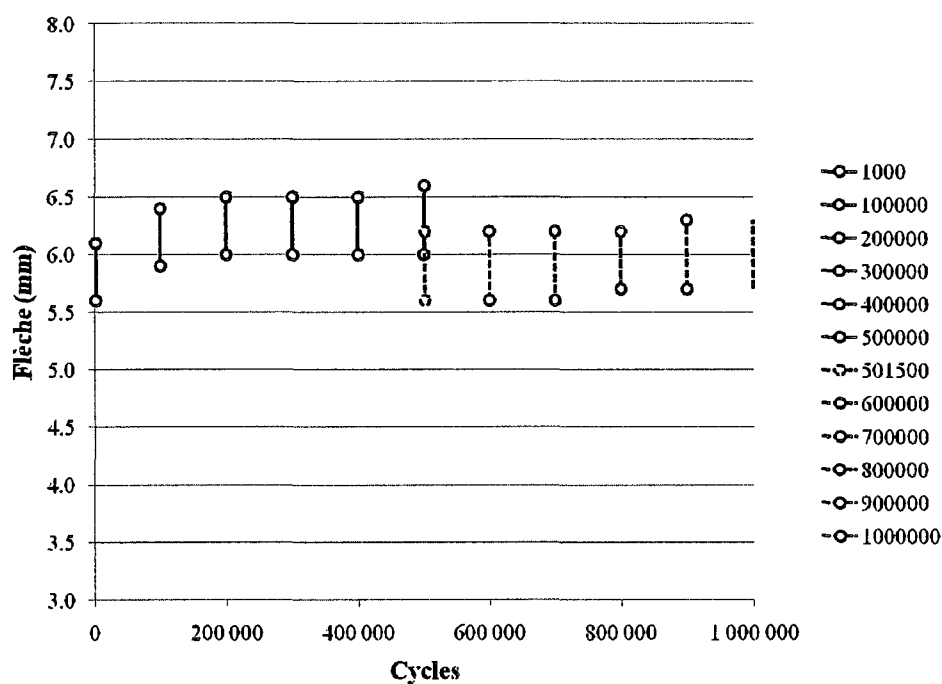


Figure 7-19 Flèche en fonction des cycles de chargement du BFHP50-N

7.5.3. BFUP120

Les courbes expérimentales du BFUP120 sont montrées à la Figure 7-20. Cette figure démontre bien que le chargement cyclique et le chargement exceptionnel n'ont pas affecté la résistance maximale des systèmes de BFUP120. En effet, les moments maximaux atteints sont similaires, soit de 129 kN.m/m pour le spécimen testé uniquement en statique et de 130 kN.m/m pour celui qui a subi le chargement cyclique. Ces moments, ainsi que l'âge des pré-dalles et de dalles lors des essais en laboratoire, sont présentés au Tableau 7-16. Les propriétés des matériaux sont au Tableau 7-15.

Pour le spécimen *BFUP120 - Statique*, quelques fissures sont apparues dans le BHP50 vers 97 kN.m/m, sans que la fissuration n'aie été initiée dans le BFUP120. Lorsque des microfissures sont survenues dans le BFUP120, non loin du moment résistant maximal de 129 kN.m/m, elles se sont propagées très rapidement provoquant une rupture de type fragile. Le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm a été atteint immédiatement avant la rupture du système.

Pour le spécimen *BFUP120 - Fatigue + Statique*, il y eu initiation de la microfissuration sous le spécimen à seulement 50% de la charge maximale, soit à 65 kN.m/m. La fissuration est donc survenue une fois que les moments de conception aux états limites de service et à l'ultime ont été satisfaits. Lorsque la fissuration a été initiée dans la pré-dalle, la rigidité du système a diminué. Le changement de pente de la courbe *BFUP120 - Fatigue + Statique* sur la Figure 7-20 démontre bien ce changement de rigidité. Le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm n'a été atteint qu'à 123 kN.m/m, soit à un moment deux fois plus grand que celui de conception à l'état limite ultime de 61.9 kN.m/m.

Notons que les stabilisations des courbes observées à différents niveaux de chargement sur la Figure 7-20 sont dues à la mise en pause du chargement pour l'identification des fissures en cours d'essais.

Tableau 7-13 Moment maximal expérimental du BFUP120

Spécimen	Moment maximal kN.m/m	Épaisseur mm	Âge pré- dalle jours	Âge dalle jours
BFUP120 – Statique	129	227	86	77
BFUP120 – Fatigue + Statique	130	228	59	50
Moyenne	137	228		

Tableau 7-14 Propriétés des matériaux

Pré-dalle BFUP120		Dalle BHP50		Acier	
f_t	6.2 MPa	f_t	2.2 MPa	f_y	450 MPa
f'_c	101.7 MPa	f'_c	54 MPa	f_u	650 MPa
E_c	31.8 GPa	E_c	32.0 GPa	E_s	182 GPa
ν	0.204	ν	0.220		

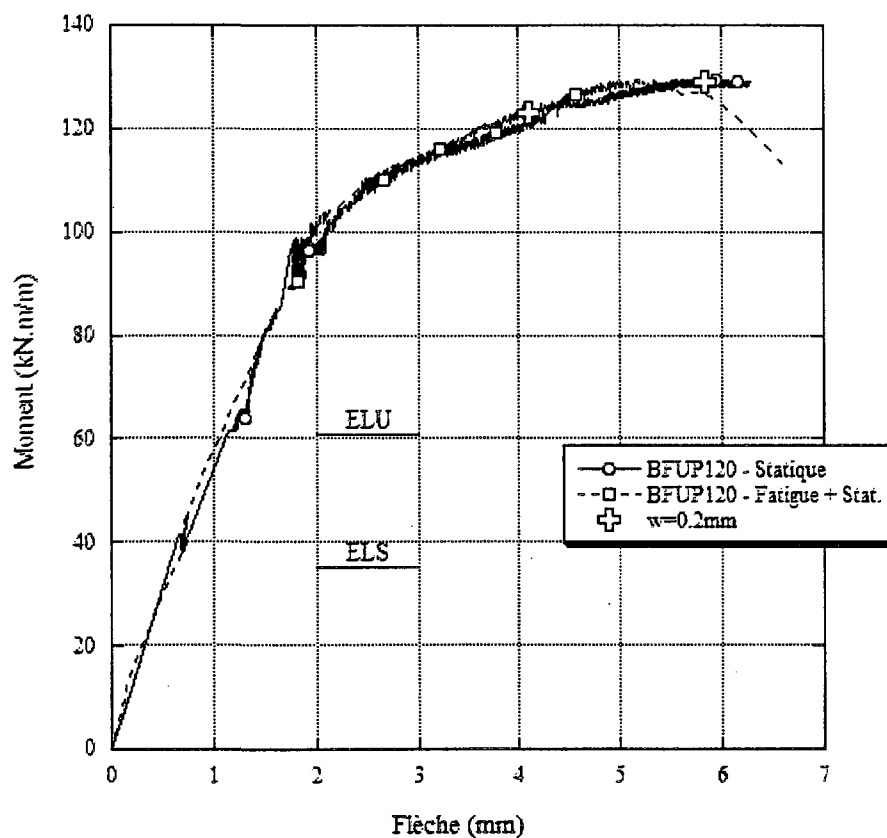


Figure 7-20 Résultats expérimentaux et théorique du BFUP120

Selon la Figure 7-21, les cycles de chargement et l'application du chargement exceptionnel ne semblent pas avoir affecté la rigidité du système – l'amplitude de la variation de la flèche est similaire tout au long de l'essai. La faible variation des valeurs de la flèche maximale et minimale suite au chargement exceptionnel est due au déchargement du spécimen entre ce chargement et la poursuite des 500 000 derniers cycles. Cette variation de plus ou moins 0.5 mm se situe à l'intérieur de la précision de la technique de mesure de l'instrumentation, elle est donc négligeable.

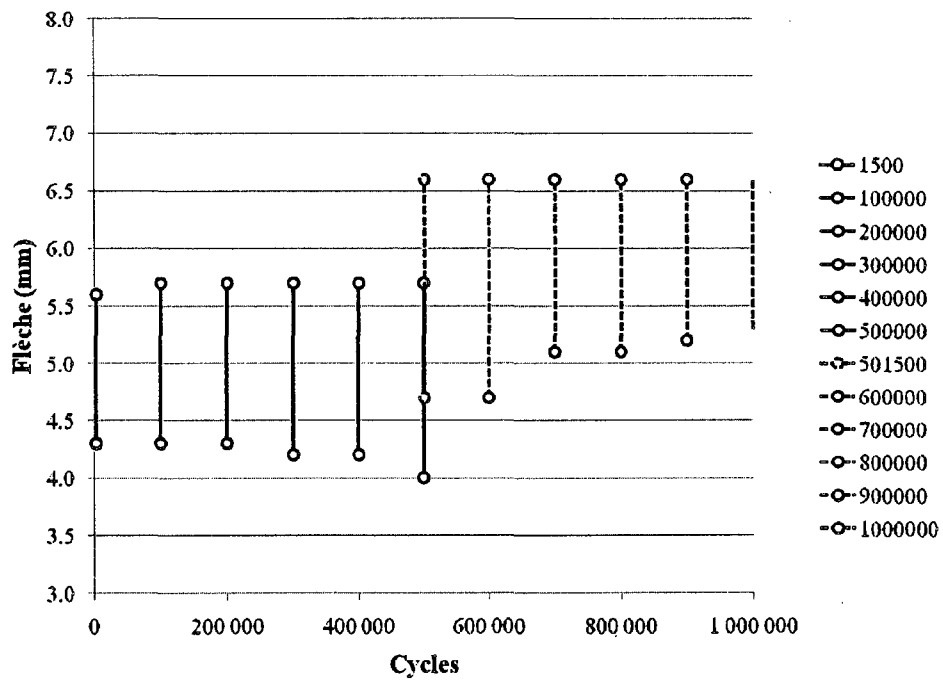


Figure 7-21 Flèche en fonction des cycles de chargement du BFUP120

7.5.4. Bi-couche

La Figure 7-22 montre les résultats expérimentaux des systèmes comportant une pré-dalle de type bi-couche BFUP120-BFHP50 et une dalle de BHP50. Les propriétés des matériaux sont montrées au Tableau 7-15. Le moment maximal moyen expérimental est de 126 kN.m/m pour une flèche d'environ 7 mm. Les moments maximaux des spécimens sont définis au Tableau 7-16. Notons que lorsque le BFUP120 a fissuré sur toute sa hauteur, la couche de BFHP50 et la dalle de BHP50 étaient déjà très fissurées et la résistance des spécimens a chuté brusquement.

Tableau 7-15 Propriétés des matériaux

Pré-dalle bi-couche		Dalle BHP50		Acier	
BFUP120		BFHP50			
f_t	6.2 MPa	3.2 MPa	2.2 MPa	f_y	450 MPa
f_c'	101.7 MPa	48.5 MPa	54 MPa	f_u	650 MPa
E_c	31.8 GPa	30.8 GPa	32.0 GPa	E_s	182 GPa
ν	0.204	0.239	0.220		

Le spécimen *BFUP120-BFHP50 - Statique* montre une résistance légèrement inférieure, mais il est fort probable que cette différence soit due à l'épaisseur du système plus faible plutôt qu'à l'application du chargement cyclique.

Pour le spécimen *BFUP120-BFHP50 - Statique*, aucune fissure visible à l'œil nu n'est apparue avant 93.5 kN.m/m, moment où est survenue la première fissure simultanément dans la couche de BHP50 et BFHP50. Les premières fissures sont donc survenues bien au-delà des moments de conception à l'état limite de service (34 kN.m/m) et ultime (61.9 kN.m/m). La rupture du système s'est produite lorsque la couche de BFUP120 était fissurée sur toute sa hauteur. Notons que quand cette fissure s'est propagée jusqu'à l'interface BFUP120-BFHP50, elle a localement aussi causé sa délamination. Le critère d'ouverture de fissures maximale de 0.2 mm a été atteint immédiatement avant la rupture, soit à 129 kN.m/m.

La première fissure est apparue à 102.6 kN.m/m dans la couche de BFUP120 du *BFUP120-BFHP50 – Fatigue + Statique*. Quant au critère d'ouverture de fissure, il a été atteint à 110.6 kN.m/m, soit un moment deux fois plus grand que le moment à l'état limite ultime.

Tableau 7-16 Moments maximaux expérimentaux du bi-couche

Spécimen	Moment maximal <i>kN.m/m</i>	Épaisseur <i>mm</i>	Âge pré-dalle <i>jours</i>	Âge dalle <i>jours</i>
BFUP120-BFHP50 – Statique	129	229	42	33
BFUP120-BFHP50 – Fatigue + Statique	123	225	51	42
Moyenne	126	227		

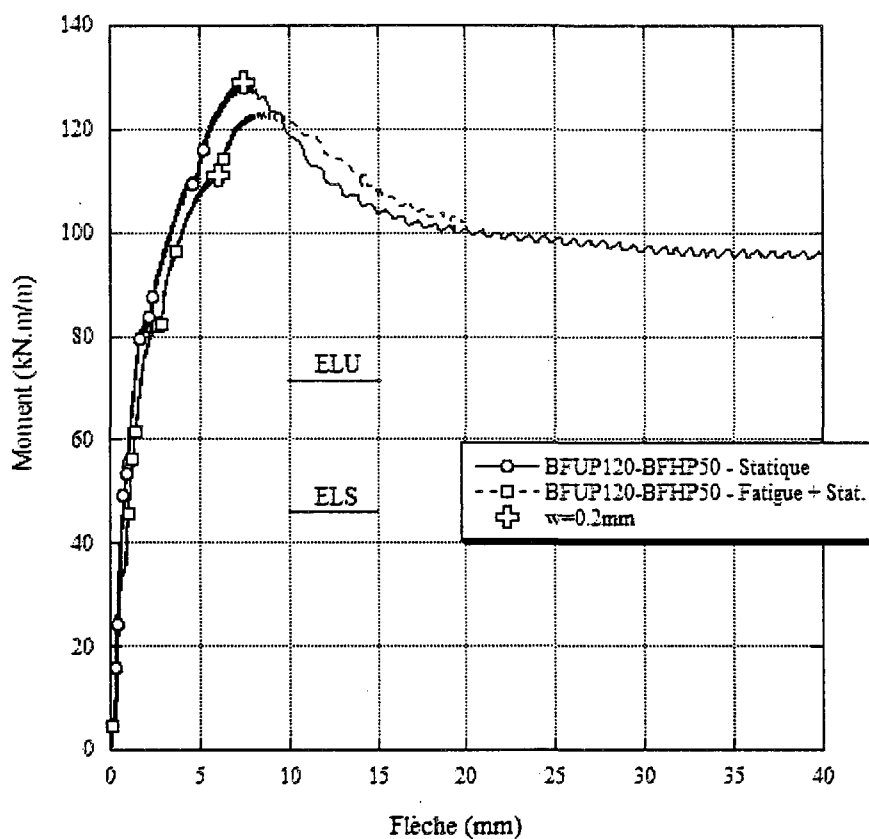


Figure 7-22 Résultats expérimentaux du Bi-couche

Selon la Figure 7-23, aux alentours de 400 000 cycles la rigidité du système semble avoir été sérieusement modifiée. Cette rigidité a été conservée suite au chargement exceptionnel et aucune fissure n'a été constatée au courant de l'essai cyclique. Nous pensons donc que la variation de l'amplitude de la flèche est attribuable à l'instrumentation et considérons que le chargement cyclique n'a finalement pas affecté la rigidité du système. Cette explication est conforme au fait que le spécimen

testé en fatigue a présenté le même comportement que celui en statique (Figure 7-22).

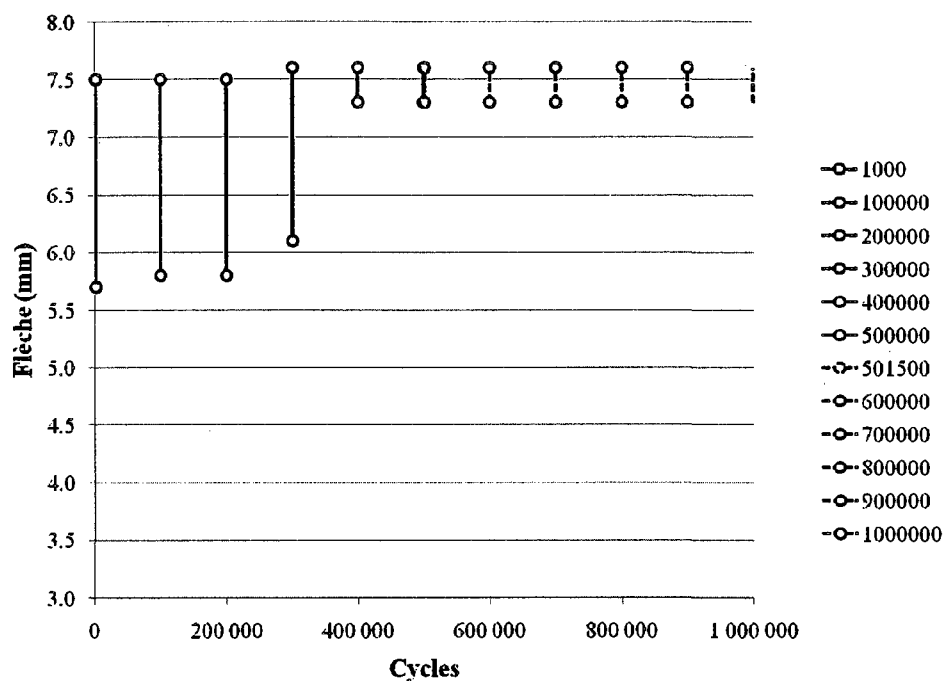


Figure 7-23 Flèche en fonction des cycles de chargement du Bi-couche

7.6. RÉSULTATS NUMÉRIQUES

Afin de vérifier les résultats expérimentaux découlant des essais de flexion décrits et analysés précédemment, des modèles numériques pour chaque type de systèmes fabriqués ont été étudiés. Le logiciel ATENA (Cervenka 2002) a été utilisé pour effectuer ces analyses.

7.6.1. Modèle numérique

Les propriétés des bétons employées dans les modèles numériques sont celles présentées au Tableau 7-9 pour le BHP50, au Tableau 7-11 pour le BFHP50, au

Tableau 7-14 pour le BFUP120 et au Tableau 7-15 pour le bi-couche BFHP50-BFUP120. Par contre, ces modèles visaient cette fois-ci à représenter l'essai de flexion avec une portée de 2.4 m. La Figure 7-24 montre le modèle numérique du système comportant une pré-dalle de BHP50 utilisé dans ATENA. Les deux appuis du modèle permettaient la rotation aux extrémités, mais un des deux appuis interdisait les déplacements horizontaux (celui de gauche sur la Figure 5-31). Les plaques d'acier utilisées sous le point d'application de la charge et aux appuis ont aussi été modélisées. La Figure 7-24 présente aussi un agrandissement de la condition d'appui à une des extrémités du modèle, les conditions de chargements appliquées à mi-portée de la pré-dalle ainsi que le maillage employé de 10mm x 10mm. Les lois de comportement et les types de matériau utilisés dans les modèles sont les mêmes que ceux de modélisation des pré-dalles expliqués à la section 5.4.5. Dans cette section, il est aussi possible de voir une sortie graphique d'un modèle dans ATENA.

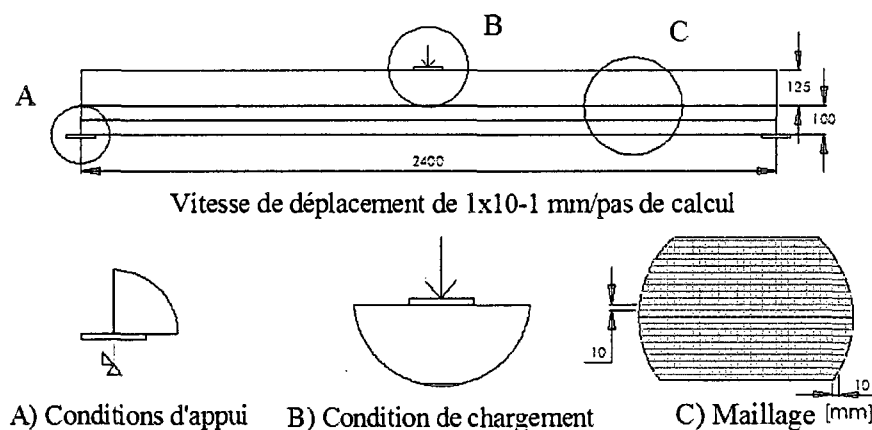


Figure 7-24 Modèle numérique utilisé dans ATENA (BHP50)

Un retrait a été appliqué aux deux éléments du système (pré-dalle et dalle) avant le chargement statique pour mieux représenter l'état de contraintes initial des spécimens. Les valeurs de retrait étaient identiques à celles employées pour les pré-dalles seules (valeurs et références à la section 5.4). Notons qu'un retrait a aussi été

appliqué à la dalle, soit le retrait de $-802 \mu\text{e}$ du BHP50. Comme pour la phase sur les pré-dalles, ces valeurs nous ont semblé être un peu élevées. D'ailleurs le retrait des pré-dalles des systèmes pré-dalle/dalles n'aurait pas dû être identique à celui des pré-dalles seules. En effet, la coulée de la dalle de BHP50 sur la pré-dalle après seulement sept jours atténue le retrait de séchage du béton de la pré-dalle. Aussi, les pré-dalles et les systèmes de cette phase de recherche ont subi une cure thermique, ce qui permet aussi de diminuer le retrait (Cheyrezy et Behloul 2001). Toutefois, les modèles numériques ont été analysés avec les mêmes valeurs de retrait que pour les pré-dalles seules et les résultats présentés dans cette section n'ont pas été modifiés (voir chapitre 5). La modélisation des systèmes pré-dalle/dalles n'est donc pas tout à fait exacte, toutefois elle donne une très bonne prédiction de leur comportement. Les conclusions de cette section n'en sont pas influencées.

Aussi, comme mentionné aux recommandations de la section 6.4, l'interface entre la pré-dalle et la dalle de tous les types de système a été représenté par une connexion rigide parfaite. Les résultats expérimentaux ont ainsi été mieux représentés puisque, suite à la vérification des mesures effectuées avec les repères mécaniques (points DEMEC), les déplacements verticaux au niveau de l'interface étaient nuls.

7.6.2. Résultats

Dans les sections suivantes, les courbes théoriques ont été ajoutées à celles expérimentales. Il sera aussi mention du moment de fissuration de la pré-dalle et de la dalle. Il est alors nécessaire de mentionner ici à quelle ouverture de fissure nous faisons référence. Il est évident que pendant les essais en laboratoire, lorsqu'il était question d'apparition de fissuration, elle devait être visible à l'œil nu. Toutefois, il a été possible grâce aux modèles numériques de déterminer le moment où apparaît une certaine ouverture de fissure donnée. Dans notre cas, nous avons recherché, en nous basant sur les définitions de Katrin Habel (Habel 2004), une ouverture de fissure de $50 \mu\text{m}$ dans la pré-dalle et la dalle, soit une fissure dont la propagation est amorcée dans le mortier et visible à l'œil nu (Tableau 7-17).

La Figure 7-25 schématise les deux circonstances étudiées, soit l'instant où la première fissure de 50 μm est survenue à la fibre inférieure de la pré-dalle et celui où cette même ouverture a été observée dans le BHP50 de la dalle. Ces deux circonstances sont indiquées sur les graphiques des résultats expérimentaux et théoriques des sections suivantes. Sur ces figures, se trouvent aussi des annotations indiquant les moments de conception à l'ÉLS et l'ÉLU.

Tableau 7-17 Définition des types de fissures (Habel 2004)

Type	Ouverture	Nature
Pré-microfissures	$w < 1\mu\text{m}$	Dans la pâte de ciment durci
Microfissures	$1\mu\text{m} \leq w < 40 \text{ à } 50\mu\text{m}$	À l'interface mortier-agrégats
Macrofissures	$w \geq 40 \text{ à } 50\mu\text{m}$	Propagation dans le mortier
Fissures réelles	$w \geq 300 \text{ à } 400\mu\text{m}$	Aucune contrainte dans la matrice

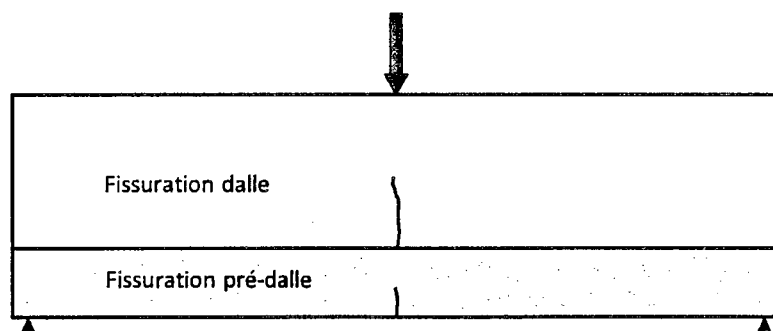


Figure 7-25 Explication des zones d'apparition de la fissuration

7.6.2.1 BHP50

Comme dans la phase de travail sur les pré-dalles, un retrait de $-802\mu\text{e}$ a été appliqué au modèle, et ce, au béton de la pré-dalle et de la dalle. Cette valeur de retrait nous a semblé, après réflexion, être un peu élevée. Cependant, les analyses numériques ont été faites avec ces valeurs et les résultats présentés dans cette section

n'ont pas été modifiés. Notons qu'en surestimant le retrait des bétons, nous diminuons la résistance maximale pouvant être fournie par les systèmes – nous sommes donc plus sécuritaire.

Les propriétés des matériaux sont rappelées au Tableau 7-18. Notons qu'une fonction multilinéaire a été utilisée pour représenter le comportement contrainte-déformation de l'acier des barres d'armatures. Cette fonction est montrée à la Figure 7-26. Les points de cette courbe ont été obtenus d'essais de traction effectués sur les barres d'armatures employées lors de la fabrication des spécimens.

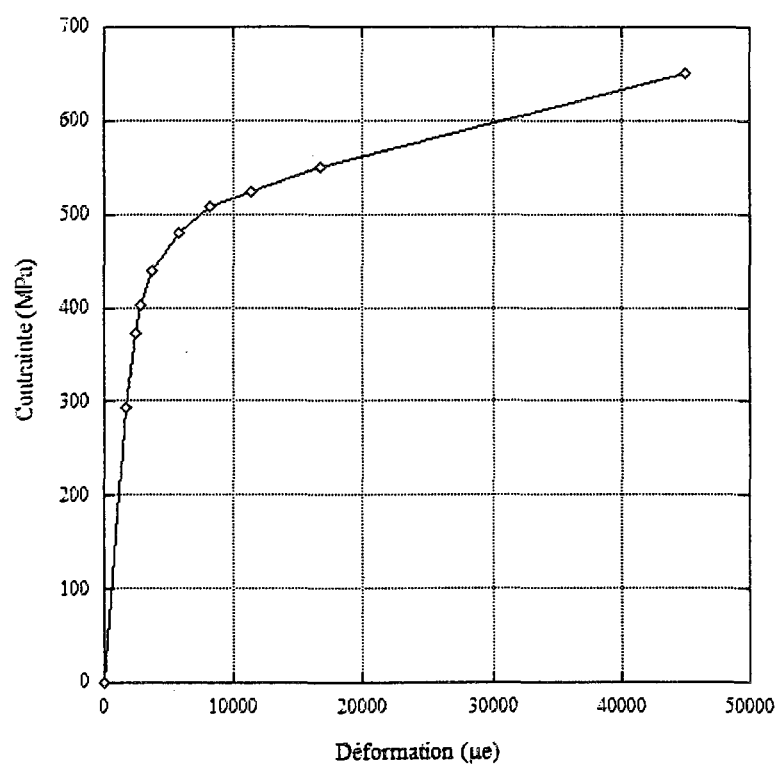


Figure 7-26 Fonction multilinéaire de l'acier des armatures

Tableau 7-18 Propriétés des matériaux du modèle numérique

Pré-dalle BHP50		Dalle BHP50		Acier	
f_t	2.2 MPa	f_t	2.0 MPa	f_y	450 MPa
f'_c	47.3 MPa	f'_c	42.0 MPa	f_u	650 MPa
E_c	34.4 GPa	E_c	32.0 GPa	E_s	182 GPa
ν	0.220	ν	0.219		

La Figure 7-27 démontre bien la corrélation entre les courbes moment-flèche expérimentales et celle théorique dans la phase élastique, soit jusqu'à 30 kN.m/m environ. Toutefois, suite à la fissuration de la pré-dalle, le modèle numérique ne reproduit pas exactement le comportement du système. Pour parvenir à ce résultat, il a d'ailleurs fallu réduire l'épaisseur de la pré-dalle à 98 mm et celle de la dalle à 122 mm, pour un système pré-dalle/dalle d'une hauteur de 220 mm plutôt que de 225 mm. Ces épaisseurs ont été modifiées suite à la difficulté de reproduire les résultats expérimentaux. En fait, les mesures des épaisseurs avaient été prises sur les surfaces extérieures des spécimens avant les essais de flexion. Cependant, une fois les spécimens testés, il nous a été possible de mesurer l'épaisseur réelle de la pré-dalle et de la dalle à mi-portée des systèmes. Notons que l'épaisseur de la pré-dalle avait été posée égale à la profondeur des coffrages puisqu'aucune mesure n'avait été prise avant la coulée de la dalle chez *Béton Brunet*. Ces changements de valeur d'épaisseurs nous a donc permis de mieux reproduire le comportement du système entre 30 kN.m/m et 85 kN.m/m. Ensuite, les efforts de traction tendaient à être repris en majorité par l'armature et le comportement des trois courbes semble concorder à nouveau.

La Figure 7-27 montre aussi que la résistance maximale de 95 kN.m/m du modèle théorique est similaire à celles expérimentales. La plastification des barres d'armature arrive selon le logiciel ATENA à 78 kN.m/m.

L'apparition de fissures de 50 μm d'ouverture à la fibre inférieure de la pré-dalle est survenue à 41 kN.m/m dans le modèle numérique. Ce moment est supérieur à celui de conception à l'état limite de service (ELS) du système pré-dalle/dalle de 34.4 kN.m/m. Le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm a été atteint à 53 kN.m/m, soit au moins 13 kN.m/m plus tard que ce que nous avons observé expérimentalement. En effet, lors des essais en condition statique, le critère d'ouverture de fissure a été rencontré vers 40.0 kN.m/m. La première fissure de 50 μm est survenue dans la dalle de BHP50 à seulement 53 kN.m/m.

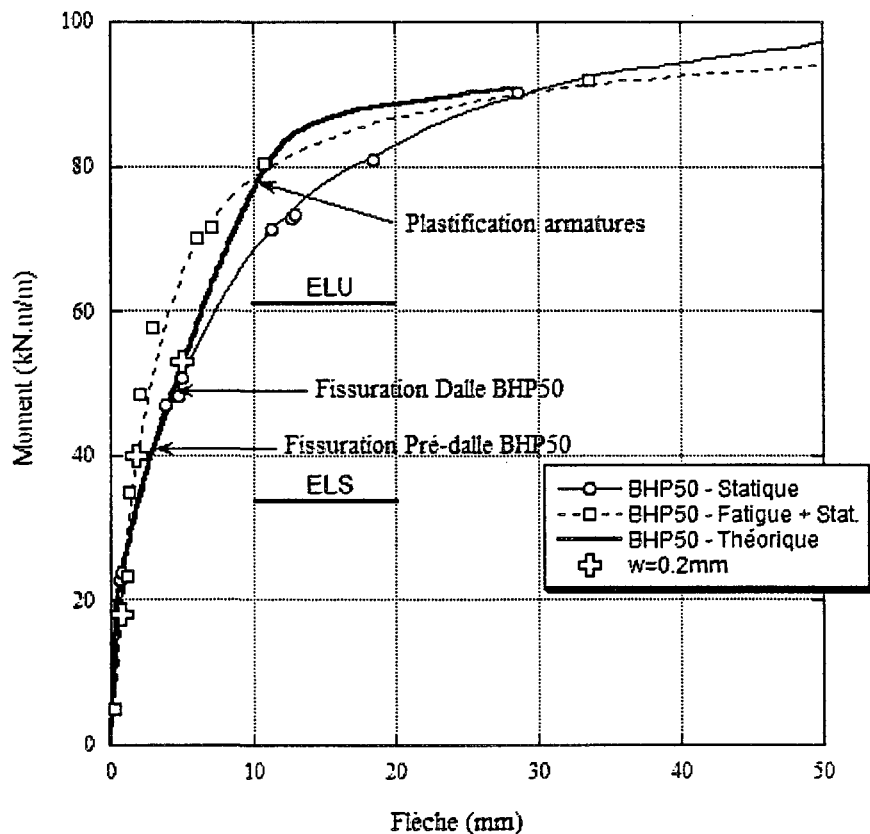


Figure 7-27 Résultats expérimentaux et théorique du BHP50

7.6.2.2 BFHP50 et BFHP50-N

Des valeurs de retrait de $-959 \mu\text{e}$ et de $-802 \mu\text{e}$ ont respectivement été appliquées aux BFHP50 et au BHP50 des modèles numériques. Ces valeurs nous ont semblé, après réflexion, être un peu élevées. Cependant, les analyses numériques ont été faites avec ces valeurs et les résultats présentés dans cette section n'ont pas été modifiés. Les propriétés des matériaux sont montrées au Tableau 7-19. Notons que, comme dans le cas du BHP50, une fonction multilinéaire a été employée dans le logiciel par éléments fini ATENA pour représenter le comportement de l'armature (Figure 7-26).

Tableau 7-19 Propriétés des matériaux

	Pré-dalle BFHP50	Pré-dalle BFHP50-N	Dalle BHP50	Acier
f_t	2.8 MPa	2.8 MPa	2.0 MPa	f_y 450 MPa
f'_c	47.8 MPa	45.6 MPa	48 MPa	f_u 650 MPa
E_c	29.3 GPa	32.0 GPa	32.0 GPa	E_s 182 GPa
ν	0.219	0.220	0.220	

Le comportement des systèmes de BFHP50 et BFHP50-N a été reproduit avec un seul modèle numérique. La Figure 7-28 montre bien la corrélation entre les différentes courbes jusqu'à la fissuration de la dalle de BHP50. Ensuite, l'analogie entre le comportement des spécimens et celui du modèle numérique diffère un peu, la dalle de BHP50 du modèle semble plus rigide qu'en réalité. Ils ont toutefois atteint un moment maximal semblable environnant les 100 kN.m/m.

Selon le modèle numérique, des fissures de $50 \mu\text{m}$ sont survenues respectivement dans la pré-dalle et la dalle à 105 kN.m/m et 89 kN.m/m, soit à des moments beaucoup plus importants que le moment à l'état en service du système de 34 kN.m/m et à l'ultime de 61.9 kN.m/m (Figure 7-17). Selon le modèle numérique, le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm n'a été atteint qu'à 113 kN.m/m. Ce

critère a été atteint beaucoup plus tôt expérimentalement (voir les croix sur la Figure 7-28).

Notons aussi que lorsque la pré-dalle a fissuré, le moment est resté stable pour une augmentation graduelle de la flèche jusqu'à ce que la plastification des armatures soit survenue. Ensuite, l'ouverture des fissures a augmenté jusqu'au critère de durabilité. Peu après l'atteinte d'une fissuration de 0.2 mm dans la pré-dalle du modèle, les calculs du logiciel n'arrivaient pas à converger et l'analyse a été arrêtée.

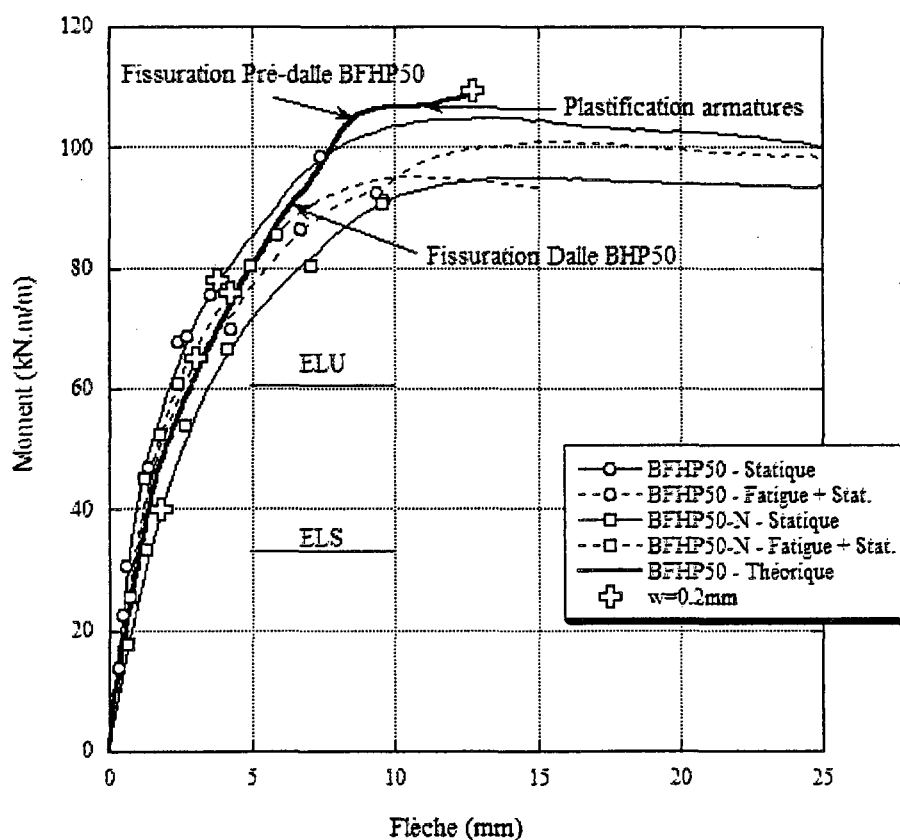


Figure 7-28 Résultats expérimentaux et théorique du BFHP50 et BFHP50-N

7.6.2.3 BFUP120

Des valeurs de retrait de $-258 \mu\epsilon$ (voir section 5.4.4) et de $-802 \mu\epsilon$ ont respectivement été appliquées au BFUP120 et au BHP50 des modèles numériques. Les propriétés des matériaux sont montrées au Tableau 7-20. Une fonction multilinéaire a été employée dans le logiciel par éléments fini ATENA pour représenter le comportement de l'armature (Figure 7-26).

Tableau 7-20 Propriétés des matériaux

Pré-dalle BFUP120		Dalle BHP50		Acier	
f_t	6.2 MPa	f_t	2.2 MPa	f_y	450 MPa
f'_c	101.7 MPa	f'_c	54 MPa	f_u	650 MPa
E_c	31.8 GPa	E_c	32.0 GPa	E_s	182 GPa
ν	0.204	ν	0.220		

La Figure 7-29 démontre la corrélation entre le comportement des spécimens testés en laboratoire et celui du modèle numérique. Toutefois, la rigidité du modèle numérique est légèrement supérieure à celle des spécimens précédant la fissuration de la dalle de BHP50. Ensuite la corrélation entre les courbes est plutôt juste jusqu'à la rupture.

Dans le modèle numérique, les premières fissures sont apparues dans le BHP50 vers 109 kN.m/m. Une ouverture de fissure de $50 \mu\text{m}$ est survenue dans le BFUP120 non loin du moment résistant maximal, soit à 122 kN.m/m juste après la plastification des armatures qui a été prédite à 121 kN.m/m par ATENA. Selon le modèle numérique, le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm a été atteint à la résistance maximale. Ensuite, les calculs ne convergeaient plus.

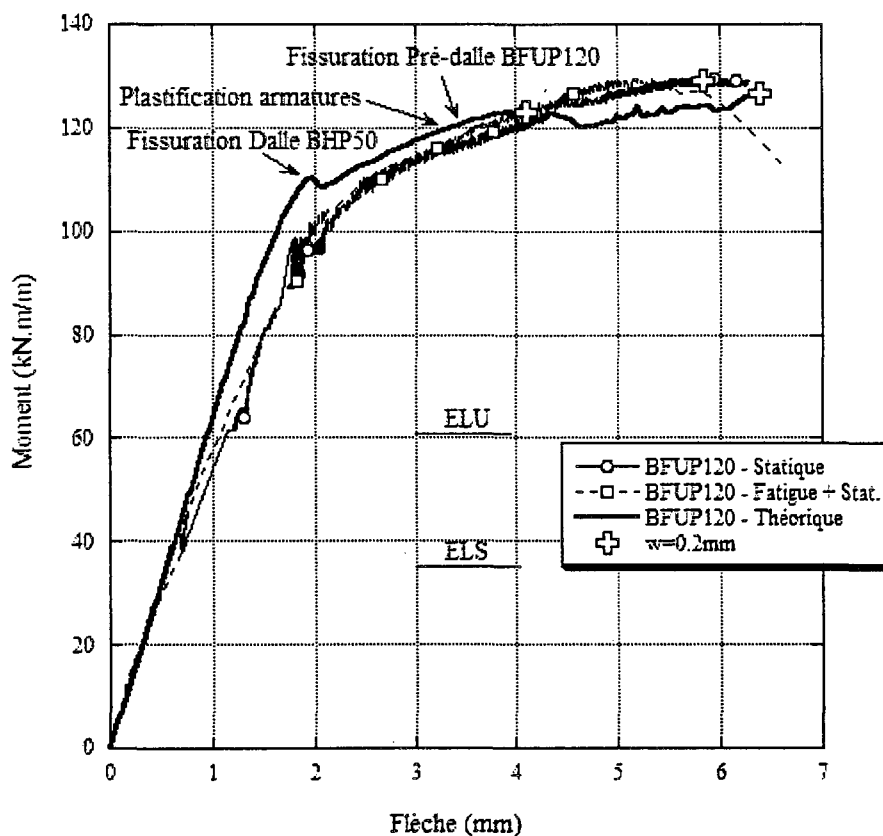


Figure 7-29 Résultats expérimentaux et théorique du BFUP120

7.6.2.4 Bi-couche

Des retraits de $-258 \mu\epsilon$, de $-959 \mu\epsilon$ et de $-802 \mu\epsilon$ ont respectivement été appliqués aux BFUP120, BFHP50 et BHP50 du modèle numérique (voir les sections 5.4.1, 5.4.2 et 5.4.4). Les propriétés des matériaux sont énumérées au Tableau 7-21. Une fonction multilinéaire a été employée dans le logiciel par éléments fini ATENA pour représenter le comportement de l'armature (Figure 7-26).

Tableau 7-21 Propriétés des matériaux

Pré-dalle bi-couche		Dalle BHP50		Acier	
BFUP120		BFHP50			
f_t	6.2 MPa	3.2 MPa	2.2 MPa	f_y	450 MPa
f'_c	101.7 MPa	48.5 MPa	54 MPa	f_u	650 MPa
E_c	31.8 GPa	30.8 GPa	32.0 GPa	E_s	182 GPa
ν	0.204	0.239	0.220		

La Figure 7-30 montre les résultats expérimentaux et théoriques du système bi-couche. Cette figure prouve que le modèle numérique a très bien représenté les résultats expérimentaux.

La première fissure du modèle numérique est survenue à 104 kN.m/m simultanément dans la couche de BHP50 et de BFHP50, soit très près de celui rencontré pour le spécimen testé uniquement en statique de 93.5 kN.m/m décrit à la 7.5.4. Le système bi-couche a donc répondu théoriquement aux états limites de service et ultime.

À la Figure 7-30, nous remarquons que la courbe du modèle numérique suit parfaitement celle du spécimen testé en statique uniquement. Le moment où est atteint le critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm est même identique (129 kN.m/m). D'ailleurs ce fut le dernier point fournit par l'analyse numérique. Outre ce moment, les calculs ne convergeaient plus et l'analyse a dû être arrêtée.

La fissuration des couches de BFHP50 et BHP50 vers 104 kN.m/m semble avoir très peu affecté la rigidité du système puisque le changement de pente est à peine perceptible sur la Figure 7-30. À 122 kN.m/m, la couche de BFUP120 de la pré-dalle a fissuré et la plastification des barres d'armature n'a pas tardé (129 kN.m/m).

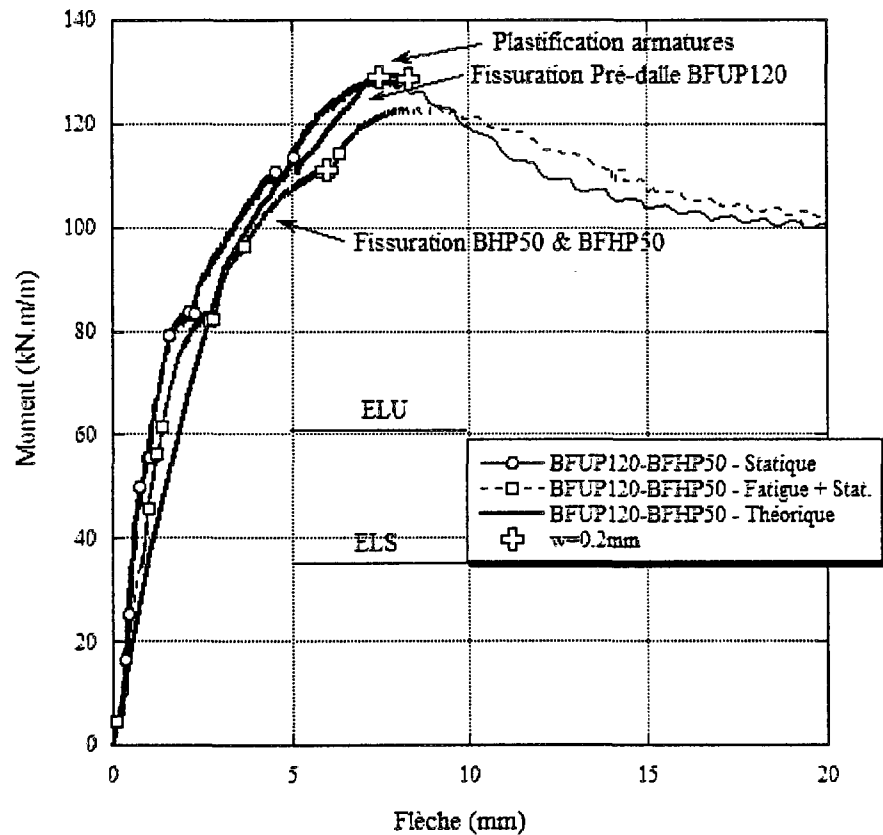


Figure 7-30 Résultats expérimentaux et théorique du système bi-couche

7.7. DISCUSSION

Dans ce chapitre, nous analysons les résultats expérimentaux et théoriques exposés aux sections précédentes. Cette analyse se divise en quatre parties : le comportement en condition statique, en condition cyclique, la délamination de l'interface pré-dalle/dalle et la modélisation numérique.

7.7.1. Comportement en condition statique

La Figure 7-31 démontre que l'ensemble des systèmes pré-dalle/dalles ont atteint un moment résistant d'au moins 95 kN.m/m pour une flèche supérieure à 25 mm, soit une résistance bien supérieure au 62 kN.m/m exigé à l'ÉLU. Les valeurs des moments maximaux respectifs aux différents systèmes sont montrées au Tableau 7-22.

Pour les systèmes fabriqués avec du béton renforcé de fibres, nous avons observé une augmentation marquée de la rigidité, c'est-à-dire que pour un même moment résistant à l'ÉLS et l'ÉLU, la flèche était nettement inférieure. Cette amélioration de la rigidité est associée à la contribution des fibres qui cousent les fissures et apportent une meilleure résistance en condition fissurée. Cette contribution à la rigidité, de même qu'à la résistance maximale, était d'autant plus remarquable pour les deux types de systèmes fabriqués avec du BFUP120.

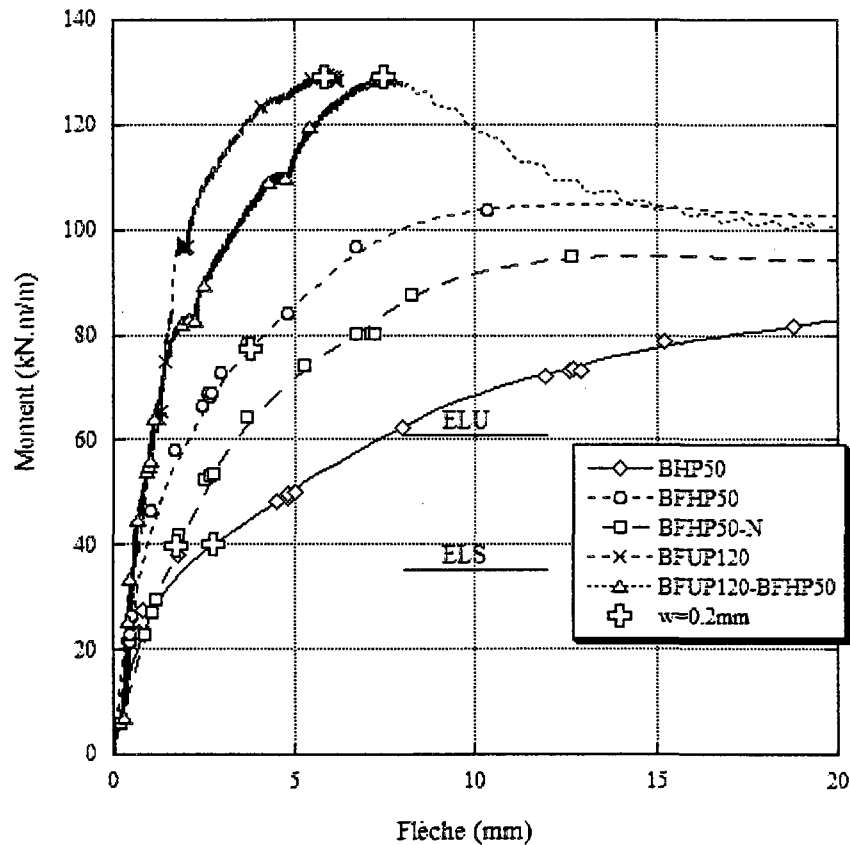


Figure 7-31 Comportement des systèmes de pré-dalle/dalles en flexion statique

Par ailleurs, nous avons constaté que l'apparition d'une fissure d'une ouverture de 0.2 mm est survenue dans tous les cas pour un chargement supérieur à l'ÉLS, respectant ainsi le critère de durabilité proposé par le *Ministère des Transports du Québec* (MTQ 2004). Les moments correspondant à une ouverture de fissure d'au moins 0.2 mm sont présentés au Tableau 7-22. Notons aussi que le critère d'ouverture de fissure a été atteint dans les deux systèmes comportant du BFUP120 uniquement à la résistance maximale des systèmes. De plus, à l'ÉLU, aucune

fissuration n'était encore constatée dans les systèmes comprenant du BFUP120. Ceci démontre la capacité de déformation remarquable de ce matériau qui est en mesure de maintenir des ouvertures de fissures très fines malgré de forts niveaux de chargement. La durabilité à long terme de ces systèmes est donc extrêmement prometteuse.

La comparaison à la Figure 7-31 des systèmes en BFHP50 et BFHP50-N (granulats exposés versus nervures) indique que la préparation de surface nervurée effectuée sur les spécimens BFHP50-N semble étonnamment avoir réduit légèrement la résistance maximale du système et avoir favorisé l'atteinte du critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm plus tôt. L'utilisation de nervures, proposée pour éviter une propagation de la délamination, ne semble donc pas avantageuse.

La comparaison des systèmes en BFHP50 et BFUP120-BFHP50, décrite au Tableau 7-1 et illustrée à la Figure 7-1, démontre l'intérêt d'utiliser une couche imperméable en BFUP120 pour sceller la surface inférieure des pré-dalles. Le remplacement de 15 mm de BFHP50 par du BFUP120 a permis d'augmenter significativement la rigidité et la résistance maximale du système, et ce avec le même renforcement traditionnel.

La Figure 7-32 montre le système fabriqué avec la pré-dalle bi-couche à 100% de la charge de rupture que nous nous attendions à atteindre lors des essais en laboratoire (111 kN.m/m). La ligne pleine montre la jonction entre la dalle de BHP50 et le BFHP50 de la bi-couche BFHP50-BFUP120. La ligne en pointillée délimite la couche de BFUP120 et la couche de BFHP50 de la pré-dalle-même. Nous avons cherché à mettre en évidence l'efficacité de la couche de BFUP120, aussi mince soit elle, à bloquer la propagation de la fissuration. En effet, sur la Figure 7-32, nous voyons très bien que les fissures étaient présentes uniquement dans les couches de BHP50 et de BFHP50.

Tableau 7-22 Moment de fissuration ($w=0.2 \text{ mm}$) et moments maximaux

Système pré-dalle/dalle	Moment $w=0.2 \text{ mm}$ kN.m/m		Moment maximal kN.m/m	
	Statique	Fatigue + Statique	Statique	Fatigue + Statique
BHP50	40	18	95	97
BFHP50	78	65	106	102
BFHP50-N	40	76	96	96
BFUP120	129	123	129	130
BFUP120-BFHP50	129	111	129	123

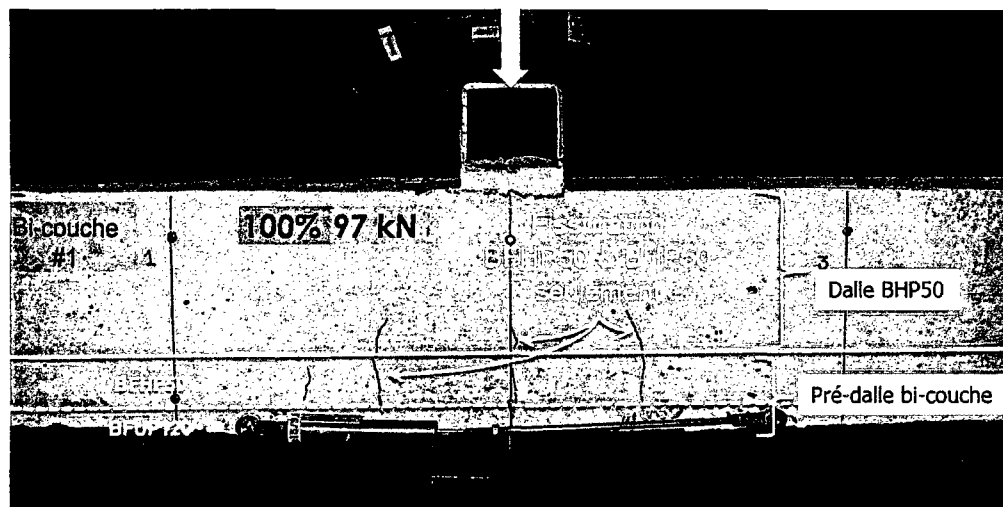


Figure 7-32 Blocage de la fissuration par le BFUP120

7.7.2. Comportement en condition cyclique

L'analyse de la Figure 7-33 et de la Figure 7-34 indique clairement que le chargement cyclique a peu modifié le comportement des systèmes pré-dalle/dalles. Dans tous les cas, les courbes moment-flèche présentent la même allure et dénotent une résistance maximale tout à fait comparable avec les deux historiques de chargement différents (*Statique* versus *Fatigue + Statique*). Seul le moment obtenu

pour une ouverture de fissure de 0.2 mm montre une certaine variabilité pour les systèmes BHP50 et BFHP50-N (Tableau 7-22). Dans le premier cas, le chargement cyclique semble avoir endommagé le système BHP50 en réduisant significativement le moment pour lequel une fissure de 0.2 mm est observée. Ceci tend à indiquer que ce système ne présenterait possiblement pas une durabilité adéquate à long terme, car il présenterait des ouvertures de fissures supérieures aux exigences du *MTQ*. Dans le deuxième cas, le moment relatif à la fissuration du système BFHP50-N est très supérieur après les cycles de fatigue. Ce résultat est surprenant et est probablement dû au fait que le spécimen ayant subi uniquement un chargement statique a plutôt présenté un moment inférieur à ce qui était attendu. Il aurait dû fournir une résistance comparable au système BFHP50. Ainsi, pour tous les systèmes composés d'une pré-dalle en béton renforcé de fibres, l'application d'un chargement cyclique a très légèrement modifié la résistance résiduelle et a initié une fissure de 0.2 mm pour un niveau de chargement équivalent au double du moment de conception à l'ÉLS. Une durabilité prolongée est donc attendue pour ces systèmes.

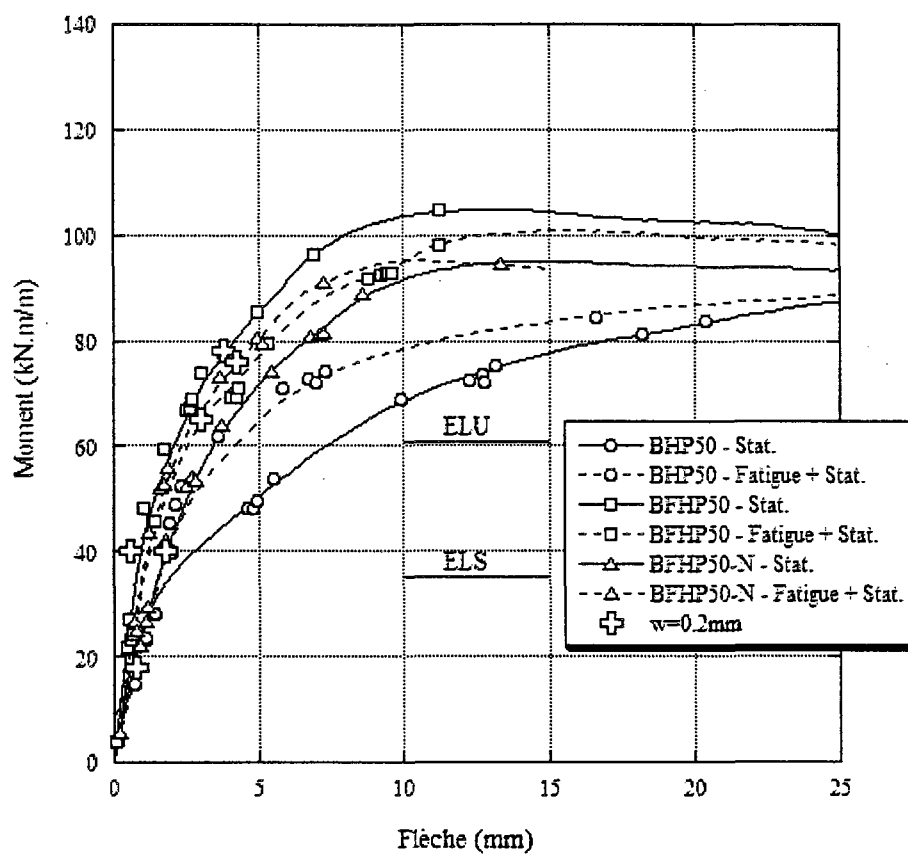


Figure 7-33 Comportement des systèmes de pré-dalle/dalles de BHP50, BFHP50 et BFHP50-N en flexion ayant subi ou non le chargement cyclique

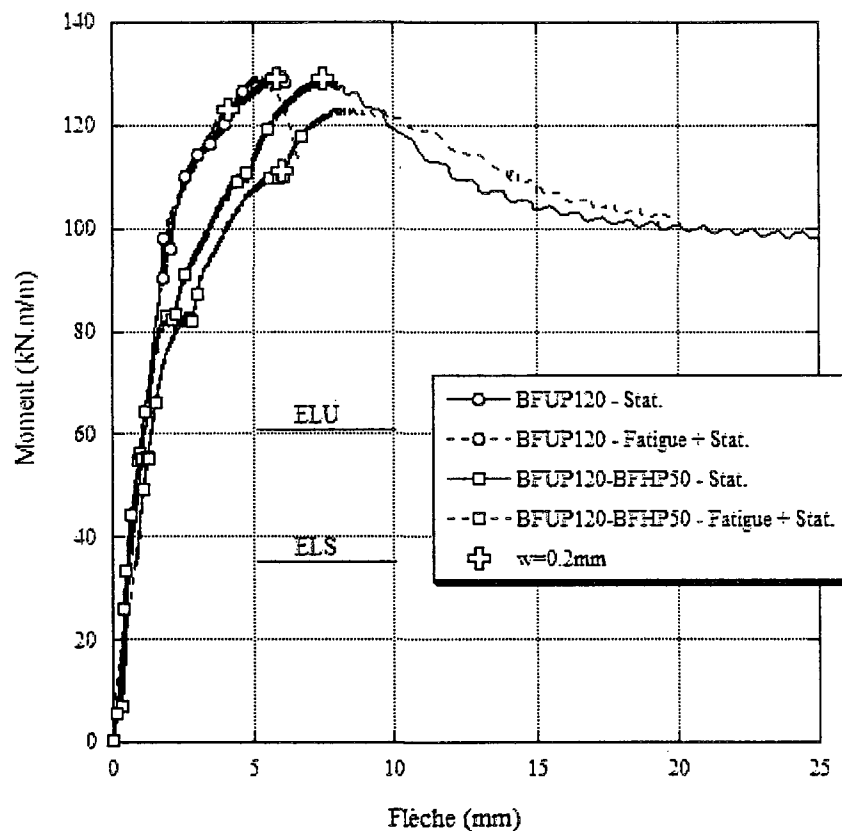


Figure 7-34 Comportement des systèmes de pré-dalle/dalles de BFUP120 et bi-couche BFUP120-BFHP50 en flexion ayant subi ou non le chargement cyclique

7.7.3. Délamination

Les mesures de déplacement entre les repères mécaniques (points DEMEC) n'ont pas permis de relever de délamination entre la pré-dalle et la dalle avant d'atteindre la résistance maximale des systèmes. Les spécimens ayant subi le chargement de fatigue n'ont pas davantage présenté de délamination. Ceci implique que les

préparations de surface utilisées pour les pré-dalles, soit une surface à granulats exposés ou nervurée, permettraient d'obtenir une résistance à la traction et au cisaillement suffisantes à l'interface pour reprendre les efforts développés durant la vie utile des systèmes.

7.7.4. Modélisation numérique

Les modèles numériques nous ont permis de très bien reproduire les résultats expérimentaux. Pour obtenir une bonne corrélation entre les résultats numériques et ceux tirés des essais de flexion statique, il a toutefois été nécessaire d'étudier et de vérifier l'influence de plusieurs paramètres dans le modèle. Les lois de comportement, le module élastique, la résistance à la compression et la résistance à la traction du béton ont été variés légèrement afin de connaître leur influence. Cependant les valeurs expérimentales ont été utilisées pour reproduire les résultats.

Pour définir la courbe contrainte-déformation en traction des bétons, les résultats des essais de flexion sur dallettes circulaires ont été utilisés. Tel que mentionné au chapitre 5, une analyse inverse de ces essais a permis d'obtenir une courbe représentative et simplifiée du comportement en traction des bétons BFHP50 et BFUP120 (Figure 5-28). Nous avons constaté que la forme de la courbe contrainte-déformations en traction des bétons a un impact sur les résultats numériques. La forme de la courbe est notamment conditionnée par la longueur caractéristique (L_{CH}) qui permet d'évaluer l'ouverture des fissures en fonction de la déformation atteinte. Lors des essais sur les pré-dalles seules des observations avaient été faites quant à l'espacement des fissures en zone de moment constant. Ces valeurs sont présentées pour les différents matériaux au Tableau 7-23. Cependant, pour tous les bétons des modèles numériques, la valeur par défaut du logiciel ATENA a été utilisée, soit un L_{CH} de 30 mm. Autrement, en utilisant les valeurs tirées des essais sur pré-dalles, les modèles présentaient des résistances trop élevées pour une même valeur de flèche donnée.

Tableau 7-23 Longueur caractéristiques des bétons

Béton	L_{CH} expérimental (mm)	L_{CH} modèle numérique (mm)
BHP50	80	30
BFHP50	50	30
BFUP120	90	30

Un autre paramètre s'est révélé très important pour la bonne reproduction des résultats expérimentaux par le modèle numérique. Il s'agit de la loi d'interface utilisée entre la pré-dalle et la dalle. Au début, les paramètres (f_b , k_n , c et k_{nn}) définis au chapitre 6 avaient été utilisés. Ceux-ci conduisaient à des résistances trop faibles et parfois à de la délamination dans le modèle numérique. Puisqu'aucune délamination n'avait été observé expérimentalement, l'interface a été remplacée par une connexion rigide parfaite entre la pré-dalle et la dalle. Cette modification a grandement amélioré les résultats numériques.

Aussi, l'analyse des résultats aux sections précédentes a fait ressortir certaines différences entre les résultats numériques et expérimentaux. On peut les justifier en tenant compte des aspects suivants. L'orientation des fibres dans les spécimens de caractérisation a certainement été différente que dans les pré-dalles. Ceci a certainement modifié les lois contrainte-déformation en traction des bétons renforcés de fibres introduites dans ATENA et donc influencé la précision des calculs. Aussi, les différences dans les résultats peuvent s'expliquer par les variations dans l'épaisseur, la position des armatures et l'hétérogénéité du béton lors de la fabrication des spécimens des pré-dalles et des dalles ainsi que par les conditions de retenu pendant les essais jamais totalement parfaites (frottement dans les rotules et les rouleaux à l'appui).

7.8. RECOMMANDATIONS

Suite aux discussions de la section précédente, nous pouvons formuler quelques recommandations.

Comme un des critères de conception consistait à respecter une ouverture de fissure de 0.2 mm en service; le système composé d'une pré-dalle en BHP50 est donc une option à rejeter ou à repenser. En effet, le BHP50 a été le seul à ne pas respecter expérimentalement ce critère suite à l'application du chargement cyclique.

Le BFHP50 a bien répondu aux différents critères de conception que l'interface ait été nervurée ou non. Cependant, le fait de nervurer la surface de la pré-dalle n'a pas semblé améliorer efficacement sa résistance à la flexion et à la fatigue. Il semble donc inutile d'ajouter des nervures aux pré-dalles de BFHP50 dans le but d'améliorer leur performance.

Bien que le système dont la pré-dalle était en BFUP120 ait donné des performances étonnantes, son coût élevé laisse place à une alternative. La pré-dalle bi-couche BFUP120-BFHP50 est un excellent moyen d'exploiter les performances supérieures du BFUP120 en égalant celles données par la pré-dalle composée uniquement de BFUP120. Pareillement, il serait probablement possible de diminuer la quantité d'armature apposée dans le système bi-couche tout en respectant les critères de conception – la quantité d'armature du bi-couche a été maintenue égale à celle du BFHP50 ($800 \text{ mm}^2/\text{m}$). Il aurait été aussi intéressant de comparer les résultats qu'aurait procurés une pré-dalle bi-couche composée de BFUP120 et de BHP50.

Une recommandation pour l'utilisation du logiciel ATENA (Cervenka 2002) est qu'il serait préférable d'utiliser une connexion rigide parfaite à l'interface de la pré-dalle et la dalle lors de la modélisation numérique des systèmes. Les résultats expérimentaux ont été reproduits ainsi puisqu'aucune délamination ou mouvement vertical n'a été rencontré lors des essais. ATENA est donc recommandable pour prédire et/ou reproduire les résultats des essais effectués en laboratoire. Il faut toutefois bien connaître les propriétés et les lois de comportement des matériaux

puisque'une seule petite erreur peut modifier considérablement les résultats de l'analyse. Si l'objectif de la modélisation est de reproduire des résultats expérimentaux, il est primordial de bien connaître les dimensions de l'élément étudié et le positionnement exact des barres d'armature le cas échéant. Il suffit de quelques millimètres d'écart avec les données réelles pour que les résultats diffèrent. Aussi, le retrait appliqué au modèle numérique des systèmes pré-dalle/dalles devrait provenir de résultats d'essais sur des spécimens ayant subis les mêmes étapes de fabrication, de mise en place et de cure que les spécimens étudiés. Ainsi, les prédictions de la modélisation seraient plus précises.

Une critique importante à la série d'essais sur les systèmes pré-dalle/dalles est que la dalle de BHP50 a été coulée alors que les pré-dalles étaient appuyées sur toute leur longueur au sol (Figure 7-35). L'état de contrainte dans la pré-dalle était donc favorable. En réalité, lors de la phase de construction, la pré-dalle aurait une légère courbure et aurait peut-être même déjà fissurée avant la mise en place du béton de la dalle de BHP50 tel que montré la Figure 7-36. Les séquences de construction réelles auraient pu être reproduites lors des essais en laboratoire.

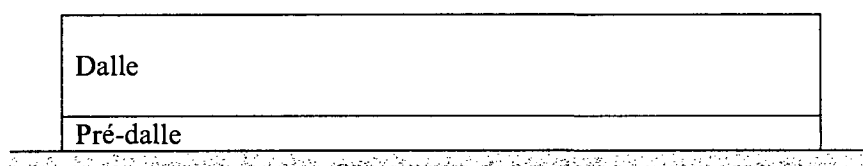


Figure 7-35 Condition de mise en place de la dalle en BHP50

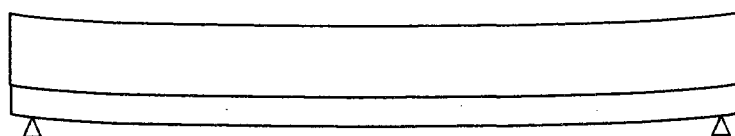
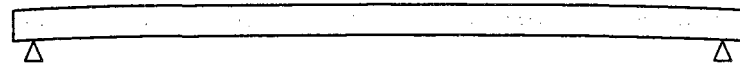
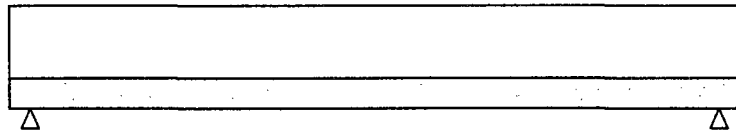


Figure 7-36 Conditions de mise en place de la dalle lors de la construction

Les conditions de mise en place de la dalle devraient être donc prises en compte lors de la conception et la fabrication des spécimens. Nous proposons même ici d'imposer une cambrure initiale à la pré-dalle afin que le système pré-dalle/dalle soit le plus droit suite à la mise en place du béton de la dalle (Figure 7-37). Des analyses par éléments finis devraient être faites en fonction des phases réelles de construction et en augmentant les charges de construction, définies à la section 4.2.1, de 0.72 kPa à 2.4 kPa tel que défini par le *Standard Specifications* (AASHTO 2002) et le *LRFD Bridge design Specifications* (AASHTO 2008). Une série d'essais finale devra être entreprise sur les systèmes pour vérifier ces recommandations.



a) Cambrure initiale de la pré-dalle



b) Système lors de la mise en place du béton de la dalle

Figure 7-37 Cambrure initiale de la pré-dalle

CHAPITRE 8 CONCLUSIONS

8.1. RÉTROSPECTIVE ET RECOMMANDATIONS

L'objectif principal de ce projet de recherche était d'optimiser la conception de pré-dalles de pont avec des bétons innovants tels que des bétons à haute et ultra haute performance renforcés de fibres métalliques. La conception de ces éléments était basée principalement sur un critère de durabilité ainsi que sur leur capacité à résister aux états limites (ÉLS et ÉLU). En fait, la pré-dalle devait répondre au critère d'ouverture de fissure maximale de 0.2 mm lors de la phase de construction et lors de la mise en service du système, ainsi que satisfaire aux moments de conception des états limites : états limites de service et ultime de la pré-dalle seule en construction et états limites de service et ultime du système pré-dalle/dalle lors de la mise en service.

Ce travail a comporté trois phases de recherche, soit la première phase sur la conception et sur le programme expérimental des pré-dalles seules, la deuxième comportant un programme expérimental sur les interfaces de bétons d'âge et de nature différents et la dernière sur la conception et sur le programme expérimental des systèmes pré-dalle/dalles. Ce travail a également fourni des informations générales sur les éléments préfabriqués, les bétons renforcés de fibres ainsi que sur les normes actuellement utilisées pour la conception des pré-dalles et des dalles préfabriquées.

8.1.1. Moments transversaux de conception

Pour réaliser la conception des pré-dalles et des systèmes pré-dalle/dalles, un pont modèle a été utilisé afin de déterminer les efforts subis par celui-ci lors du passage du camion CL-625 type de conception du *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA 2006). Pour ce faire, une analyse par éléments finis a tout d'abord été effectuée sur un modèle numérique dans SAP2000 (CSI 2000). Les résultats de cette analyse ont été comparés à ceux de deux autres approches : l'approche semi-

empirique fournie par le *Code* et une méthode proposée par Kathleen Moffatt (Moffatt 2001). La comparaison de ces méthodes a démontré que l'approche semi-empirique est plus conservatrice que l'analyse numérique et que la méthode proposée par Moffatt donne des efforts intermédiaires à ces deux méthodes). Il a donc été convenu d'utiliser le moment maximal positif de la méthode proposée par Moffatt. Ces moments ont été utilisés pour le dimensionnement des pré-dalles et des systèmes pré-dalle/dalles.

La charge de construction reprise par la pré-dalle pendant la phase de construction a été tirée du *Manuel de conception du MTQ* (MTQ 2004). Elle correspond aux charges du personnel, des matériaux et de l'équipement et a été fixée à 0.72 kPa. Après réflexion, cette charge n'a pas été considérée assez grande, elle aurait dû être d'au moins 2.4 kPa tel que stipulé par le *AASHTO Standard Specifications* (AASHTO 2002).

Si l'analyse par éléments finis n'est pas fastidieuse, elle peut servir de base de comparaison à l'approche semi-empirique du *Code* (CSA 2006) qui donne des moments de conception très sécuritaires. Toutefois, cette approche ne permet peut être pas l'optimisation maximale de la conception puisqu'elle fournit des moments positifs supérieurs à ceux réellement subis par l'ouvrage. Le concepteur est donc responsable de choisir la méthode la plus adaptée à la conception.

8.1.2. Conception des pré-dalles

La première phase du travail de recherche consistait à optimiser la conception de pré-dalles conventionnelles et en bétons fibrés : BHP50, BFHP50, BFHP70 et BFUP120. L'objectif principal était de concevoir des pré-dalles le plus mince possible et contenant la plus faible quantité d'armature permise. Notons que, puisqu'aucune réglementation n'était proposée pour les bétons fibrés, seule la pré-dalle de BHP50 contenait de l'armature transversale – quantité minimale exigée par le *Code* (CSA 2006). Pour faire le dimensionnement, le logiciel d'analyse sectionnelle AIS mis au point par l'*École Polytechnique de Montréal* a été utilisé (Bédard et al. 2007). Ce

logiciel permet d'étudier rapidement la flèche, l'ouverture de fissure principale et la courbure des éléments en fonction des chargements appliqués et leur séquence d'apparition. Il permet aussi la définition des lois de comportement en traction et en compression des bétons fibrés. La rapidité d'exécution de AIS a permis de modifier à plusieurs reprises l'épaisseur et la quantité d'armature jusqu'à l'obtention de résultats satisfaisant. Il en ressort que, plus le béton est performant, plus la pré-dalle peut être mince et armée d'une moindre quantité d'armature.

Suite à la conception des pré-dalles, leur fabrication a été entreprise chez *Béton Brunet*. Des essais de flexion en condition statique avec deux charges concentrées ont été effectués sur les pré-dalles d'un mètre de largeur par trois mètres de longueur – l'épaisseur des spécimens différait en fonction du matériau. Les essais ont démontré que toutes les pré-dalles présentaient une résistance suffisante aux états limites de service et ultime. La pré-dalle de BHP50 était jusqu'à deux fois plus épaisse et contenait jusqu'à cinq fois plus d'armature pour répondre au même critère d'ouverture de fissure de 0.2 mm. La pré-dalle de BFHP70 a été exclue des phases subséquentes de recherche puisque son gain de performance ne justifiait pas les coûts supplémentaires qu'engendrerait l'usage du BFHP70 par rapport au BFHP50. Les matériaux BHP50, BFHP50 et BFUP120 ont donc été étudiés dans les deux autres phases du projet. Les résultats expérimentaux ont été reproduits à l'aide de modèles numériques par éléments finis exécutés avec le logiciel ATENA (Cervenka 2002).

L'utilisation du logiciel ATENA a aussi nécessité de fournir en détail les lois de comportement en traction et en compression des bétons. Lorsque des bétons innovants renforcés de fibres sont étudiés, cet outil devient essentiel. Aussi, lorsqu'il est question de reproduire des résultats expérimentaux, ATENA permet de considérer le retrait subi par les spécimens, les conditions d'appuis réels et le comportement de l'interface entre deux éléments de natures différentes.

Lors des essais en flexion effectués au laboratoire, la rupture de certains spécimens s'est produite au droit des ancrages, prévus pour la manutention des pré-dalles. En effet, les barres d'armature en forme de crochet ont réduits suffisamment la section

pour l'affaiblir et y initier de la fissuration. Pour certaines pré-dalles, ceci a conduit à une rupture localisée à l'ancrage plutôt que dans la section critique. Cette situation a été corrigée à la phase du projet sur les systèmes pré-dalle/dalles; les barres d'armature ont été prolongées aux extrémités des systèmes pour permettre leur manutention sans créer de zones de faiblesse.

8.1.3. Caractérisation de l'interface entre deux bétons

Deux types d'essais de caractérisation de l'interface entre deux bétons d'âge et de nature différents ont été effectués afin de modéliser justement les systèmes pré-dalle/dalles. Ces essais consistaient en un essai de traction uniaxiale (TU) sur cylindres entaillés et de cisaillement sur des blocs en « L » superposés. Ces essais nous ont permis de déterminer quatre paramètres utilisés dans la définition du comportement de l'interface : la résistance à la traction, la rigidité élastique initiale normale, la résistance au cisaillement et la rigidité élastique initiale au cisaillement de l'interface.

Trois types de surface ont été considérés : surface truellée, à granulats exposés et nervurée. La surface à granulats exposés a été obtenue grâce à un retardateur de prise : le produit a été vaporisé sur le béton à l'état frais et le mortier non durci a été, quelques heures plus tard, retiré à l'aide d'un jet d'eau. La surface nervurée a été obtenue en mettant en place le béton frais sur une pièce préfabriquée nervurée dans le coffrage-même. Ces techniques de préparation de surface ont été effectuées sur trois bétons soit le BHP50, BFHP50 et le BFUP120.

Le retardateur de prise a donné de bons résultats excepté pour le BFUP120 qui a mal réagit étant donné sa déjà grande concentration en adjuvants. Pour les autres techniques de préparation de surface, le BFUP120 a fourni une résistance à la traction et une rigidité élastique au cisaillement élevées. Le BFHP50 a donné une bonne résistance au cisaillement mais n'a pas performé adéquatement au niveau de la résistance à la traction. Le BHP50 ne s'est pas démarqué des autres matériaux; ses performances sont ni supérieures ni inférieures aux autres bétons.

Il a aussi été étonnant de constater que l'interface nervurée n'a pas apporté de gain au niveau de la résistance et de la rigidité en cisaillement à l'interface. Si une contrainte normale avait été appliquée au spécimen, cette conclusion aurait probablement été autre. Toutefois, l'interface nervurée a apporté un gain de rigidité élastique initiale à la traction. La surface truellée a présenté une bonne rigidité élastique au cisaillement de l'interface.

Ces essais ont permis de paramétrer les interfaces des systèmes pré-dalle/dalles dans le logiciel ATENA (Cervenka 2002). Toutefois, les résultats expérimentaux des essais sur les systèmes pré-dalle/dalles ont été reproduits avec succès en utilisant une connexion rigide parfaite de l'interface et non grâce à ces paramètres. Nous expliquons ceci par le fait que les dimensions et l'état de confinement de l'élément testé ont certainement influencé le comportement de l'interface. Autrement dit, si les essais de cisaillement étaient à refaire, les essais devraient être plus représentatifs de l'état de contrainte de l'interface à paramétrer.

Ces essais de caractérisation ont tout de même été utiles pour déterminer les forces et les faiblesses des types de préparation de surface et des différents bétons. Ils ont aussi permis de constater la réaction des bétons au retardateur de prise de surface. Par exemple, l'application du retardateur de prise sur une surface de BFUP120 risquerait d'y déchausser une quantité importante de fibres.

8.1.4. Conception de systèmes pré-dalle/dalles

La troisième et dernière phase de ce projet consistait à concevoir les systèmes pré-dalle/dalles suite aux dimensionnements et aux conclusions de la phase 1 et 2. Les analyses numériques de cette phase ont été effectuées à l'aide d'ATENA (Cervenka 2002). Ces analyses ont permis de déterminer la charge maximale attendue lors des essais en flexion avec une charge à mi-portée. Les spécimens pré-dalle/dalles avaient tous la même épaisseur, soit 225 mm, une largeur de 500 mm et une longueur de 2 400 mm. Pour chaque type de systèmes pré-dalle/dalles (BHP50, BFHP50-T, BFHP50-N, BFUP120 et bi-couche BFUP120-BFHP50), deux spécimens ont été

fabriqués chez *Béton Brunet*. Un des deux spécimens a été testé uniquement en flexion statique, l'autre a subi un chargement cyclique et a aussi été testé en statique. Ainsi, l'influence du chargement cyclique sur la résistance résiduelle et l'intégrité de l'interface a pu être déterminée.

Tous les spécimens testés uniquement en statique ont satisfaits les critères de conception. L'ouverture de fissure maximale était sous la limite imposée de 0.2 mm à l'état limite de service pour tous les types de systèmes pré-dalle/dalles. Aussi, la résistance maximale des tous les systèmes était supérieure au moment de conception à l'état limite ultime de 61.9 kN.m/m. Pour les deux systèmes comportant du BFUP120, cette résistance maximale surpassait même de deux fois ce moment à l'ÉLU.

Le chargement cyclique semble avoir affecté peu le comportement des systèmes pré-dalle/dalles. Dans tous les cas, les courbes moment-flèche présentent la même allure et dénotent une résistance maximale tout à fait comparable avec les deux historiques de chargement (*Statique* versus *Fatigue + Statique*). Seul le système de BHP50 ayant subi le chargement cyclique n'a pas satisfait le critère d'ouverture des fissures maximale de 0.2 mm au moment de conception à l'état limite de service (ELS). La durabilité à long terme des systèmes en BHP50 n'est donc pas assurée. Ce type de système est donc une option à rejeter ou à repenser.

Que l'interface soit nervurée ou non, le BFHP50 a répondu adéquatement aux différents critères de conception. Cependant, le fait de nervurer la surface de la pré-dalle ne semble pas avoir amélioré sa résistance à la flexion et à la fatigue. Il semble donc inutile d'ajouter des nervures aux pré-dalles de BFHP50 dans le but d'améliorer leur performance.

Le système BFUP120 et bi-couche BFUP120-BFHP50 ont donné des résistances maximales étonnamment semblables. La pré-dalle bi-couche est un excellent moyen d'exploiter les performances supérieures du BFUP120 en égalant celles données par

la pré-dalle composée uniquement de BFUP120, mais en diminuant les coûts reliés aux matériaux. Le système bi-couche est une option qui semble très prometteuse.

Notons aussi qu'à la lecture des repères mécaniques, l'interface entre la pré-dalle et la dalle de tous les systèmes n'a présenté aucune délamination ou mouvement vertical au cours des essais statiques et des essais cycliques. Les préparations de surface à granulats exposés et nervurée ont donc performé adéquatement. En conséquence, les résultats expérimentaux ont été reproduits par la modélisation d'une connexion parfaitement rigide de l'interface dans le logiciel d'analyse numérique ATENA.

Une critique importante à la série d'essais sur les systèmes pré-dalle/dalles est que la dalle de BHP50 a été coulée sur une pré-dalle appuyée sur toute sa longueur au sol. L'état de contrainte dans la pré-dalle était donc favorable. En réalité, lors de la phase de construction, la pré-dalle aurait une légère courbure et aurait peut-être même déjà fissurée avant la mise en place du béton de la dalle de BHP50. Les conditions de mise en place de la dalle devraient être donc prises en compte lors de la conception et la fabrication des spécimens. Nous avons même proposé d'imposer une cambrure initiale à la pré-dalle afin que le système pré-dalle/dalle soit le plus droit suite à la mise en place du béton de la dalle. Des analyses par éléments finis devraient être faites en fonction des phases réelles de construction et en augmentant les charges de construction, puisqu'après réflexion, elles semblent être trop faibles. Une série d'essais finale devra être entreprise sur les systèmes pour vérifier ces recommandations.

8.2. ÉTUDES COMPLÉMENTAIRES

Après rétrospection, il apparaîtrait intéressant d'étudier d'autres types de pré-dalle. Par exemple, il serait envisageable de comparer les résultats d'une pré-dalle de type bi-couche qui comprendrait une mince couche de BFUP120, comme celle étudiée dans ce travail, mais avec une couche de BHP50 au lieu d'un béton renforcé de fibres. Peut-être que la performance serait tout aussi étonnante mais à moindre coût.

Aussi, il serait intéressant d'étudier le comportement d'une pré-dalle en BFUP120 « bi-fibres » qui allierai la grande capacité de déformation du BFUP120 étudié ici aux avantages du comportement adoucissant des fibres à crochet telles que celles introduites dans le BFHP50 et BFHP70.

Un autre programme expérimental devrait être établi pour valider la performance des systèmes pré-dalle/dalles lorsque les différentes séquences de construction sont considérées. Lors de la coulée de la dalle, la pré-dalle, installée entre les poutres, courbe sous le poids du béton et pourrait fissurer ou déjà l'être sous le poids des autres charges de construction. D'ailleurs, les charges de construction ont été fixées à 0.72 kPa, ce qui nous apparaît, après réflexion, être trop faible. Cette charge devrait être au minimum de 2.4 kPa selon le *AASHTO Standard Specifications* (AASHTO 2002).

Le nombre d'essais des systèmes pré-dalle/dalles proposées devra ultérieurement être augmenté pour obtenir des paramètres statistiques. Il faudrait aussi faire la conception du système en porte-à-faux qui sera situé à l'extérieur des poutres de rive.

Pour maintenir la continuité longitudinalement entre les pré-dalles préfabriquées, une connexion au joint entre celles-ci est nécessaire. Les joints de ponts sont des éléments vulnérables et leur durabilité ainsi que celle de l'ouvrage dépendent nécessairement de leur bon fonctionnement. La conception des joints demande donc une attention toute particulière. Les joints entre les pré-dalles devraient être faciles à réaliser et à utiliser. Le choix du type de joints doit tenir compte du système structural entier. Fondamentalement, il y a deux catégories de joints, ceux qui transfèrent les moments et ceux qui ne le font pas. Ces derniers sont, par expérience, moins durables (Harryson et Gylltoft 2001). Les joints de la première catégorie admettent la continuité de la structure et permettent un comportement monolithique des joints avec le reste de la structure.

La Figure 8-1, la Figure 8-2 et la Figure 8-3 proposent différents types de profilage des pré-dalles pour fournir une liaison efficace au joint entre celles-ci. La Figure 8-1

montre le nouveau concept de joint proposé pour remplacer l'ancien, utilisé couramment en Suède, qui demandait une grande quantité d'armature d'ancrage et transversale. Le nouveau type de joint est plus petit et plus rapide d'exécution. Les armatures des pré-dalles sont simplement prolongées et une bande de caoutchouc scellante est installée à la jonction des lèvres des pré-dalles pour éviter les fuites de béton lors de la coulée de la dalle (Harryson et Gylltoft 2001). Le joint peut être rempli de BRF ou de BFUP pour le rendre au moins aussi performant que les autres éléments de la structure.

La Figure 8-2 montre le type de joint du système NUDECK développé par Badie (Badie 1997) et expliqué en détails dans le *PCI Bridge Design Manual* (PCI 2003). Ce joint considère que l'armature des pré-dalles, prolongée jusqu'à la niche, est enveloppée par une spirale telle que montrée sur la Figure 8-2 b). Quant à elle, la Figure 8-3 présente deux types de profilage de pré-dalles permettant la connexion entre celles-ci. Ces profilages pourraient éviter la nécessité d'un joint scellant à la jonction des pré-dalles permettant d'entraver les fuites de béton lors de la coulée de la dalle. Le profilage en escalier permettrait en outre une mise en place efficace et un ajustement simple (Figure 8-3a). Toutefois, le type de connexion à clé (Figure 8-3 b) amènerait le risque supplémentaire de briser la clé lors des différentes étapes de fabrication, de manutention et de mise en place des pré-dalles.

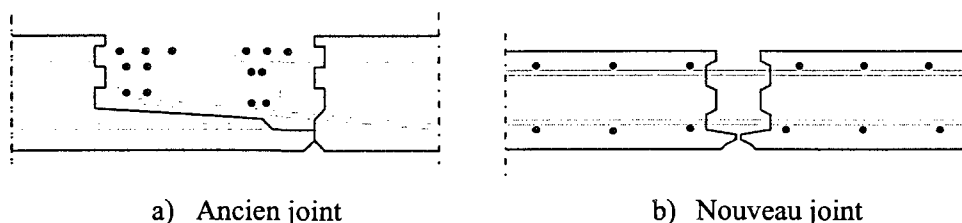


Figure 8-1 Joints entre les pré-dalles préfabriquées (Harryson et Gylltoft 2001)

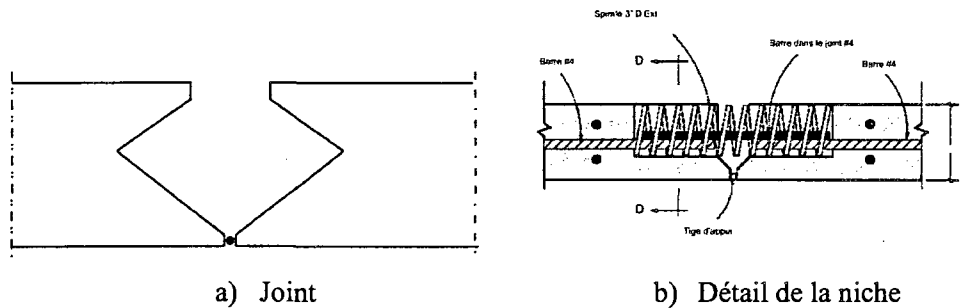


Figure 8-2 Joint et détails entre les pré-dalles du système NUDECK [Adaptée de (Badie 1997)]

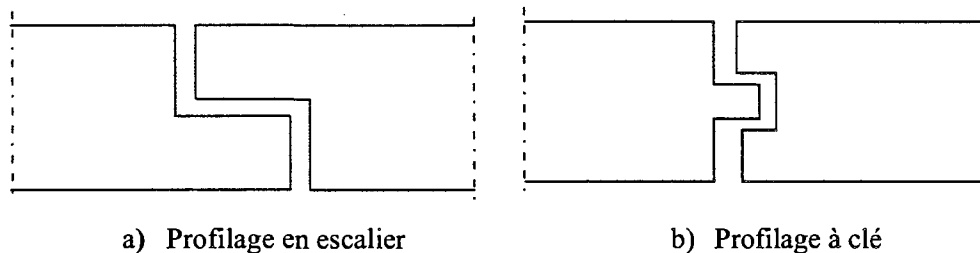


Figure 8-3 Profilages des pré-dalles proposés

La Figure 8-4 et la Figure 8-5 propose deux façons de prolonger l'armature des pré-dalles au droit de poutres afin d'assurer le comportement monolithique des poutres, des pré-dalles et de la dalle coulée sur place. Il faut d'ailleurs s'assurer qu'il y ait assez de place au niveau des poutres pour prolonger suffisamment les armatures.

La Figure 8-6 montre deux types de connexion envisageable entre les poutres d'acier ou de béton, les pré-dalles et la dalle coulée sur place.

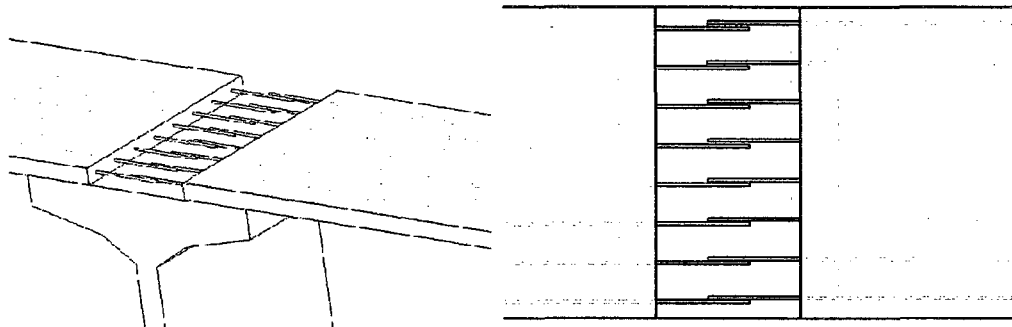


Figure 8-4 Ancrage des armatures prolongées droites

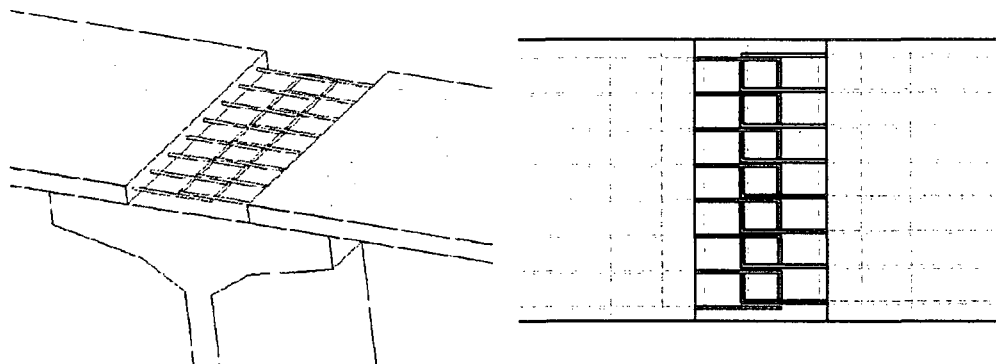


Figure 8-5 Ancrage des armatures prolongées en crochet

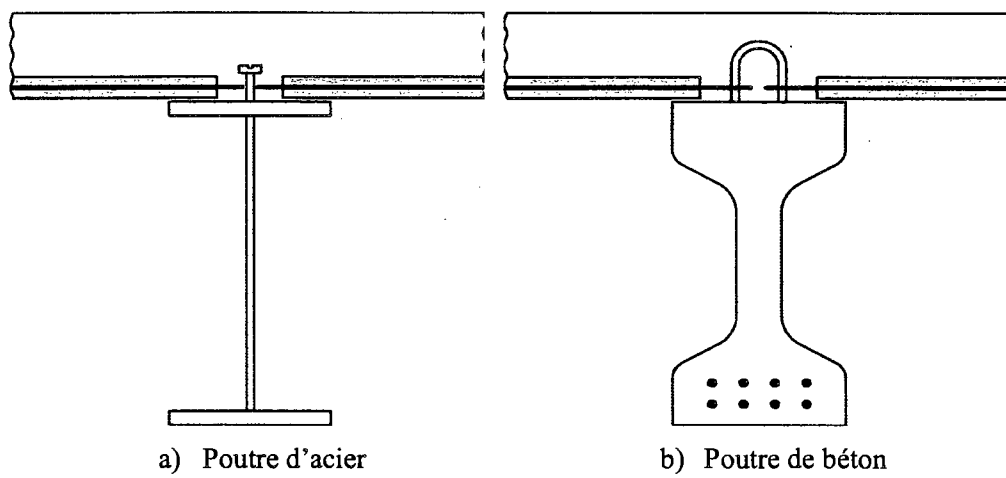


Figure 8-6 Connexions poutre, pré-dalles et dalle coulée sur place

RÉFÉRENCES

- AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State and Highway Bridges.
- AASHTO. (2008). *LRFD Bridge Design Specifications*, Customary U.S. Units.
- Alalouf, S., Labelle, D., et Ménard, J. (1990). *Introduction à la statique appliquée*, Addison-Wesley, Montréal.
- ASTM. (2008). *Annual book of American Society for Testings and Materials standards*, ASTM Publications, Danvers, USA.
- Badie, S. S. (1997). "Structural behavior of bridge deck systems," Thèse de doctorat, University of Nebraska, Lincoln.
- Badie, S. S., Baishya, M. C., et Tadros, M. K. (1998). "NUDECK - An Efficient and Economical Precast Prestressed Bridge Deck System." *PCI Journal*, 43(N0. 5), 56-74.
- Baron, J., et Lesage, R. (1965). "Pour une étude pratique de la maniabilité: le maniabilimètre Lesage du Laboratoire Central des Ponts et Chassées." *Bulletin de Liaison des LPC*(No13).
- Baron, J., et Lesage, R. (1976). *La composition du béton hydrolique, du laboratoire au chantier*, Rapport de recherche des Laboratoire des Ponts et Chaussées No. 64.
- Barragán, B. E. (2002). "Failure and Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete under Tension and Shear," Thèse de doctorat, Université Polytechnique de Catalunya, Barcelone, Espagne.
- Beaudoin, J. J. (1982). "CBD-223-F. Béton renforcé de fibres." Conseil national de recherches Canada.
- Bédard, S., Massicotte, B., et Braike, S. (2007). "Analyse Inélastique des Sections." École Polytechnique de Montréal.
- Bélanger, A. (2000). "Conception des dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier," Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Bissonnette, B. (1996). "Le fluage en traction: un Aspect Important de la Problématique des Réparations Minces en Béton," Thèse de doctorat, Université de Laval, Québec.

- Braïke, S. (2007). "Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance," Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- Casanova, P. (1995). "Bétons renforcés de fibres métalliques: du matériau," Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et chaussées.
- CEN. (2003). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, Brussels.
- Cervenka. (2002). "Atena 2D." C. Consulting, ed., Praha 6, Czech Republic.
- Cervenka, V., et Cervenka, J. (2006). *ATENA Program Documentation Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D*, Cervenka Consulting, Prague.
- Cheyrezy, M., et Behloul, M. (2001). "Creep and Shrinkage of Ultra-High Performance Concrete." Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and other Quasi-Brittle Materials (Concreep 6), Z. P. B. e. F. H. Wittmann, ed., F.-J. Ulm, Boston, USA.
- CSA. (2006). *CSA/S6-00 - Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, Canada.
- CSI. (2000). "SAP2000." Computer & Structures inc.
- Denarie, E. (2004). "Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP)." École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 54.
- Desgagné, G. (1998). "Concepts de dalles préfabriquées pour tabliers de ponts." Direction des structures, Ministère des Transports du Québec.
- El Hachem, M. (1990). "Étude de l'influence de la fibre de fonte sur le retrait et le fluage du béton," Thèse de doctorat, École Centrale de Paris.
- Granju, J.-L. (1991). "Le béton renforcé de fibres comme un nouveau matériau de réparation." Rapport, Projet V.N.B.
- Habel, K. (2004). "Structural behaviour of elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) and Reinforced Concrete," Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de la Lausanne, Lausanne.
- Harryson, P., et Gylltoft, K. (2001). "High Performance Joints Between Prefabricated Traffic Slab Elements for Industrial Bridge Construction." Bridge Materials.
- Kovler, K., Sikuler, J., et Bentur, A. (1993). "Restrained shrinkage tests of fiber reinforced concrete ring specimens: effect of core thermal expansion." Materials and Structures, pp. 231-237.

- Massicotte, B. (2005). "Chapitre 2 - Charges et combinaisons de charges." CIV6511 Conception et évaluation des ponts, École Polytechnique de Montréal.
- Massicotte, B. (2007). "Axial - Calcul des déformations axiales de retrait et de fluage." Groupe de recherche en génie des structures.
- Massicotte, B., et Moffatt, K. "Conception de la dalle du viaduc St-Antoine en béton renforcé de fibres et armatures réduites." *Compte rendu du 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'Art*, Québec, 6-7 mai.
- Massicotte, B., et Picard, A. (2000). "Calcul des dalles de ponts avec béton de fibres d'acier," Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Moffatt, K. (2001). "Analyse de dalles de pont avec armature réduite et de béton fibres métalliques," Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Moffatt, K. (2004). "Conception des dalles des tabliers de ponts continus en béton armé renforcé de fibres." 11ième Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, 11 et 12 mai 2004.
- MTQ. (2004). *Manuel de Conception des Structures, Tome II, chapitre 4*, Ministère des Transports du Québec, Québec.
- MTQ. (2008). "Années de construction du réseau principal du MTQ." Direction des Structures du Ministère des Transports du Québec, Montréal.
- Naaman, A. E. (2003). "Strain hardening and deflection hardening fiber reinforced cement composites." *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, Ann Arbor, USA, pp. 95-112.
- Nolet, S. (2002). "Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières," Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- Nour, A., DeMontaignac, R., Massicotte, B., et Charron, J.-P. (2007). "Application et validation de la méthode de calcul inverse pour la conception en béton renforcé de fibre." *Journées scientifiques du Regroupement Francophone pour la Formation et la Recherche sur le Béton - (RF)2B*, Montréal, Canada, pp. 176-187.
- NPCA. (2005). *Precast Concrete Short-Span Bridges*, Indianapolis, IN.
- Parant, É. (2003). "Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire multi-échelles sous sollicitations sévère: fatigue, choc, corrosion," Thèse de doctorat, École National des Ponts et Chaussées, France.

- PCI. (2003). *PCI Bridge Design Manual*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago.
- RILEM. (2002). "RILEM TC 162-TDF." *Materials and Structures*, 35(253), 579-582.
- Rossi, P. (1998). *Les bétons fibres métalliques*, Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Rossi, P. (2000). "Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC): an overview." Proceeding of the fifth RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB 2000, P. Rossi and C. G, eds., RILEM, 87-100.
- Rossi, P., et Charron, J.-P. (2006). "Béton de fibres courants." Notes du cours Technologie du béton CIV6505.
- Tadros, M. K. (1998). "Rapid Replacement of Bridge Decks." *NCHRP Report No. 407, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, DC.*

ANNEXE A FORMULATION DES BÉTONS

BHP50 – COULÉE #1

Nom du mélange : BHP50 Fabrication1, coulée usine Juin 2007

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
FS/C	0,00
E/C	0,43
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1,70
S/G	1,10

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	10,0
(% sec L)	0,49
AEA (ml/kg L)	0,0
Visc. (ml/Leau)	0,0
Autre (ml/kg L)	0,0

Critères	Valeur
Fibre (%)	0,0
Air (%)	2,5
Pâte (%)	40,6
Vgâchée (l)	1000,0

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	p (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg)	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (CSL)	3,03	500,00	165,02	500,00	165,02
Fumée de silice	Pas de FdeS	0,00				
Eau	0	1,00	211,40	211,40	211,40	211,40
Superplastifiant	Eucon 37	1,21	6,05	5,00	6,05	5,00
Extrait liquide (%)	59,5	1,00	3,60	3,60	3,60	3,60
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Agent viscosant	Pas de VISC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
Extrait liquide (%)	1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eau total (adj. inclus)	0	1,00	215,00	215,00	215,00	215,00
Sable	Valleyfield	2,71	848,65	313,04	848,65	313,04
Pierre	5-14 Granit.	2,75	771,50	280,54	771,50	280,54
Fibres	Pas de fibres	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Air	0,00			25,00		25,00
Total			2337,60	1000,00	2337,60	1000,00

* : Masse granulats en Mss

Teneur en eau et correction des masses de granulats

Caractéristiques	Sable	Pierre	
Poids tare : PT	q	q	
Poids tare + granulats humides : PH	q	q	
Poids tare + granulats séchés : PS	q	q	
Absorption : A	0,0050 (-)	0,0037 (-)	
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)		
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Mss] / (1 + A)		
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Mss] / (1 + A)		
	52,35 kg	12,14 kg	Total eau apportée par granulats : 64,50 kg
	901,00 kg	783,64 kg	

Matériaux à préparer pour une gâchée de 1000 litres

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Mss
Ciment	500,00 kg	500,00 kg
Fumée de silice	kg	kg
Eau	211,40 kg	146,90 kg
Superplastifiant	6050,0 g	9680,0 g
Autre adjuvant	0,0 g	0,00 g
Entraîneur d'air	0,0 g	0,00 g
Agent viscosant	0,0 g	0,00 g
Sable	848,65 kg	901,00 kg
Pierre	771,50 kg	783,64 kg
Fibres	0,00 kg	0,00 kg

Mcorrigée d'eau correspond à la masse théorique + Total eau apportée granulats

- 33 % de l'eau à peser = 137,00 kg
- 66 % de l'eau à peser = 10,00 kg
- ⇒ Mélanger avec 33 % de l'eau
- ⇒ Mélanger avec 66 % de l'eau
- ⇒ Mélanger avec 500 ml d'eau
- ⇒ Ajouter seul en fin de gâchage

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	19/06/2007 @
Température (°C) :	25,3
Affaissement / Etalement (mm) :	460
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :	56,4
Masse béton airmètre (kg) :	
Volume airmètre (l) :	
Masse vol. béton exp. (kg/m3) :	2393
Teneur en air (%) :	3,4

Remarques : Ségrégation avant la pause. Mélange homogène après (mais moins que précédent)
T.E. a varié à la baisse mais correction faite au mélange suivant
Nous avons utilisé 60% plus de superplastifiant qu'à Poly pour même mélange

Groupe de recherche en GÉNIE DES STRUCTURES
Version 1.4 - JPC, 12 juin 2007

BHP50 – COULÉE #2

Nom du mélange : BHP50 Fabrication2, coulée usine Juin 2007

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
FS/C	0,00
E/C	0,43
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1,70
S/G	1,10

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	10,0
(% sec L)	0,49
AEA (ml/kg L)	0,0
Visc. (ml/Leau)	0,0
Autre (ml/kg L)	0,0

Critères	Valeur
Fibre (%)	0,0
Air (%)	2,5
Pâte (%)	40,6
Vgâchée (l)	1000,0

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	p (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg)	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (CSL)	3,03	500,00	165,02	500,00	165,02
Fumée de silice	Pas de FdeS	0,00				
Eau	0	1,00	211,40	211,40	211,40	211,40
Superplastifiant	Eucon 37	1,21	6,05	5,00	6,05	5,00
Extrait liquide (%)	59,5	1,00	3,60	3,60	3,60	3,60
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Agent viscosant	Pas de VISC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eau total (adj. inclus)	0	1,00	215,00	215,00	215,00	215,00
Sable	Valleyfield	2,71	848,65	313,04	848,65	313,04
Pierre	5-14 Granit.	2,75	771,50	280,54	771,50	280,54
Fibres	Pas de fibres	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Air		0,00		25,00		25,00
Total			2337,60	1000,00	2337,60	1000,00

* : Masse
granulats
en Msss**Teneur en eau et correction des masses de granulats**

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT	g	g
Poids tare + granulats humides : PH	g	g
Poids tare + granulats séchés : PS	g	g
Absorption : A	0,0050 (-)	0,0037 (-)
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)	
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Msss] / (1 + A)	
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Msss] / (1 + A)	
	27,02 kg	12,14 kg
	875,67 kg	783,64 kg

Total eau
apportée
par granulats :

39,17 kg

Matériaux à préparer pour une gâchée de**1000 litres**

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Mcorrigée Mpesée
Ciment	500,00 kg	500,00 kg
Fumée de silice	kg	kg
Eau	211,40 kg	172,23 kg
Superplastifiant	6050,0 g	7865,00 g
Autre adjuvant	0,0 g	0,00 g
Entraîneur d'air	0,0 g	0,00 g
Agent viscosant	0,0 g	0,00 g
Sable	848,65 kg	875,67 kg
Pierre	771,50 kg	783,64 kg
Fibres	0,00 kg	0,00 kg

Mcorrigée d'eau correspond à la masse
théorique + Total eau apportée granulats

- 33 % de l'eau à peser = 162,60 kg
 66 % de l'eau à peser = 10,00 kg
 ⇒ Mélanger avec 33 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 66 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 500 ml d'eau
 ⇒ Ajouter seul en fin de gâchage

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	19/06/2007 @
Température (°C) :	25,8
Affaissement / Etalement (mm) :	500
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :	53,0
Masse béton airmètre (kg) :	
Volume airmètre (l) :	
Masse vol. béton exp. (kg/m3) :	2426
Teneur en air (%) :	

Remarques : Ségrégation avant la pause. Mélange homogène après (mais moins que précédent)
 T.E. ajusté à la baisse donc réduction du superplastifiant significative
 Nous avons utilisé 30% plus de superplastifiant qu'à Poly pour même mélange

 Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES
Version 1.4 - JPC, 12 juin 2007

BFHP50 – COULÉE #1

Nom du mélange : BRF50, fibres 65/35 @ 1%, coulée 1

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
FS/C	0,00
E/C	0,43
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1,67
S/G	1,10

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	10,0
(% sec L)	0,49
AEA (ml/kg L)	0,0
Visc. (ml/Leau)	0,0
Autre (ml/kg L)	0,0

Critères	Valeur
Fibre (%)	1,0
Air (%)	2,5
Pâte (%)	40,6
Vgâchée (l)	1000,0

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	ρ (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg)	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (CSL)	3,03	500,00	165,02	500,00	165,02
Fumée de silice	Pas de FdeS	0,00				
Eau	0	1,00	211,40	211,40	211,40	211,40
Superplastifiant	Eucon 37	1,21	6,05	5,00	6,05	5,00
Extrait liquide (%)	59,5	1,00	3,60	3,60	3,60	3,60
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Agent viscosant	Pas de VISC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
Extrait liquide (%)	1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eau total (adj. inclus)	0	1,00	215,00	215,00	215,00	215,00
Sable	Valleyfield	2,71	833,98	307,63	833,98	307,63
Pierre	5-14 Granit	2,75	758,17	275,70	758,17	275,70
Fibres	Dramix 65-35	7,80	80,00	10,26	80,00	10,26
Air		0,00		25,00		25,00
Total			2389,60	1000,00	2389,60	1000,00

*: Masse
granulats
en Mss**Teneur en eau et correction des masses de granulats**

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT	g	g
Poids tare + granulats humides : PH	g	g
Poids tare + granulats séchés : PS	g	g
Absorption : A	0,0050 (-)	0,0037 (-)
Teneur en eau	0,0410 (-)	0,0320 (-)
Eau apportée par granulats	29,87 kg	21,38 kg
Masse corrigée des granulats	863,86 kg	779,54 kg

Total eau
apportée
par granulats :

51,25 kg

Matériaux à préparer pour une gâchée de**1000 litres**

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Mcorrigée
Ciment	500,00 kg	500,00 kg
Fumée de silice	kg	kg
Eau	211,40 kg	160,15 kg
Superplastifiant	6050,0 g	6050,00 g
Autre adjuvant	0,0 g	0,00 g
Entraîneur d'air	0,0 g	0,00 g
Agent viscosant	0,0 g	0,00 g
Sable	833,98 kg	863,86 kg
Pierre	758,17 kg	779,54 kg
Fibres	80,00 kg	80,00 kg

Mcorrigée d'eau correspond à la masse
théorique + Total eau apportée granulats

- 33 % de l'eau à peser = kg
 66 % de l'eau à peser = kg
 ⇒ Mélanger avec 33 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 66 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 500 ml d'eau
 ⇒ Ajouter seul en fin de gâchage

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	13/07/2007 @ 9h30
Température (°C) :	23,5
Affaïsement / Etalement (mm) :	190
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :	50,2
Masse béton airmètre (kg) :	
Volume airmètre (l) :	
Masse vol. béton exp. (kg/m3) :	2422
Teneur en air (%) :	3,3

Remarques :

 Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES
Version 1.4 - JPC, 12 juin 2007

BFHP50 – COULÉE #2

Nom du mélange : BRF50, fibres 65/35 @ 1%, coulée 2

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
FS/C	0,00
E/C	0,43
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1,67
S/G	1,10

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	10,0
(% sec L)	0,49
AEA (ml/kg L)	0,0
Visc. (ml/Leau)	0,0
Autre (ml/kg L)	0,0

Critères	Valeur
Fibre (%)	1,0
Air (%)	2,5
Pâte (%)	40,6
Vgâchée (l)	1000,0

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	p (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg)	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (CSL)	3,03	500,00	165,02	500,00	165,02
Fumée de silice	Pas de FdeS	0,00				
Eau	0	1,00	211,40	211,40	211,40	211,40
Superplastifiant	Eucon 37	1,21	6,05	5,00	6,05	5,00
Extrait liquide (%)	59,5	1,00	3,60	3,60	3,60	3,60
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Agent viscosant	Pas de VISC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000
Extrait liquide (%)	1	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eau total (adj. inclus)	0	1,00	215,00	215,00	215,00	215,00
Sable	Valleyfield	2,71	833,98	307,63	833,98	307,63
Pierre	5-14 Granit	2,75	758,17	275,70	758,17	275,70
Fibres	Dramix 65-35	7,80	80,00	10,26	80,00	10,26
Air		0,00		25,00		25,00
Total			2389,60	1000,00	2389,60	1000,00

* : Masse
granulats
en Mss**Teneur en eau et correction des masses de granulats**

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT	g	g
Poids tare + granulats humides : PH	g	g
Poids tare + granulats séchés : PS	g	g
Absorption : A	0,0050 (-)	0,0037 (-)
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)	0,0360 (-)
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Mss] / (1 + A)	0,0270 (-)
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Mss] / (1 + A)	25,72 kg
	859,71 kg	17,60 kg
		43,33 kg

Total eau
apportée
par granulats :**Matériaux à préparer pour une gâchée de****1000 litres**

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Mcorrigée
Ciment	500,00 kg	500,00 kg
Fumée de silice	kg	kg
Eau	211,40 kg	168,08 kg
Superplastifiant	6050,0 g	6050,0 g
Autre adjuvant	0,0 g	0,00 g
Entraîneur d'air	0,0 g	0,00 g
Agent viscosant	0,0 g	0,00 g
Sable	833,98 kg	859,71 kg
Pierre	758,17 kg	775,77 kg
Fibres	80,00 kg	80,00 kg

Mcorrigée d'eau correspond à la masse
théorique + Total eau apportée granulats

- 33 % de l'eau à peser = kg
 66 % de l'eau à peser = kg
 ⇒ Mélanger avec 33 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 66 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 500 ml d'eau
 ⇒ Ajouter seul en fin de gâchage

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	13/07/2007 @ 10h50
Température (°C) :	
Affaissement / Etalement (mm) :	140
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :	48,7
Masse béton airmètre (kg) :	16,691
Volume airmètre (l) :	7
Masse vol. béton exp. (kg/m3) :	2384,428571
Teneur en air (%) :	3,6

Remarques :

 Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES
Version 1.4 - JPC, 12 juin 2007

BFHP70 – COULÉE #1

Nom du mélange : BRFHP70 Fabrication1, coulée usine Juin 2007

Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
FS/C	0,00
E/C	0,35
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1,68
S/G	1,40

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	17,0
(% sec L)	0,83
AEA (ml/kg L)	0,0
Visc. (ml/Leau)	2,5
Autre (ml/kg L)	0,0

Critères	Valeur
Fibre (%)	1,5
Air (%)	2,5
Pâte (%)	40,1
Vgâchée (l)	1000,0

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	ρ (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg)	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (CSL)	3,03	550,00	181,52	550,08	181,54
Fumée de silice	Pas de FdeS	0,00				
Eau	0	1,00	185,43	185,43	185,46	185,46
Superplastifiant	Eucon 37	1,21	11,31	9,35	11,32	9,35
Extrait liquide (%)	59,5	1,00	6,73	6,73	6,73	6,73
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Agent viscosant	Visctrol	1,21	0,58	0,48	0,58	0,481
Extrait liquide (%)	57,5	1,00	0,33	0,33	0,33	0,33
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eau total (adj. inclus)	0	1,00	192,50	192,50	192,53	192,53
Sable	Valleyfield	2,71	922,93	340,44	923,06	340,49
Pierre	2.5-10 Gr. Val	2,717	659,23	242,63	659,33	242,67
Fibres	Dramix ZP-305	7,80	117,00	15,00	117,02	15,00
Air		0,00		25,00		25,00
Total			2446,49	999,85	2446,85	1000,00

* : Masse
granulats
en Mss**Teneur en eau et correction des masses de granulats**

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT		
Poids tare + granulats humides : PH		
Poids tare + granulats séchés : PS		
Absorption : A		
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)	
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Mss] / (1 + A)	
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Mss] / (1 + A)	
	0,0050	0,0046
	43,17	9,45
	966,23	668,78
		Total eau apportée par granulats : 52,62

Matériaux à préparer pour une gâchée de 1000 litres

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Mss
Ciment	550,08	550,00
Fumée de silice		
Eau	185,46	132,84
Superplastifiant	11315,2	18755,00
Autre adjuvant	0,0	0,00
Entraîneur d'air	0,0	0,00
Agent viscosant	582,4	0,00
Sable	923,06	966,23
Pierre	659,33	668,78
Fibres	117,02	117,00

g
g
Mcorrigée d'eau correspond à la masse théorique + Total eau apportée granulats (-)
33 % de l'eau à peser = (-) 113,70
66 % de l'eau à peser = kg 16,40
Mélanger avec 33 % de l'eau
Mélanger avec 66 % de l'eau
Mélanger avec 500 ml d'eau
Ajouter seul en fin de gâchage

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	20/09/2007 @ 11h10
Température (°C) :	25,8
Affaissement / Étalement (mm) :	200 300
Temps d'écoulement (s) :	g

Remarques : Ajout de 2 litres de superplastifiant après ajout des fibres
Mélange homogène sans ségrégation. Manque un peu de maniabilité
Nous avons utilisé 65% plus de superplastifiant qu'à Poly

fc 7j/28j (MPa)	67,0
Masse béton homogène (kg) :	
Volume airmètre (l) :	
Masse vol. béton ex (kg/m3) :	2411
Teneur en air (%) :	3,4

Version 1.4 - JPC, 12 juin 2007

BFHP70 – COULÉE #2Nom du mélange : BRFHP70 Fabrication2, coulée usine Juin 2007Préparé par : Cédric

Critères	Valeur
FS/C	0,00
E/C	0,35
E/L = E/(C+FS)	
S/C	1,68
S/G	1,40

Critères	Valeur
Sup. (ml/kg L)	17,0
(% sec L)	0,83
AEA (ml/kg L)	0,0
Visc. (ml/Leau)	2,5
Autre (ml/kg L)	0,0

Critères	Valeur
Fibre (%)	1,5
Air (%)	2,5
Pâte (%)	40,1
Vgâchée (l)	1000,0

Recette de béton fibré à haute performance

Composante	Identification composante	p (kg/l)	Masse recette (kg/m3)	Volume recette (l/m3)	Masse gâchée (kg)	Volume gâchée (l)
Ciment	HSF (CSL)	3,03	550,00	181,52	550,08	181,54
Fumée de silice	Pas de FdeS	0,00				
Eau	0	1,00	185,43	185,43	185,46	185,46
Superplastifiant	Eucon 37	1,21	11,31	9,35	11,32	9,35
Extrait liquide (%)	59,5	1,00	6,73	6,73	6,73	6,73
Entraîneur d'air	Pas de AEA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Agent viscosant	Visctrol	1,21	0,58	0,48	0,58	0,481
Extrait liquide (%)	57,5	1,00	0,33	0,33	0,33	0,33
Autre adjuvant	Pas d'autre adj	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Extrait liquide (%)	100	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eau total (adj. inclus)	0	1,00	192,50	192,50	192,53	192,53
Sable	Valleyfield	2,71	922,93	340,44	923,06	340,49
Pierre	2.5-10 Gr. Val	2,717	659,23	242,63	659,33	242,67
Fibres	Dramix ZP-305	7,80	117,00	15,00	117,02	15,00
Air		0,00		25,00		25,00
Total			2446,49	999,85	2446,85	1000,00

* : Masse
granulats
en Msss**Teneur en eau et correction des masses de granulats**

Caractéristiques	Sable	Pierre
Poids tare : PT	g	g
Poids tare + granulats humides : PH	g	g
Poids tare + granulats séchés : PS	g	g
Absorption : A	0,0050 (-)	0,0046 (-)
Teneur en eau	TE = (PH - PS) / (PS - PT)	
Eau apportée par granulats	Eau = [(TE - A) x Msss] / (1 + A)	
Masse corrigée des granulats	Mhumide = [(1 + TE) x Msss] / (1 + A)	
	43,17 kg	9,45 kg
	966,23 kg	668,78 kg

Total eau
apportée
par granulats :**Matériaux à préparer pour une gâchée de 1000 litres**

Composante	Masse théorique (kg)	Masse au laboratoire (kg)
	Masse	Msss
Ciment	550,08 kg	550,00 kg
Fumée de silice	kg	kg
Eau	185,46 kg	132,84 kg
Superplastifiant	11315,2g	18755,00g
Autre adjuvant	0,0 g	0,00 g
Entraîneur d'air	0,0 g	0,00 g
Agent viscosant	582,4 g	0,00 g
Sable	923,06 kg	966,23 kg
Pierre	659,33 kg	668,78 kg
Fibres	117,02 kg	117,00 kg

Mcorrigée d'eau correspond à la masse
théorique + Total eau apportée granulats

33 % de l'eau à peser = 113,70 kg
 66 % de l'eau à peser = 16,40 kg
 ⇒ Mélanger avec 33 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 66 % de l'eau
 ⇒ Mélanger avec 500 ml d'eau
 ⇒ Ajouter seul en fin de gâchage

Caractéristiques de la gâchée

Contact E/C (date, heure) :	20/06/2007 @ 11h50
Température (°C) :	25,6
Affaissement / Etalement (mm) :	200 300
Temps d'écoulement (s) :	

fc 7j/28j (MPa) :	65,1
Masse béton airmètre (kg) :	
Volume airmètre (l) :	
Masse vol. béton exp. (kg/m3) :	2425,5
Teneur en air (%) :	3,6

Remarques :

Ajout de 2 litres de superplastifiant après ajout des fibres
 Mélange homogène sans ségrégation. Manque un peu de maniabilité
 Nous avons utilisé 65% plus de superplastifiant qu'à Poly

Groupe de recherche en
GÉNIE DES STRUCTURES
Version 1.4 - JPC, 12 juin 2007

ANNEXE B DIMENSIONS DES COFFRAGES ET MISE EN PLACE DES BÉTONS DES PRÉ-DALLES

Une fois les coffrages fabriqués, les diverses dimensions ont été mesurées à maintes reprises afin d'avoir un bon échantillon de mesures. (Tableau 1). La Figure 1 montre les endroits où les mesures ont été prises – les ronds correspondant aux mesures de l'épaisseur de la pré-dalle et les lignes à la longueur et à la largeur.

La moyenne de ces dimensions est détaillée, en fonction du système étudié, du Tableau 2 au Tableau 5.

Tableau 1 Nombre de mesures prises

Dimension	Nombre de mesures prises
Épaisseur	10
Longueur	3
Largeur	3
Enrobage	4

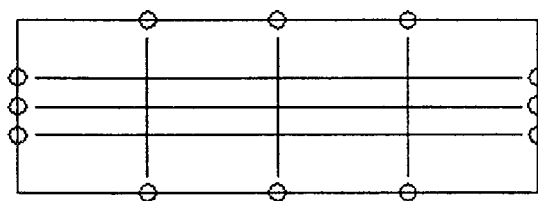


Figure 1 Lieu de prises de mesures sur les coffrages

Tableau 2 Dimensions des coffrages du BHP50

Coffrage	#1 mm	#2 mm	#3 mm	#4 mm	Moyenne mm
Profondeur	104	105	105	105	105
Longueur	3 001	3 000	3 001	3 000	3 001
Largeur	1 001	1 002	1 002	1 001	1 001
Enrobage	38	38	39	39	39

Tableau 3 Dimensions des coffrages du BFHP50

Coffrage	#1 mm	#2 mm	#3 mm	#4 mm	Moyenne mm
Profondeur	71	71	71	70	71
Longueur	3 001	3 001	3 000	2 999	3 000
Largeur	1 002	1 001	1 004	1 002	1 002
Enrobage	38	39	38	39	39

Tableau 4 Dimensions des coffrages du BFHP70

Coffrage	#1 mm	#2 mm	#3 mm	#4 mm	Moyenne mm
Profondeur	69	69	70	69	69
Longueur	3 001	3 001	3 000	2 999	3 001
Largeur	1 002	1 001	1 002	1 001	1 002
Enrobage	31	30	30	31	30

Tableau 5 Dimensions des coffrages du BFUP120

Coffrage	#1 mm	#2 mm	#3 mm	#4 mm	Moyenne mm
Profondeur	52	52	52	51	52
Longueur	3 002	3 001	3 000	2 999	3 000
Largeur	1 002	1 001	1 004	1 002	1 002
Enrobage	20	202	20	20	20

Caractéristiques et mise en place du béton frais

Cette section présente les caractéristiques des deux coulées de béton frais ainsi que des précisions sur la vibration des coffrages, la technique de finition ainsi que des commentaires.

BHP50

Ce mélange a été réalisé le 19 juin 2007. L'étalement de la première coulée de 460 mm, comparé à 500 mm pour la deuxième, s'explique par le teneur en eau du sable utilisé dans l'élaboration du mélange. En effet, la teneur en eau employée était celle qui avait été préalablement déterminée lors du mélange préparatoire, soit 6.7 %. Pour corriger la situation, un volume additionnel de 60 % de superplastifiant a été utilisé (par rapport au mélange élaboré à *Polytechnique*). Une correction de la teneur en eau a été établie pour la deuxième coulée. Toutefois, l'ajout de 30 % supplémentaire de superplastifiant a été nécessaire afin d'homogénéiser le mélange. Les caractéristiques des coulées sont montrées au Tableau 8-1.

Tableau 8-1 Caractéristiques des coulées du béton BHP50*

BHP50 - Coulée #1			BHP50 - Coulée #2		
Affaissement	NA	mm	Affaissement	NA	mm
Étalement	460	mm	Étalement	500	mm
Masse vol.	2 393	kg/m ³	Masse vol.	2 426	kg/m ³
Teneur air	3.4	%	Teneur air	ND	%
Durée du malaxage	0 h 10		Durée du malaxage	0 h 08	
Durée mise en place	1 h 00		Durée mise en place	0 h 20	
T béton	25,3	°C	T béton	25,8	°C
T ambiante	25,6	°C	T ambiante	31,2	°C
f'_c 28 j.	56,4	MPa	f'_c 28 j.	53,0	MPa

* NA : Non applicable ND: Non disponible f'_c : résistance à la compression

Vibration des coffrages

Le râtelier a été utilisé pour répartir le béton. Des coups de marteau ont ensuite été donnés au périmètre du coffrage dans le but d'éliminer les vides.

Méthode de finition de la surface

Afin d'obtenir une finition satisfaisante, les employés de Béton Brunet ont passé un madrier de bois en cisailant la surface du coffrage pour enlever le surplus de béton. La finition a été retouchée à la truelle.

Commentaires

Bien que le volume de béton fabriqué ait semblé suffisant, la quantité de matériau n'a pas permis de remplir complètement le cube de 60 cm prévu. Le cube n'a alors été rempli qu'à 35 cm de hauteur, permettant ainsi d'en retirer quelques carottes si le besoin se présentait.

BFHP50

Ce mélange a été réalisé en date du 13 juillet 2007. Les caractéristiques des coulées sont montrées au Tableau 8-2. Le mélange avait été préparé la veille (12 juillet), après les coulées du BFUP120, afin d'économiser du temps sur l'ajustement de la recette. Notons ici que les valeurs de l'affaissement des deux coulées de BFHP50 sont très faibles.

Tableau 8-2 Caractéristiques des coulées du béton BFHP50

BFHP50 - Coulée #1				BFHP50 - Coulée #2			
Affaissement	190	mm		Affaissement	140	mm	
Étalement	ND	mm		Étalement	ND	mm	
Masse vol.	2 422	kg/m ³		Masse vol.	2 384	kg/m ³	
Teneur air	3.3	%		Teneur air	3.6	%	
Durée du malaxage	0 h 10			Durée du malaxage	0 h 10		
Durée mise en place	1 h 00			Durée mise en place	1 h 00		
T béton	23.5	°C		T béton	ND	°C	
T ambiante	ND	°C		T ambiante	ND	°C	
f'_c 28 j.	50.2	MPa		f'_c 28 j.	48.7	MPa	

Vibration des coffrages

Seul le marteau a été utilisé pour éliminer les vides au périmètre du coffrage. De plus, les bétons ont été vibrés afin d'éliminer les trous d'air.

Méthode de finition de la surface

Tout d'abord, la truelle a été utilisée pour répartir le béton, ensuite un madrier de bois pour cisailer et égaliser la surface. Finalement, une truelle a été employée de manière à obtenir une surface lisse.

Commentaires

Ces deux bétons étaient très peu maniabiles, encore davantage la deuxième coulée que la première. Lors du mélange de la deuxième coulée, une panne d'électricité a retardé la manipulation de la benne pendant 45 minutes, ce qui peut expliquer cette grande différence de maniabilité. Conséquemment, il a été ardu de bien étaler le béton sur toute la surface et de colmater les vides. La truelle a dû être utilisée afin de vibrer le béton. Étant donné la faible maniabilité de la deuxième coulée, la finition de la dalle a duré près d'une heure.

BFHP70

Ce mélange a été réalisé le 20 juin 2007. Toutefois, les essais de convenance avaient été faits la veille (19 juin) afin d'accélérer le processus. Les caractéristiques des coulées se trouvent au Tableau 8-3.

Dans les deux coulées de BFHP70, 65 % plus de superplastifiant a été ajouté au mélange (par rapport au mélange élaboré à *Polytechnique*) afin d'obtenir une homogénéité satisfaisante, sans ségrégation. Deux litres de superplastifiant ont donc été ajoutés dans le mélange suite à l'ajout des fibres.

Tableau 8-3 Caractéristiques des coulées du béton BFHP70

BFHP70 - Coulée #1				BFHP70 - Coulée #2			
Affaissement	200	mm		Affaissement	200	mm	
Étalement	300	mm		Étalement	300	mm	
Masse vol.	2 411	kg/m ³		Masse vol.	2 426	kg/m ³	
Teneur air	3,4	%		Teneur air	3.6	%	
Durée du malaxage	0 h 14			Durée du malaxage	0 h 15		
Durée mise en place	0 h 28			Durée mise en place	0 h 25		
T béton	25.8	°C		T béton	25.6	°C	
T ambiante	23.1	°C		T ambiante	24.8	°C	
f'_c 28 j.	67.0	MPa		f'_c 28 j.	65.1	MPa	

Vibration des coffrages

Le râteau a été utilisé pour répartir le béton frais. Des coups de marteau en périphérie ont ensuite été nécessaires afin d'éliminer les bulles d'air.

Méthode de finition de la surface

Afin d'obtenir une finition satisfaisante, les employés de *Béton Brunet* ont passé un madrier de bois en cisillant la surface du coffrage pour enlever le surplus de béton. La finition a été retouchée à la truelle.

Commentaires

Lors de la coulée du béton renforcé de fibres, les armatures situées dans les coffrages se sont déplacées. Le BFHP70 était tellement compact que les barres ont bougé latéralement sous sa masse. Toutefois, l'écrasement de celles-ci a été prévenu par des chaises.

Le déplacement des armatures a probablement été causé par la hauteur de chute du matériau, soit environ 1.5 m. L'objectif de cette hauteur de chute était de donner une énergie suffisante au béton pour améliorer sa mise en place dans les coffrages. Le râteau a tout d'abord dû être employé pour étaler le béton et par la suite, les armatures ont été déplacées. La hauteur de chute a été diminuée pour les coulées subséquentes.

Pour permettre la manutention des pré-dalles, un ancrage a été initialement disposé au-dessus des barres du lit d'armature. Les ancrages ont été disposés ainsi afin de permettre au béton de se loger facilement sous l'armature. Toutefois, cette configuration n'a pas laissé une hauteur suffisante de béton entre l'ancrage et la limite supérieure du coffrage. Pour éviter l'éclatement du béton lors de la manipulation des pré-dalles, les ancrages ont été placés sous le lit d'armature.

Cependant, cette configuration a laissé encore une fois peu de béton de recouvrement et a causé la rupture en ces endroits – voir l'analyse des résultats à la section (5.4.3) pour les détails. Cette méthode de manutention a donc été modifiée par la suite.

BFUP120

La préparation du mélange de BFUP120 a été préliminairement faite le 6 juillet afin d'économiser sur le temps d'ajustement du mélange. Les caractéristiques des mélanges se trouvent au Tableau 8-4.

Notons que le sable utilisé dans le BFUP120 était un sable spécial et sec. Aucun granulat n'entre dans sa formulation.

Tableau 8-4 Caractéristiques des coulées du béton BFUP120

BFUP120 - Coulée #1				BFUP120 - Coulée #2			
Affaissement	NA	mm		Affaissement	200	mm	
Étalement	765	mm		Étalement	300	mm	
Masse vol.	2 485	kg/m ³		Masse vol.	2 426	kg/m ³	
Teneur air	4,4	%		Teneur air	3,6	%	
Durée du malaxage	0 h 30			Durée du malaxage	0 h 33		
Durée mise en place	0 h 18			Durée mise en place	0 h 35		
T béton	24,3	°C		T béton	25,6	°C	
T ambiante	25,1	°C		T ambiante	24,8	°C	
f'_c 7 j.	89,6	MPa		f'_c 7 j.	77,0	MPa	
f'_c 28 j.	116,8	MPa		f'_c 28 j.	116,8	MPa	

Vibration des coffrages

Le BFUP120 est un matériau dit autoplaçant. Il s'est présenté tellement autoplaçant que seuls des coups de marteaux ont été portés sur le périmètre des coffrages afin d'éliminer les vides.

Méthode de finition de la surface

Seulement le béton du coffrage #1 a été arasé à l'aide d'un morceau de bois. Notons que cette technique de finition aurait dû être répétée aux autres coffrages puisqu'il en a résulté une augmentation de 20 % de l'épaisseur des pré-dalles pour les coffrages #2, #3 et #4.

Commentaires

Comme il a été constaté le lendemain, tous les coffrages auraient dû être arasés même si ce matériau est considéré autoplaçant. Si la finition a été délaissée c'était dans le but d'étendre le plus rapidement possible le polythène pour limiter l'apparition de bulles d'air.

**ANNEXE C PRÉPARATION DES SPÉCIMENS DES ESSAIS DE
CARACTÉRISATION**

ESSAI DE TRACTION DIRECTE	
Nom du spécimen :	
Nom des coulées	
Date du test :	
Date du carottage :	
Date de l'entaille :	

SPÉCIMEN 1	Ø spécimen		SPÉCIMEN 2	Ø spécimen		SPÉCIMEN 3	Ø spécimen		SPÉCIMEN 4	Ø spécimen	
	1			1			1			1	
	2			2			2			2	
	3			3			3			3	
	Ø			Ø			Ø			Ø	
	H			H			H			H	

	SPÉCIMEN 1	SPÉCIMEN 2	SPÉCIMEN 3	SPÉCIMEN 4
NOM DES FICHIERS				
CHARGE MAXIMUM				

TÂCHES PRÉLIMINAIRES AU JOUR DE L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE	1	2	3	4	
Carottage de la dalle (<i>voir dimensions au verso</i>)					
Identification des carottes (<i>Nom des coulées+ 1, 2 ou 3</i>) sur les côtés					
Pratique de l'entaille à l'interface (<i>1cm de profondeur et 2mm de largeur</i>)					
Surfaçage des 2 extrémités					
Encoches pour extensomètres (<i>Noter la distance entre les encoches</i>)					
Noter le diamètre extérieur du spécimen, de son entaille et sa hauteur					
Nettoyage des surfaces au savon et à la brosse					
Remise en cure humide des spécimens (<i>À la vertical</i>)					
Nettoyage des casques en aluminium					
TÂCHES LE JOUR DE L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE	☒	1	2	3	4
Séchage à l'air comprimé					
Nettoyage des surfaces de la carotte et des casques à l'acétone					
Séchage à l'air ambiant (<i>minimum 1 heure</i>)					
Collage de la surface inférieure (<i>9c. poudre/2.5 ml liquide</i>) (<i>Superposer le 2^{ième} casque pour ajouter une certaine charge – attente de 5 minutes</i>)					

ESSAI DE CISAILLEMENT		
Nom du spécimen :		
Nom des coulées		
Date du test :		

	SPÉCIMEN 1	SPÉCIMEN 2	SPÉCIMEN 3
Δ_{ENCOCHE}			

	SPÉCIMEN 1	SPÉCIMEN 2	SPÉCIMEN 3
NOM DES FICHIERS			
CHARGE MAXIMUM			

TÂCHES PRÉLIMINAIRES AU JOUR DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT	☒	1	2	3
Identification des spécimens (<i>Nom des coulées et 1, 2 ou 3</i>) sur les côtés				
Dégagement des styrofoam (<i>enlever le béton qui recouvre le styrofoam</i>)				
Sablage des endroits à instrumenter				
Encoches pour extensomètres (<i>Noter la distance entre les encoches</i>)				
Nettoyage des surfaces au savon et à la brosse (<i>extrémités aussi</i>)				
Séchage à l'air comprimé des zones humides				
Tracé des axes centraux et des positions de l'instrumentation (<i>voir verso</i>)				
Numérotation des sites des LVDT				
Remise en cure humide des spécimens				
Coupe des cales à utiliser (<i>voir dimensions verso</i>)				
Nettoyage des supports à LVDT				

TÂCHES LE JOUR DE L'ESSAI DE CISAILLEMENT	☒	1	2	3
Séchage à l'air comprimé				
Nettoyage des surfaces du spécimen à l'acétone				
Collage des supports à LVDT et des cales				

ANNEXE D PROTOCOLES DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION

ESSAI DE DE CISAILLEMENT

1. Vérifier la course du vérin et l'ajuster en conséquence
2. Utiliser HPU=High et HSM= low :manuel ou high :contrôleur
3. Brancher les LVDT
4. Fermer toutes les fenêtres + Exit MTS
5. Hwi Editor → Open/cisaillement → Save as/ftgi.hwi (fichier par défaut)
6. System loader (Mise à jour des nouvelles configurations)
7. Ouvrir Station Manager/ P2500-1_30gpm_M-C_L_Cisaillement.cfg
8. Mettre les LVDT à zéro
9. Vérifier que le protocole en cours est le : MCL_Cisaillement1.000
10. New spécimen : enter le nom du spécimen + ENTER
11. Reset → Contrôle : interlock & programme + MPT + Meters → reset
12. Prendre une photo du montage
13. Débuter l'essai en appuyant sur PLAY et ensuite sur le bouton GO ESSAI dans la fenêtre « Operator events ».
14. Fin de l'Essai
15. Débloquer le « cadenas »
16. Retirer le spécimen
17. Prendre une photo des interfaces

ESSAI DE DE TRACTION

1. Vérifier la course du vérin et l'ajuster en conséquence
2. Utiliser HPU=High et HSM= low :manuel ou high :contrôleur
3. Installation des pièces nécessaires au montage
4. Brancher les extensomètres
5. Fermer toutes les fenêtres + Exit MTS
6. Hwi Editor → Open/Traction → Save as/ftgi.hwi (fichier par défaut)
7. System loader (Mise à jour des nouvelles configurations)
8. Ouvrir Station Manager/ P2500-1_30gpm_M-C_L_Traction.cfg : Double rampe
9. Vérifier que le protocole en cours est le : MCL_Traction.000
10. New spécimen : enter le nom du spécimen + ENTER
11. Reset → Contrôle : interlock, programme et MPT
12. Vérifier la course du vérin et l'ajuster en conséquence
13. Application de la colle sur la surface supérieure (*14 c. de poudre / 3.9 ml de liquide*)
14. Rapprocher le plateau supérieur jusqu'à ce qu'une faible charge ($\approx 0,5$ kN) soit atteinte
15. Débuter l'essai en appuyant sur PLAY et ensuite sur le bouton GO ESSAI dans la fenêtre « Operator events ».
16. Le collage est amorcé. Pendant la mise en charge de 500 N pendant 30 min, installer les extensomètres.
17. Fin du collage : Retour à zéro de l'instrumentation : Station control → signal auto offset +

Meters→reset

18. Prendre une photo du montage
19. Débuter l'essai : GO ESSAI
20. Après la phase post-pic, passer en rampe 2 (*0,01 mm/min*)
21. Fin de l'Essai
22. Débloquer le « cadenas »
23. Retirer les casques
24. Prendre une photo des interfaces
25. Nettoyer les casques

ANNEXE E **PROTOCOLES – ESSAIS SUR SYSTÈMES PRÉ-DALLE/DALLES**

Procédure d'essai statique

Mise en place du spécimen

- ✓ S'assurer que l'appui rouleau Est soit fixé
- ✓ Installer le spécimen sur les appuis
- ✓ Sabler les zones d'instrumentation: jauge de compression, 4 flèches, vis fissuration et 6 points DEMEC
- ✓ Peindre le spécimen avec de la peinture blanche
- ✓ Tracer une ligne à mi-portée sur la surface Nord, Sud et supérieure
- ✓ Prendre les mesures des diverses dimensions du spécimen
- ✓ À l'aide du moule en bois, mettre au niveau le HSS avec de l'Ultracal (environ 1.5 kg - texture yogourt) : Utiliser du styrofoam pour combler les vides aux extrémités et râtelier les surplus d'Ultracal avant le durcissement
- ✓ Coller la jauge de compression et la connecter
- ✓ Coller les points DEMEC
- ✓ Coller les vis pour les supports à LVDT des fissurations Nord et Sud
- ✓ Coller les plaques d'acier pour les LVDT des flèches Nord et Sud sous la dalle
- ✓ Installer l'instrumentation et la cellule de charge
- ✓ Descendre le vérin manuellement
- ✓ Mettre manuellement à zéro les LVDT
- ✓ Libérer l'appui Est
- ✓ Installer les rideaux noirs et le nom du spécimen pour les photos
- ✓ Installer le périmètre de sécurité

Début de l'essai

- ✓ Modifier le programme à 5 Hz; continue
- ✓ Sortir le vérin jusqu'à la vue de la ligne rouge
- ✓ Faire les zéros sur la cellule de charge et la jauge
- ✓ Prendre une photo ainsi qu'une lecture des points DEMEC
- ✓ Débuter l'essai: "scan", "rec" simultanément avec le démarrage du pulsateur
- ✓ Prendre une photo ainsi qu'une lecture des points DEMEC à 25%, 50% et 75% de la charge maximale
- ✓ Tracer les fissures avec un crayon noir feutre au fur et à mesure de l'essai
- ✓ Noter lorsque la fissuration s'amorce dans la pré-dalle et la dalle et lorsqu'elle atteint l'interface

Fin de l'essai

- ✓ Enregistrer les données
- ✓ Prendre une photo ainsi qu'une lecture des points DEMEC
- ✓ Bloquer l'appui Est
- ✓ Retirer l'instrumentation
- ✓ Prendre une photo globale et rapprochée

Procédure d'essai cyclique

Mise en place du spécimen

- ✓ S'assurer que l'appui rouleau Est soit fixé
- ✓ Installer le spécimen sur les appuis
- ✓ Sabler les zones d'instrumentation: jauge de compression, 2 flèches et 6 points DEMEC
- ✓ Peindre le spécimen avec de la peinture blanche
- ✓ Tracer une ligne à mi-portée sur la surface Nord, Sud et supérieure
- ✓ Prendre les mesures des diverses dimensions du spécimen
- ✓ À l'aide du moule en bois, mettre au niveau le HSS avec de l'Ultracal (environ 1.5 kg - texture yogourt) : Utiliser du styrofoam pour combler les vides aux extrémités et râtelier les surplus d'Ultracal avant le durcissement
- ✓ Coller la jauge de compression et la connecter
- ✓ Coller les points DEMEC
- ✓ Coller les plaques d'acier pour les LVDT des flèches Nord et Sud sous la dalle
- ✓ Installer l'instrumentation et la cellule de charge
- ✓ Descendre le vérin manuellement
- ✓ Mettre manuellement à zéro les LVDT
- ✓ Libérer l'appui Est
- ✓ Installer les rideaux noirs et le nom du spécimen pour les photos
- ✓ Installer le périmètre de sécurité

Début de l'essai

- ✓ Modifier le programme à 100Hz; 15 secondes aux 10 minutes
- ✓ Sortir le vérin jusqu'à la vue de la ligne rouge
- ✓ Faire les zéros sur la cellule de charge et la jauge
- ✓ Prendre une photo ainsi qu'une lecture des points DEMEC
- ✓ Débuter l'essai: "scan", "rec" simultanément avec le démarrage du pulsateur
- ✓ Fixer la charge minimale et maximale
- ✓ Noter le nombre de cycles lorsque les charges sont stables
- ✓ À environ 500 000 cycles: noter le nombre de cycles, prendre une lecture des DEMEC et appliquer le chargement P0
- ✓ Prendre une photo ainsi qu'une lecture des points DEMEC à 25%, 50% et 75% du chargement P0
- ✓ Tracer les fissures avec un crayon noir feutre au fur et à mesure de l'essai
- ✓ Noter lorsque la fissuration s'amorce dans la pré-dalle et la dalle et lorsqu'elle atteint l'interface
- ✓ Prendre une photo et une lecture des DEMEC à P0
- ✓ Repartir l'essai cyclique

Fin de l'essai cyclique à 1 000 000 cycles ou +

- ✓ Décharger
- ✓ Noter le nombre de cycles à la fin de l'essai
- ✓ Enregistrer les données

- ✓ Prendre une photo ainsi qu'une lecture des points DEMEC
- ✓ Appliquer la charge maximale obtenue de l'essai statique: noter les DEMEC et prendre une photo à 25, 50, 75 et 100% de cette charge

Fin de l'essai statique

- ✓ Enregistrer les données
- ✓ Bloquer l'appui Est
- ✓ Retirer l'instrumentation
- ✓ Prendre une photo globale et rapprochée

ANNEXE F PHOTOS DES ESSAIS SUR LES SYSTÈMES PRÉ-
DALLE/DALLES

BHP50

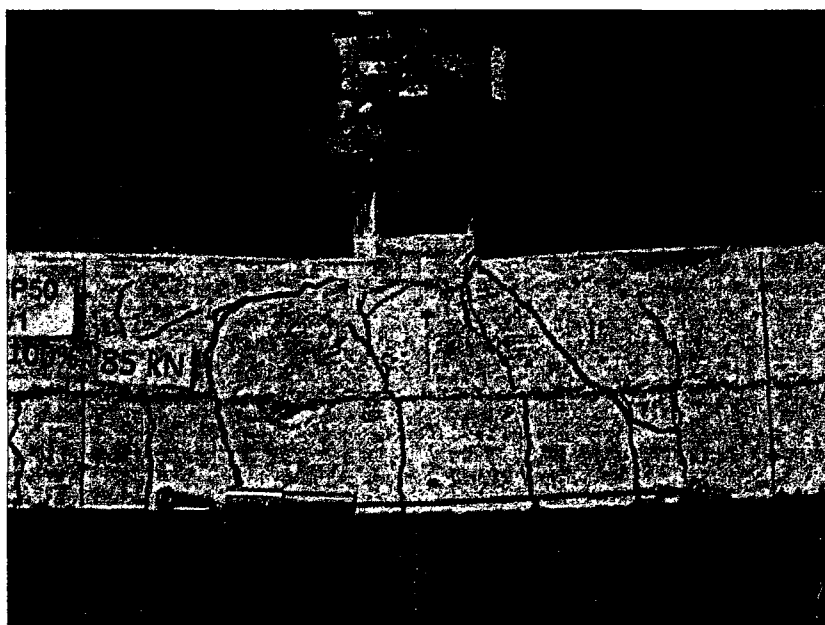


Figure 1 BHP50 à 100% de la charge maximale calculée

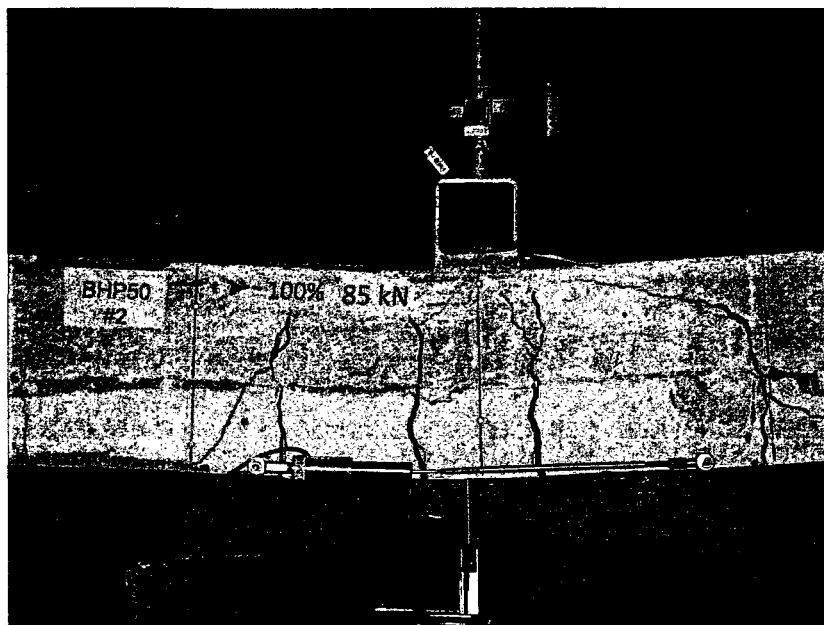


Figure 2 BHP50 #2 à 100% de la charge maximale calculée

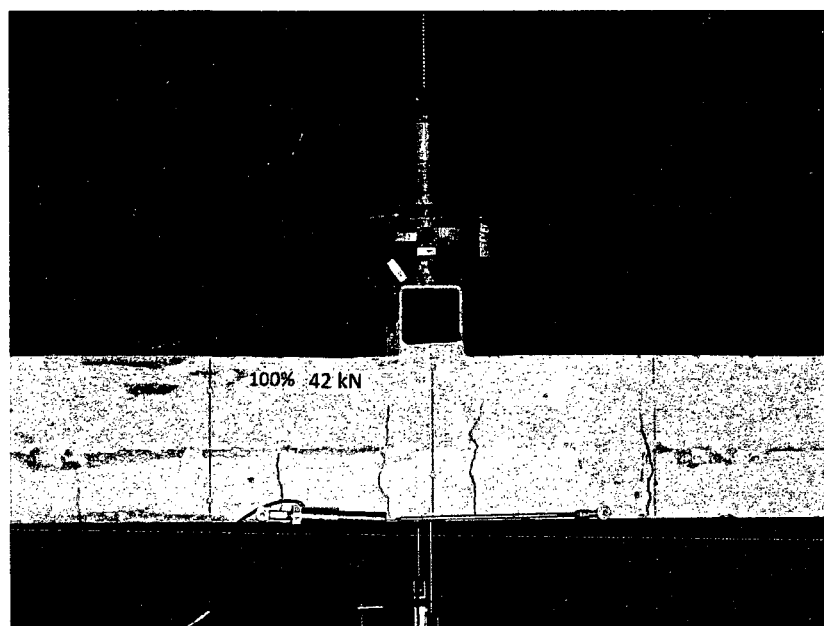


Figure 3 BHP50 #2 à 100% du chargement exceptionnel – fissuration déjà existante

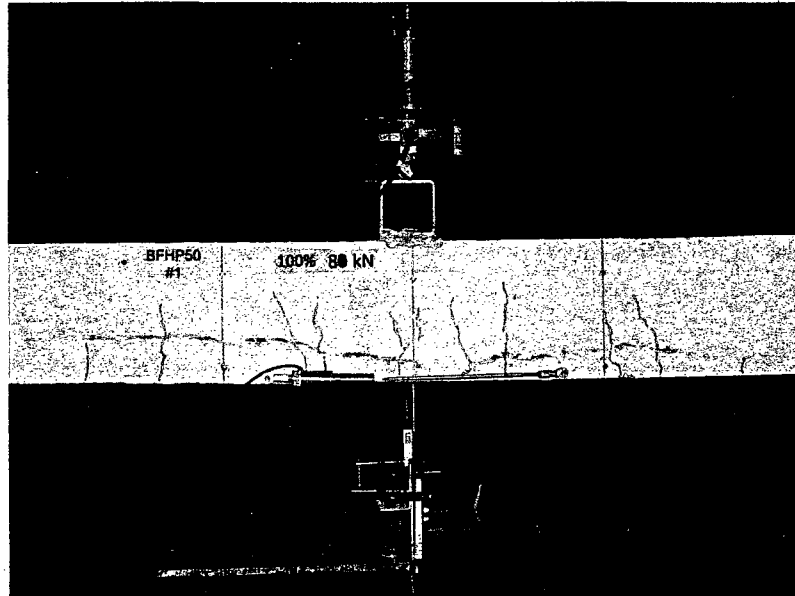
BFHP50-T

Figure 4 BFHP50-T #1 à 100% de la charge maximale calculée

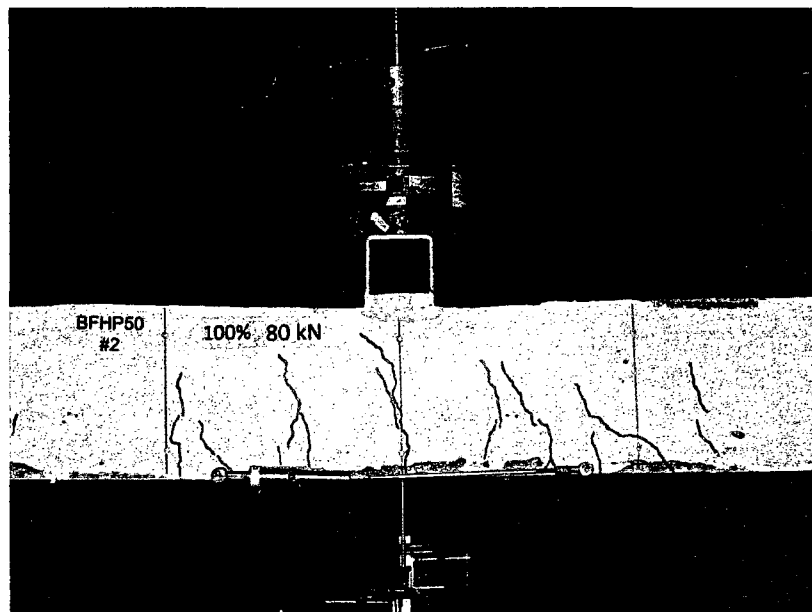


Figure 5 BFHP50-T #2 à 100% de la charge maximale calculée

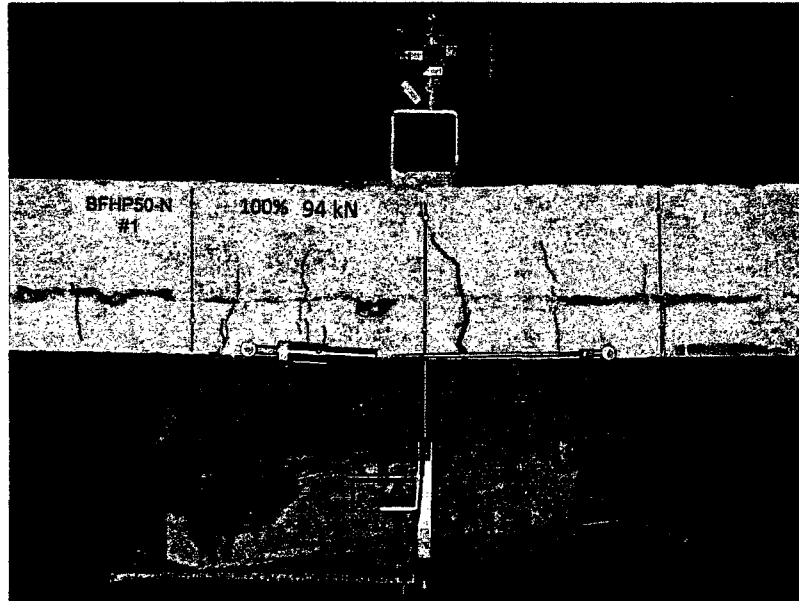
BFHP50-N

Figure 6 BFHP50-N #1 à 100% de la charge maximale calculée

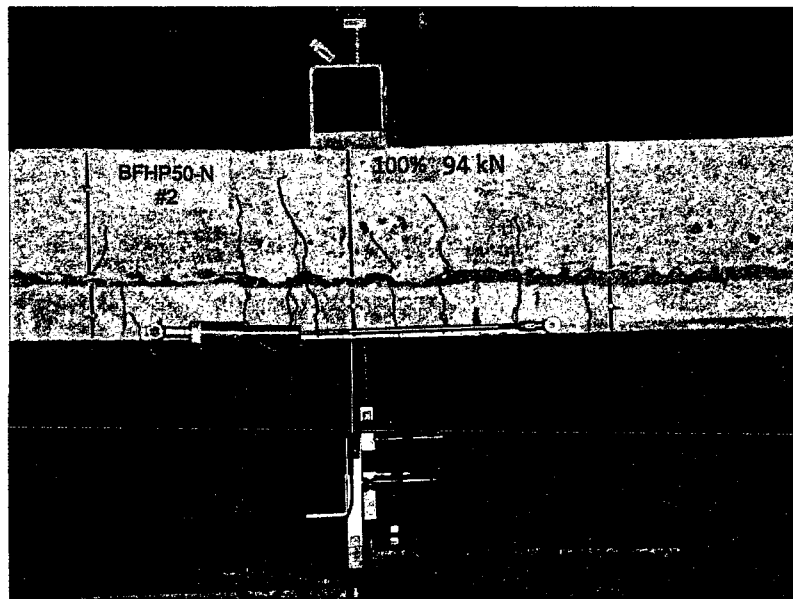


Figure 7 BFHP50-N #2 à 100% de la charge maximale calculée

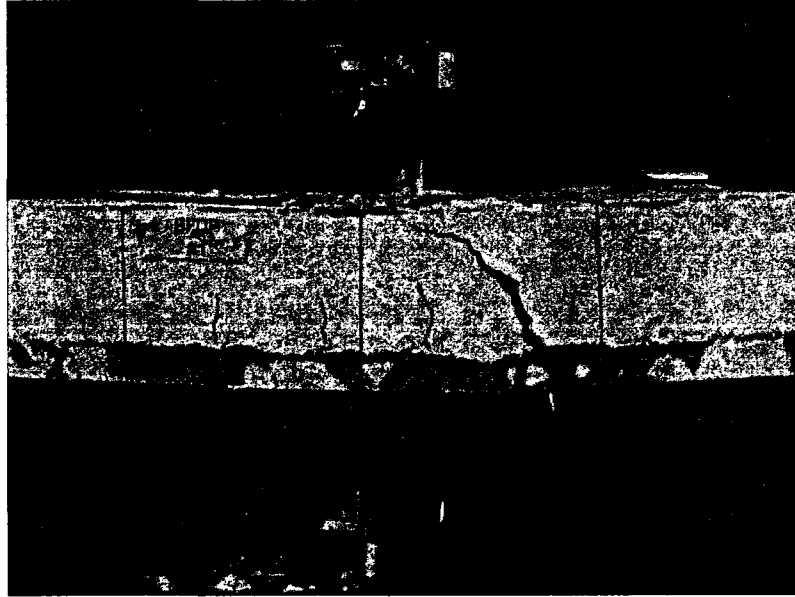
BFUP120

Figure 8 BFUP120 #1 à 100% de la charge maximale calculée

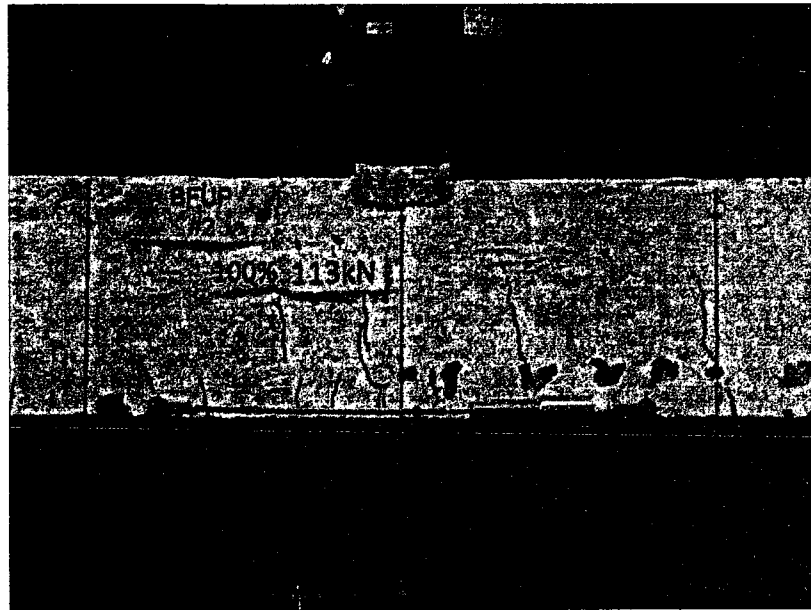


Figure 9 BFUP120 #2 à 100% de la charge maximale calculée

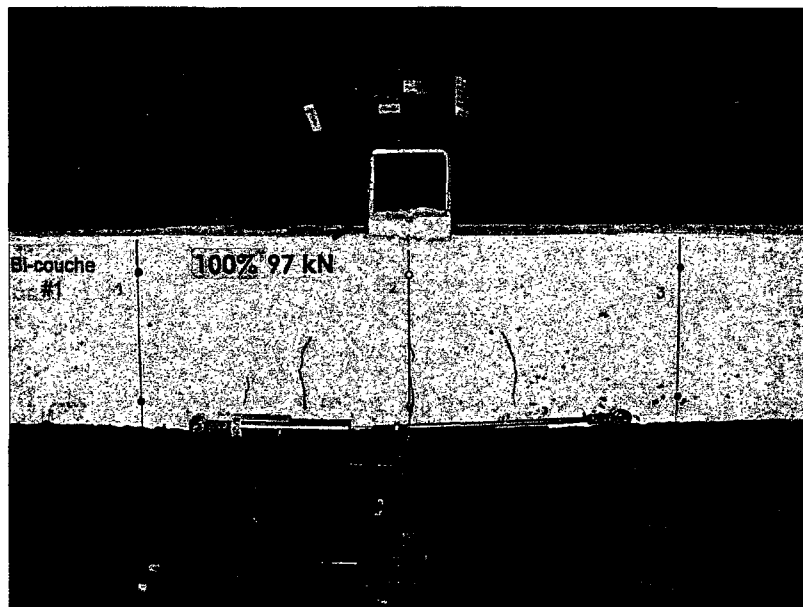
BI-COUCHE

Figure 10 Bi-couche #1 à 100% de la charge maximale calculée

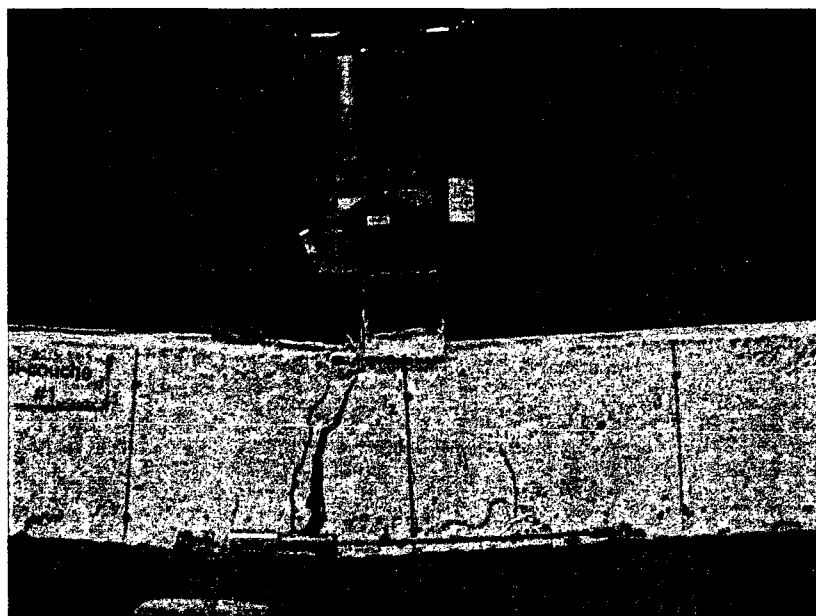


Figure 11 Bi-couche #1 à la rupture totale

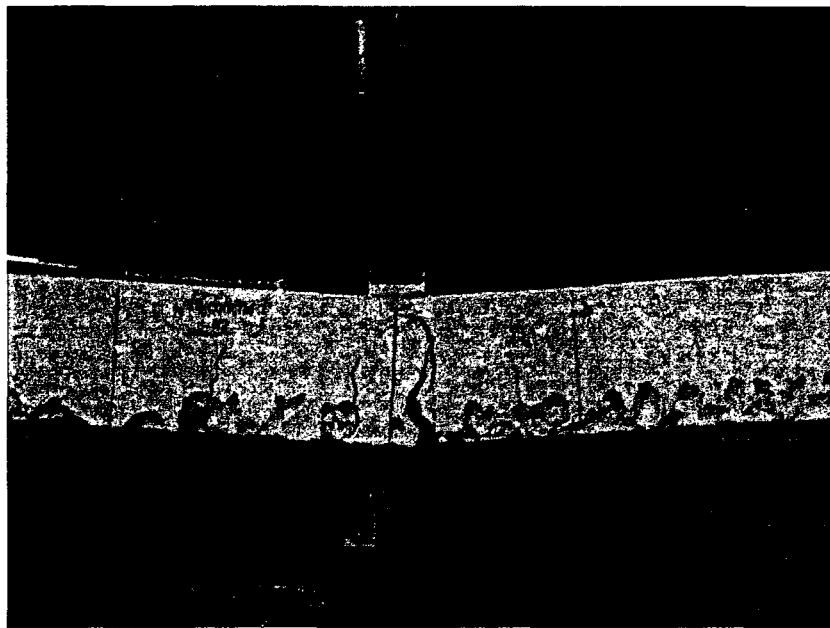


Figure 12 Bi-couche #2 100% de la charge maximale calculée