

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

CONCEPTION, CONSTRUCTION ET
MONITORAGE D'UNE DALLE DE GRANDE
DIMENSION EN BÉTON ARMÉ DE POLYMÈRES
RENFORCÉS DE FIBRES (PRF)

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Marie-Christine BEAULIEU MICHAUD

Jury : Brahim BENMOKRANE (directeur)
 Richard GAGNÉ (rapporteur)
 Paschal RACINE (examineur)



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: 978-0-499-00318-8

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-499-00318-8

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

RÉSUMÉ

De nos jours, la corrosion des armatures engendre une usure accrue des structures en béton armé suscitant une inquiétude grandissante de la population. Afin d'éliminer ce problème, l'utilisation de barres d'armature en polymères renforcés de fibres (PRF) représentent une solution de substitution des barres d'armature en acier.

Le projet de recherche s'effectue dans le cadre de la réfection complète en armatures composites de la dalle du quai de déchargement à l'incinérateur de la ville de Québec. En fait, les matériaux composites sont considérés, car ils constituent une solution alternative à l'acier et sont très avantageux considérant leurs propriétés mécaniques et leur comportement. Cependant, il y a toujours un manque d'informations sur la durabilité de ces types de barres soumises à des charges cycliques dans un environnement agressif. Le projet de recherche vise à étudier le comportement en service sur une toute nouvelle application, soit une dalle d'un quai de déchargement de déchets et l'expérimentation s'est effectuée à l'incinérateur de Québec. L'objectif global du projet est de caractériser le comportement en service (flèche, fissuration, déformation) des PRFV sous des sollicitations environnementales particulières et sous des charges importantes à l'intérieur du bâtiment. L'ouvrage est constitué d'une dalle de béton unidirectionnelle de 200 mm d'épaisseur supportée par des poutres de béton à travées multiples variant approximativement de 6 à 11,5 m. Cette dalle, ayant une surface approximative de 1300 mètres carrés, est conçue conformément à la norme CAN/CSA-S806-02¹ ainsi que la norme CAN/CSA-S6-06². Lors de la construction, des équipements de mesure ont été installés à des endroits stratégiques, ce qui a permis d'effectuer des études paramétriques, plus particulièrement sur la flèche, la fissuration ainsi que sur l'augmentation des contraintes et des déformations. Ces études sont requises étant donné que les critères en service prônent sur les critères de résistance lors de la conception. Afin de caractériser le comportement en service de l'ouvrage, des essais de chargement ont été réalisés, et ce, avec les camions-vidanges. La validation et la comparaison des résultats expérimentaux et théoriques ont permis de déterminer si les normes actuelles surestiment certaines valeurs pour le calcul des états limites de service.

Mots-clés : armatures en PRFV, dalle de béton, comportement en service, flèche, fissuration, déformation.

¹ Règles de calcul et de construction des composants contenant des polymères renforcés de fibres

² Code canadien sur le calcul des ponts routiers

REMERCIEMENTS

Je souhaite tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, Monsieur Brahim Benmokrane, professeur au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke, pour m'avoir accueillie au sein de son groupe d'étude. Sa confiance, ses judicieux conseils et son support m'ont été essentiels à la réalisation de ce projet.

Je désire aussi remercier Monsieur Hamdy Mohamed pour son support accru tout au long du projet, ainsi que pour sa disponibilité et son aide qui ont grandement contribués à la finalité de mon projet de recherche.

Je tiens à remercier envers Messieurs Brahim Tighiouart et Simon Kelley, pour leur aide et support pour l'instrumentation et la prise de données lors des travaux expérimentaux.

Je ne dois surtout pas passer sous le silence Monsieur Paschal Racine, qui m'a encouragée à poursuivre mon cheminement professionnel. Je tiens à lui souligner toute ma gratitude pour les opportunités qu'il m'a offertes et le soutien technique et moral.

Finalement, je tiens à souligner le support de ma famille. Leurs encouragements et leur soutien m'ont permis de réaliser ce projet qui me tenait à cœur, en plus de cheminer tant professionnellement que personnellement.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ.....	i
REMERCIEMENTS	iii
TABLE DES MATIÈRES.....	v
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xi
LISTE DES SYMBOLES	xiii
LISTE DES ACRONYMES	xv
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte et problématique	1
1.1.1 Mise en contexte.....	1
1.1.2 Contexte global du projet	1
1.1.3 Problématique.....	2
1.2 Définition du projet de recherche	3
1.3 Objectifs du projet de recherche.....	4
1.4 Contributions originales	5
1.5 Plan du document	5
CHAPITRE 2 PROPRIÉTÉS ET CONSTITUANTS DES BARRES EN PRF.....	7
2.1 Définition d'un matériau composite	7
2.1.1 Introduction	7
2.1.2 Renfort.....	8
2.1.3 Matrice	8
2.1.4 Additifs et autres ajouts.....	9
2.1.5 Barres d'armature de PRF.....	9
2.2 Propriétés physiques des armatures en PRF	10
2.2.1 Coefficient d'expansion thermique	10
2.2.2 Densité	11
2.2.3 Température de transition vitreuse.....	11
2.3 Propriétés mécaniques des armatures en PRF	11
2.3.1 Résistance à la traction et module d'élasticité	11
2.3.2 Résistance à la compression.....	12
2.4 Flexion	12
2.5 Déflexion.....	12
2.6 Fissuration.....	12
2.7 Cisaillement.....	13
2.8 Ductilité	13
2.9 Adhérence et longueur de développement	14
CHAPITRE 3 DALLES DE TABLIER DE PONT - ÉTAT DES CONNAISSANCES	15
3.1 Introduction	15
3.2 Études de cas sur le terrain	15
3.2.1 Pont Wotton	17
3.2.2 Pont Magog	18
3.2.3 Pont Morristown.....	19
3.2.4 Pont Cookshire	20

3.2.5	Pont Val-Alain	20
3.2.6	Pont Melbourne	21
3.2.7	Pont Sherbrooke	21
CHAPITRE 4 CRITÈRES DE CALCUL – REVUE DE LA LITTÉRATURE		23
4.1	Introduction	23
4.2	Généralités	23
4.2.1	Calcul de flexion	23
4.2.2	Calcul empirique	24
4.2.3	Théorie de la flexion	24
4.2.4	Modes de rupture	25
4.3	États limites ultimes	26
4.3.1	Résistance en flexion	26
4.3.2	Résistance en cisaillement	27
4.4	États limites de service	28
4.4.1	Fissuration	28
4.4.2	Flèche	31
4.4.3	Ductilité	33
4.5	Longueur de développement, d’ancrage et de chevauchements	34
CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL		35
5.1	Introduction	35
5.2	Présentation de l’ouvrage	36
5.3	Étude préliminaire	37
5.3.1	Caractérisation de l’ouvrage existant	37
5.3.2	Description générale des problèmes de durabilité	37
5.3.3	Problèmes observés	37
5.3.4	Causes des problèmes observés	40
5.4	Conception	45
5.4.1	Généralités	45
5.4.2	Calculs	46
5.5	Construction	49
5.5.1	Phase 1	49
5.5.2	Phase 2	52
5.6	Monitoring	55
5.6.1	Instrumentation	55
5.6.2	Phase 1	58
5.6.3	Phase 2	60
5.7	Essais de chargement	62
5.7.1	Phase 1	62
5.7.2	Phase 2	65
CHAPITRE 6 PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS		67
6.1	Introduction	67
6.2	Contraintes	67
6.2.1	Prises de données	67
6.2.2	Résultats – Phase 1	68
6.2.3	Résultats – Phase 2	71
6.3	Flèches	73
6.3.1	Prises de données	73

6.3.2	Résultats – Phase 1	74
6.3.3	Résultats – Phase 2	75
6.4	Fissures	76
6.4.1	Prises de données	76
6.4.2	Résultats – Phase 1	77
6.4.3	Résultats – Phase 2	77
6.5	Analyse des résultats	78
6.5.1	Phase 1	79
6.5.2	Phase 2	81
CHAPITRE 7 CONCLUSION		85
7.1	Sommaire des travaux	85
7.2	Contributions	86
7.3	Nouvelles perspectives de recherche	87
ANNEXE A – PLAN DES RÉPARATIONS		89
ANNEXE B – NOTE DE CALCULS		91
Calcul des moments de flexion transversaux		92
Données		92
Moment de flexion transversal selon la charge vive (surcharge routière seulement)		92
Moment de flexion transversal selon la charge morte et vive (déchets seulement)		92
Moment de flexion transversal (résumé et charges maximales utilisées pour le design).....		92
Calculs des armatures composites		96
Fissuration en moment négatif		100
Selon le critère « z »		100
Selon la largeur de fissure « w »		100
Flèches et déformabilité		101
Calcul de la flèche instantanée due à la surcharge à l'ÉLUT		101
Déformation sous charge soutenue		101
Calcul de la déformabilité		102
Autres vérifications		106
Vérification du cisaillement de la dalle (béton seulement)		106
Longueur de développement		106
LISTE DES RÉFÉRENCES		111

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1. Courbe contrainte/déformation des PRF, des fibres et de la matrice [ISIS-M03, 2009].....	7
Figure 2.2. Procédé de fabrication par pultrusion [ISIS-M03, 2009].....	10
Figure 4.1 Déformation (a) et contraintes (b) d'une section armée aux conditions équilibrées	25
Figure 4.2. Relation moment-courbure ($M-\kappa$) pour un béton armé de barres en PRF (CAN/CSA-S806-02)	32
Figure 5.1. Dalle du quai de déchargement.....	36
Figure 5.2. Fissuration sous la dalle.....	38
Figure 5.3. Éclatement du béton sous la dalle.....	38
Figure 5.4. Érosion et abrasion.....	39
Figure 5.5. Produits de la corrosion	40
Figure 5.6. Efflorescence.....	40
Figure 5.7. Réparation non adéquate (éclatement, corrosion, fissuration, efflorescence)	41
Figure 5.8. Délamination importante du béton, emplacement inapproprié des barres d'armatures.....	42
Figure 5.9. Échantillon de béton (dalle d'origine), réaction alcali-granulat	43
Figure 5.10. Déchargement de déchets sur la dalle.....	45
Figure 5.11. Démolition (phase 1).....	49
Figure 5.12. Coffrage (phase 1).....	50
Figure 5.13. Armatures des poutres (phase 1).....	50
Figure 5.14. Armatures de la dalle (phase 1)	51
Figure 5.15. Bétonnage (phase 1).....	51
Figure 5.16. Mûrissement (phase 1).....	52
Figure 5.17. Démolition (phase 2).....	52
Figure 5.18. Coffrage (phase 2).....	53
Figure 5.19. Armatures des poutres (phase 2).....	53
Figure 5.20. Armatures de la dalle (phase 2)	54
Figure 5.21. Bétonnage (phase 2).....	54
Figure 5.22. Mûrissement (phase 2).....	55
Figure 5.23. Système d'acquisition des données.....	56
Figure 5.24. Zones d'instrumentation	57
Figure 5.25. Identification et positionnement des capteurs à fibres optiques (phase 1).....	59
Figure 5.26. Identification et positionnement des capteurs à fibres optiques (phase 2).....	61
Figure 5.27. Camion à chargement arrière	62
Figure 5.28. Camions-vidanges (phase 1).....	63
Figure 5.29. Répartition des charges (phase 1)	63
Figure 5.30. Chargements (phase 1).....	64
Figure 5.31. Camions-vidanges (phase 2).....	65
Figure 5.32. Répartition des charges (phase 2)	65
Figure 5.33. Chargements (phase 2).....	66
Figure 6.1. Barres inférieures en tension (phase 1).....	69
Figure 6.2. Barres supérieures en tension (phase 1).....	69
Figure 6.3. Barres inférieures en compression (phase 1)	70

Figure 6.4. Barres supérieures en compression (phase 1).....	70
Figure 6.5. Barres supérieures en tension (phase 2).....	72
Figure 6.6. Barres supérieures en tension (phase 2).....	72
Figure 6.7. Barres inférieures en tension (phase 2).....	73
Figure 6.8. Dalle et poutres – Vue en coupe.....	74
Figure 6.9. Déflexion de la dalle (phase 1).....	75
Figure 6.10. Déflexion des poutres (phase 1).....	75
Figure 6.11. Déflexion de la dalle (phase 2).....	76
Figure 6.12. Déflexion des poutres (phase 2).....	76
Figure 6.13. Fissures (phase 2).....	77
Figure 6.14. Localisation des fissures (phase 2).....	78

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Propriétés des fibres [ISIS-M03, 2009].....	8
Tableau 2.2. Propriétés des résines thermodurcissables [ISIS-M03, 2009].....	9
Tableau 2.3. Coefficients d'expansion thermique typiques des barres d'armature en PRF [ISIS-M03, 2009]	10
Tableau 3.1. Ponts en béton armé de PRF.....	16
Tableau 6.1. Barres inférieures en tension - Valeurs expérimentales et théoriques (phase 1).....	80
Tableau 6.2. Barres inférieures et supérieures en compression - Valeurs expérimentales (phase 1).....	81
Tableau 6.3. Barres inférieures en tension - Valeurs expérimentales et théoriques (phase 2).....	82
Tableau 6.4. Barres supérieures en tension - Valeurs expérimentales et théoriques (phase 2).....	83

LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Unité	Définition
A	mm^2	Section effective tendue du béton entourant l'armature tendue et ayant le même centre de gravité que ce renforcement, divisée par le nombre de barres
A_{prf}	mm^2	Aire de l'armature en PRF
A_{prfb}	mm^2	Aire de l'armature en PRF en condition balancée
b	mm	Largeur de la zone comprimée
C	N	Résultante de la force interne de compressions du béton
c	mm	Profondeur de l'axe neutre
c_b	mm	Profondeur de l'axe neutre en condition balancée
d	mm	Profondeur effective ou distance de la fibre extrême en compression au centre de gravité de l'armature
d_b	mm	Diamètre de la barre
d_c	mm	Enrobage du béton mesuré du centre de gravité de l'armature tendue à la fibre extrême tendue
d_v	mm	Hauteur effective de cisaillement de la section
E_c	MPa	Module élastique du béton
E_{prf}	MPa	Module élastique des armatures en flexion de PRF
E_s	MPa	Module élastique de l'acier (200 000 MPa)
f'_c	MPa	Résistance spécifiée en compression du béton
f_{cr}	MPa	Contrainte de fissuration du béton
f_{prf}	MPa	Contrainte dans l'armature en PRF
f_{prfu}	MPa	Contrainte dans l'armature en PRF à l'ultime
f_r	MPa	Module de rupture du béton
f_y	MPa	Contrainte dans l'armature en acier
h	mm	Épaisseur de l'élément
h_1	mm	Distance du centre de gravité de l'armature tendue à l'axe neutre
h_2	mm	Distance de la surface extrême tendue à l'axe neutre
I_{cr}	mm^4	Moment d'inertie de la section fissurée
I_e	mm^4	Moment d'inertie effectif
I_g	mm^4	Moment d'inertie de la section brute
I_t	mm^4	Moment d'inertie de la section de béton transformée non fissurée
k		Facteur de réduction de contrainte
k_b		Coefficient dépendant de l'adhérence
l_{dprf}	mm	Longueur de développement de l'armature
M_a	N·mm	Moment appliqué
M_{cr}	N·mm	Moment de fissuration
M_f	N·mm	Moment dû aux charges pondérées
M_r	N·mm	Moment résistant
M_s	N·mm	Moment dû aux charges de service

M_u	N·mm	Moment ultime
n_{prf}		Rapport modulaire
s	mm	Espacement de l'armature transversale mesuré parallèlement à l'axe longitudinal de l'élément
T	N	Résultante de la force interne de de tension de l'armature
V_c	N	Résistance à l'effort tranchant du béton
V_f	N	Résistance au cisaillement dû aux charges pondérées
w	mm	Largeur des fissures
z	N/mm	Critère de fissuration
α_1		Facteur du bloc de contrainte équivalent
β_1		Facteur du bloc de contrainte équivalent
Δ	mm	Flèche
ϵ_c		Déformation du béton
ϵ_{cu}		Déformation ultime du béton
ϵ_{prf}		Déformation du PRF
ϵ_{prfu}		Déformation ultime du PRF
ρ_{prf}		Taux d'armature des PRF
ρ_{prfb}		Taux d'armature des PRF en condition balancée
ρ_s		Taux d'armature de l'acier
λ		Facteur de modification tenant compte de la densité du béton
ϕ_c		Coefficient de tenue du béton
ϕ_{prf}		Coefficient de tenue du PRF
ϕ_s		Coefficient de tenue de l'acier
ψ_s		Courbure en service
Ψ_u		Courbure à l'ultime

LISTE DES ACRONYMES

Acronyme	Définition
PRF	Polymère renforcé de fibres
PRFA	Polymère renforcé de fibres d'aramide
PRFC	Polymère renforcé de fibres de carbone
PRFV	Polymère renforcé de fibres de verre

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte et problématique

1.1.1 Mise en contexte

Actuellement, l'ensemble des ouvrages d'art en béton armé au Québec ont été conçus il y a plusieurs années et présentent des signes de dégradation prématurée. En effet, un rapport du Ministère des Transports a établi que plus de 50% des ponts du réseau routier québécois ne sont actuellement pas considérés comme étant en bon état et requièrent des travaux d'ici cinq ans [MTQ, 2011]. Le comportement et la durabilité de ces structures sont influencés par le milieu environnant, plus particulièrement par des phénomènes mécaniques ou chimiques. En effet, la présence d'agents agressifs et de charges mécaniques importantes sont des exemples de facteurs qui entraînent la dégradation du béton.

L'un des phénomènes de dégradation du béton les plus destructeurs est la corrosion des aciers d'armature, ce qui entraîne une diminution de la capacité portante et conséquemment une diminution de la sécurité des usagers. Afin de contrer cette problématique, la réparation et l'entretien des infrastructures sont primordiaux afin de diminuer le risque d'incidents suscitant une inquiétude grandissante dans l'opinion des Québécois.

Des méthodes alternatives de réfection et de construction sont requises afin de permettre une meilleure durabilité à long terme des infrastructures. Celles-ci doivent donc permettre d'obtenir des structures plus sécuritaires, tout en diminuant le coût de vie utile des structures. L'une d'entre elles, soit l'utilisation de matériaux composites comme renforcement interne du béton, s'avère être une solution efficace et rentable.

1.1.2 Contexte global du projet

Le projet de recherche s'inscrit dans le cadre d'un mandat octroyé par la ville de Québec à AECOM, soit la « Réfection des différentes infrastructures à l'incinérateur ». Ce mandat inclut la réfection de la dalle du quai de déchargement, laquelle supporte la circulation des camions-vidanges qui se déchargent dans les chutes à déchets. Actuellement, cette dalle unidirectionnelle à l'intérieur du bâtiment, d'une superficie approximative de 1300 mètres

carrés, présente des zones délaminées et une usure accrue principalement due à la présence de lixiviat par l'entreposage de vidanges et une lourde circulation routière. Cette dalle arrive donc à la fin de sa durée de vie utile et sa réfection complète est alors envisagée.

Afin de permettre un bon comportement de la nouvelle dalle et un faible entretien, des études conceptuelles ont été effectuées afin de déterminer quelle serait la meilleure option pour la réfection de la dalle considérant son environnement. Conséquemment, des armatures résistantes et non corrosives sont considérées. L'approche proposée et choisie est l'utilisation de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV), considérant leurs différents avantages et leur coût relativement faible par rapport à leur cycle de vie.

1.1.3 Problématique

La venue sur le marché de polymères renforcés de fibres, comme armature interne dans les dalles de tablier de pont, constitue une solution alternative à l'acier et est très avantageuse considérant ses propriétés mécaniques et son comportement. Ce type de matériau a été créé il y a plus de trente ans, mais ses propriétés sont continuellement améliorées et ce, par les différentes recherches dans le domaine des composites principalement effectuées en laboratoire [Zureick et coll., 1995 et Mufti et coll., 1991].

L'augmentation de l'utilisation des polymères renforcés de fibres réside dans la transmission des connaissances. Cependant, les résultats des recherches sont encore méconnus auprès des différents décideurs, concepteurs et constructeurs. Des recherches sur des ouvrages réels en béton armé de polymères renforcés de fibres sont assurément une bonne façon de faire accepter ce matériau dans le milieu, car actuellement, d'infimes quantités de nouveaux ponts sont construits avec des armatures en polymères. Ces matériaux s'avèrent pourtant très efficaces comparativement aux aciers d'armatures, considérant qu'ils sont non corrosifs, très résistants, légers et présentent une neutralité électromagnétique.

Il faut toutefois noter que les armatures composites ont un faible module élastique ainsi qu'un comportement fragile. Elles se rupturent subitement sous une contrainte spécifique sans aucune déformation plastique. Ainsi, les critères en service sont souvent ceux qui prônent sur les critères de résistance lors de la conception. La finalité de cette recherche est alors l'étude du comportement en service, soit les déflexions et les déformations des barres, ainsi que la

fissuration du béton, d'une dalle de grande dimension en béton armé de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). Cette étude permet alors d'établir si les hypothèses et/ou méthodes de calculs présentes dans les normes actuelles peuvent être optimisées.

1.2 Définition du projet de recherche

Depuis maintenant plus d'une dizaine d'années, le gouvernement du Québec, en l'occurrence le Ministère des Transports, a un grand intérêt envers l'utilisation des matériaux composites comme renforcement interne des tabliers de ponts. En effet, ce matériau a comme principal avantage de ne pas corroder, mais en contrepartie, a comme inconvénient de ne pas avoir de plateau plastique. Théoriquement, aucune grande déformation ne peut laisser présager à la rupture de la pièce qui est alors dite « soudaine ». Par ailleurs, la durabilité des armatures en matériau composite est influencée par des phénomènes chimiques ou mécaniques, telle l'intensité des contraintes. La faible ductilité et le faible module élastique des matériaux composites sont alors des limitations devant être considérées lors de la conception des ouvrages en béton.

Tel que mentionné précédemment, les limitations des critères en service gouvernent le design des ouvrages en béton armés de polymères renforcés de fibres. De façon générale, le critère le plus restrictif dirigeant le design est le calcul de la largeur maximale permise de fissuration, étant de 0,5 et 0,7 mm pour une exposition extérieure et intérieure respectivement, selon la norme CAN/CSA-S6-06. Cependant, étant donné le caractère non-corrosif des barres en PRF, la limitation de la largeur des fissures permise est plus grande que celle pour les armatures en acier. En effet, la norme CAN/CSA-A23.3-04 limite l'ouverture des fissures pour les structures en béton armé à 0,3 mm pour une exposition extérieure et à 0,4 mm pour une exposition intérieure.

Il y a donc lieu de se poser la question à savoir si les normes sont encore trop restrictives pour le calcul des critères en service, dont la fissuration. Dans le cas des PRF, cette limitation est introduite afin de limiter les risques de fuite, pour des raisons esthétiques ou pour diminuer les risques d'inquiétude quant à la sécurité de l'ouvrage. Sachant que l'équation proposée par la norme de calculs des ponts définie ci-haut tient compte des paramètres les plus importants (aire effective du béton en traction, nombre de barres, enrobage du béton, variation de

déformation depuis l'armature tendue jusqu'au niveau de la fibre extrême et contrainte dans l'armature de flexion), il y a lieu d'étudier la fissuration sur un ouvrage d'ordre réel afin de déterminer si les critères de conception peuvent être optimisés.

1.3 Objectifs du projet de recherche

Tel que stipulé précédemment, le manque d'informations et de données en conditions réelles des armatures en PRFV est une entrave à leur utilisation. Ainsi, des données expérimentales sont nécessaires afin d'établir les règles de calcul et conséquemment les différentes normes. Au Canada, les règles de calcul des ouvrages en polymères renforcés de fibres sont présentes dans deux normes, soit la norme CAN/CSA-S806-02 ainsi que le chapitre 16 de la norme CAN/CSA-S6-06 pour la conception des ponts. Ces dernières, plus particulièrement pour les conditions en service, doivent être optimisées afin de résulter d'une conception sécuritaire mais non trop conservatrice.

Plus concrètement, considérant l'environnement du projet de recherche et la situation actuelle des polymères renforcés de fibres de verre, le projet vise à répondre à la question suivante :

Quel est le comportement en service d'une dalle de grande dimension en béton renforcée de PRFV dans un environnement très agressif et une lourde circulation routière (camions-vidanges)?

Afin de répondre à cette question, l'objectif général du projet de recherche est défini comme étant le suivant :

Caractériser le comportement en service (flèche, fissuration, déformation) d'une dalle en béton renforcée de PRFV sous des sollicitations environnementales particulières et sous des charges importantes.

Des objectifs spécifiques découlant de l'objectif global sont définis. Ces objectifs sont les suivants :

- 1. Vérifier les hypothèses de conception et optimiser les méthodes de design et de calcul, notamment en termes de contraintes, de flèches et de fissures.*
- 2. Mettre en place un système d'instrumentation afin d'effectuer des études paramétriques.*

3. *Évaluer et caractériser le comportement en service de l'armature en PRFV.*
4. *Effectuer des recommandations quant aux critères de conception proposés par les différents codes et normes (CAN/CSA-S6-06, CAN/CSA-S806-02).*

1.4 Contributions originales

Le présent projet de recherche doit permettre d'enrichir l'expérience au Québec avec les dalles de tablier de pont en béton armé de PRFV. Ce projet propose une étude sur un cas réel d'un nouvel ouvrage en béton renforcé de PRF, soit de la dalle du quai de déchargement de l'incinérateur de la ville de Québec. Une telle étude pourra alors permettre le transfert de connaissances dans le domaine des renforts internes de béton en matériaux composites, tant du point de vue des connaissances théoriques (conception) que pratiques (construction). Cela pourra alors mener à une évolution de l'utilisation des barres en polymères renforcées de fibres comme renforcement interne d'ouvrages en béton.

1.5 Plan du document

Le présent document est composé de sept chapitres, selon les sujets suivants :

- Le chapitre 1 est une introduction au document. Il expose une mise en contexte, puis soulève la problématique. La définition du projet de recherche ainsi que ses objectifs y sont définis.
- Le chapitre 2 présente les notions générales des propriétés et constituants des matériaux composites.
- Le chapitre 3 expose un état des connaissances sur les études de cas de dalles de tabliers de ponts.
- Le chapitre 4 définit les critères de calcul suite à une revue de la littérature.
- Le chapitre 5 traite des étapes et détails du programme expérimental, tels que les études préliminaires, la conception, la construction, l'instrumentation et les essais de chargements.
- Le chapitre 6 présente les résultats. Une analyse de ces derniers y est exposée.

- Le chapitre 7 conclut ce mémoire en y mentionnant le sommaire des travaux, les contributions apportées et les futures perspectives de recherche.

CHAPITRE 2 PROPRIÉTÉS ET CONSTITUANTS DES BARRES EN PRF

2.1 Définition d'un matériau composite

2.1.1 Introduction

Un matériau composite se définit comme étant une combinaison d'au moins deux matériaux, dont un renfort et une matrice, permettant un produit fini possédant des propriétés améliorées. Un polymère renforcé de fibres est donc un mélange de fibres ayant été intégré dans une matrice polymérique (résine thermodurcissable) permettant un produit fini très intéressant [Hamilton et al., 2009]. Le volume de fibres doit être relativement supérieur à 55% dans les barres et ce, afin de développer adéquatement leur rôle de renfort. Par conséquent, les propriétés d'un PRF dépendent des fibres (types, qualité, orientation, forme, rapport volumique) et de leur cohésion à la résine ayant des caractéristiques améliorées par l'ajout d'additifs ou de fillers [ISIS-M03, 2009].

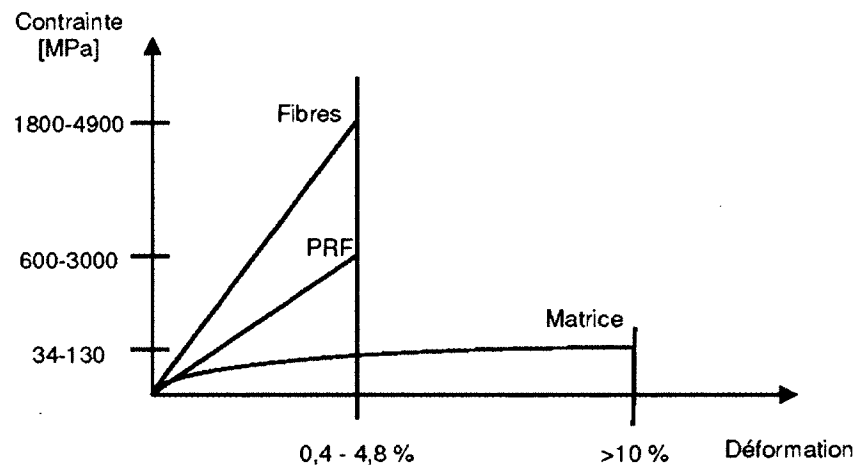


Figure 2.1. Courbe contrainte/déformation des PRF, des fibres et de la matrice [ISIS-M03, 2009]

2.1.2 Renfort

Les fibres procurent au produit fini une très grande résistance mécanique, plus particulièrement afin de supporter les charges et de fournir la résistance et la rigidité du matériau. Les propriétés géométriques des fibres, telles que leur longueur, forme et section transversale, ont une incidence sur leurs performances mécaniques, tandis que leur composition chimique a un effet sur leurs performances chimiques. Les fibres étant les plus couramment utilisés pour les renforcements de polymères sont le verre, le carbone ou l'aramide. Les fibres de verre sont celles étant le plus préconisées dans l'industrie étant donné leur faible coût et leur disponibilité. Les types de fibres de verre généralement utilisés sont les fibres de type E (électrique) ou S (résistance) [Dallies, E. et Berthereau, A. 2008]. Les propriétés des fibres sont indiquées au tableau 2.1.

Tableau 2.1. Propriétés des fibres [ISIS-M03, 2009]

Type de fibre	Résistance à la traction	Densité	Résistance spécifique moyenne	Module d'élasticité	Déformation ultime	Résistance à la compression	Module d'élasticité en compression
	MPa	-	MPa	GPa	%	MPa	GPa
Aramide	2800-4000	1,48	2300	70-180	1,9-4,6	280-400	54-175
Carbone	2500-4000	1,79-2,04	1700	230-760	0,4-1,8	750-2000	177-737
Verre	2000-2500	2,54-2,59	1365	70-90	2,0-5,6	600-2000	54-87

2.1.3 Matrice

La matrice permet le lien et la solidarisation des fibres entre elles, procurant ainsi un matériau homogène. Elle est constituée d'une résine permettant la transmission et la redistribution des charges aux fibres. En fait, la matrice devrait atteindre une déformation ultime supérieure à celle des fibres et ce, afin de bénéficier de la pleine capacité des fibres [Phillips, 1989]. Plusieurs résines sont disponibles sur le marché, mais seulement deux types de résines thermodurcissables sont reconnus dans les codes et normes au Canada, soit la résine de vinylester et la résine d'époxy (CAN/CSA-S806-02, article 7.1.2.1). Ces dernières ont l'avantage d'avoir une bonne résistance chimique, d'être stables thermiquement et d'avoir un

faible fluage et une faible contrainte de relaxation. Cependant, elles ont le désavantage d'avoir une faible résistance à l'impact, une faible durée de vie et un long temps de fabrication [ISIS-M-02, 2007]. Le tableau 2.2 illustre les propriétés des résines thermodurcissables les plus utilisées.

Tableau 2.2. Propriétés des résines thermodurcissables [ISIS-M03, 2009]

Résine	Masse volumique spécifique	Résistance à la traction	Module en traction	Retrait de polymérisation
	-	MPa	GPa	%
Époxyde	1,2-1,3	55-130	2,75-4,1	1-5
Vinylester	1,12-1,32	73-81	3-3,35	5,4-10,3

2.1.4 Additifs et autres ajouts

Certains additifs ou autres produits peuvent être utilisés dans le processus de fabrication d'un matériau composite afin de lui conférer des caractéristiques améliorées. Les additifs sont utilisés de façon complémentaire à la matrice dans un volume de 20 à 30% afin d'en réduire le coût et ce, sans y altérer les particularités. Par ailleurs, un agent de couplage, souvent composé de chrome ou de silanes, peut être utilisé afin d'octroyer une plus grande adhérence à l'interface de la matrice et des fibres en plus de protéger chimiquement les fibres des conditions environnementales externes.

2.1.5 Barres d'armature de PRF

Les barres d'armature en PRF sont composées de fibres continues noyées dans une résine thermodurcissable. Ces barres unidimensionnelles sont produites à l'aide du procédé de fabrication communément appelé pultrusion (voir figure 2.2). Cette technique de mise en forme utilise un moulinage continu. Les fibres sont d'abord introduites dans un bain de résine et de catalyseur, pour ensuite être préchauffées dans une filière chauffante afin d'amorcer le processus de polymérisation. Un tireur à vitesse constante prédéterminée est présent à la fin du processus. Suite à la pultrusion, les barres sont recouvertes de sable et de résine sur leur surface extérieure. Cette dernière étape de fabrication confère aux barres en PRF une bonne adhérence au béton, pouvant être équivalente ou supérieure à celle des barres en acier.

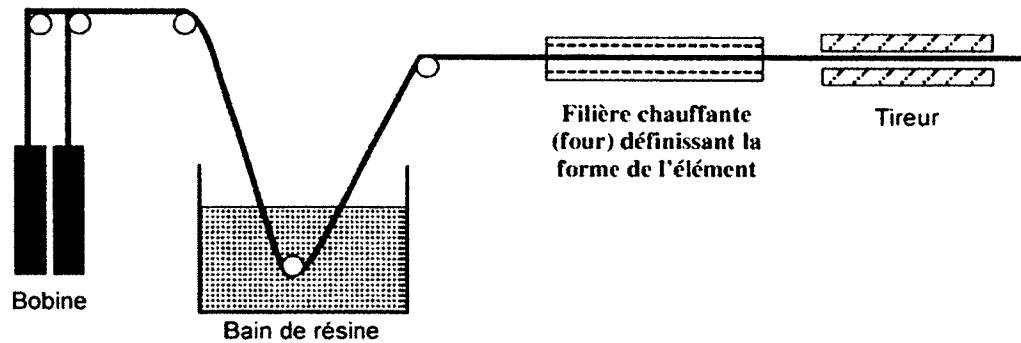


Figure 2.2. Procédé de fabrication par pultrusion [ISIS-M03, 2009]

2.2 Propriétés physiques des armatures en PRF

Contrairement aux barres d'acier, les barres en PRF sont anisotropes. En fait, les caractéristiques du produit final peuvent différer en fonction de certains facteurs, dont la quantité, le type et l'orientation des fibres ainsi que le type de résine. De plus, le processus de fabrication peut amener certaines divergences du matériau.

2.2.1 Coefficient d'expansion thermique

Considérant l'anisotropie des barres en PRF, les propriétés thermiques des fibres varient selon les directions. En effet, le coefficient d'expansion thermique dans le sens transversal est supérieur à celui dans le sens longitudinal. Lorsque le coefficient est faible, une augmentation de la température a comme impact une contraction du matériau alors qu'une diminution de température amène l'expansion du matériau. De plus, les caractéristiques thermiques du PRF sont en fonction du type de fibre et de la matrice, ainsi que selon leur proportion dans le matériau. Le coefficient d'expansion thermique de la résine est relativement élevé en comparaison avec celui des fibres [Zaidi, 2006]. Par ailleurs, les barres en PRF ont un coefficient d'expansion thermique relativement comparable à celui du béton [ACI Education Bulletin, 2006]. Le tableau 2.3 indique les coefficients d'expansion thermique des barres de PRF.

Tableau 2.3. Coefficients d'expansion thermique typiques des barres d'armature en PRF [ISIS-M03, 2009]

	Acier	PRFV	PRFC	PRFA
Longitudinale	11,7	6 à 10	-1 à 0	-6 à -2
Transversale	11,7	21 à 23	22 à 23	60 à 80

2.2.2 Densité

La densité des barres en matériau composite est relativement faible par rapport l'acier, soit approximativement entre 15 et 25% celle de l'acier [ACI, 2003]. La densité des barres en PRF est relative au type de fibre et à leur fraction volumétrique dans le matériau. Le tableau 2.4 illustre les densités typiques des barres d'armature composites en comparaison avec celle de l'acier.

Tableau 2.4. Densités typiques de barres d'armature [ACI, 2003]

	Acier	PRFV	PRFC	PRFA
	g/cm^3			
Densité	7,90	1,25 à 2,10	1,50 à 1,60	1,25 à 1,40

2.2.3 Température de transition vitreuse

La température de transition vitreuse pour un matériau en PRF se définit comme étant la température à laquelle la résine transige d'un état vitreux à un état viscoélastique. Cet état se présente par un ramollissement de la résine. Les températures élevées ont alors un impact non négligeable sur les performances des PRF. La résistance au feu d'un ouvrage renforcé de PRF doit alors être prise en considération lors de la conception, lorsque requis. En fait, malgré la présence de béton et l'absence d'air dans les matériaux composites, la résine peut tout de même changer d'état physique à des températures élevées. La température de transition vitreuse des barres de PRF atteint généralement 110 °C [ISIS-M03, 2009]. À ce degré de température, plusieurs propriétés sont affectées, particulièrement la résistance à la flexion et l'adhérence des barres.

2.3 Propriétés mécaniques des armatures en PRF

2.3.1 Résistance à la traction et module d'élasticité

La relation contrainte-déformation en traction d'un matériau composite fait de PRF est linéaire jusqu'à la rupture. Le type et la quantité de fibres, le diamètre des barres et les procédés de fabrication sont des facteurs définissant la résistance à la traction des barres. La résistance à la traction doit être déterminée à partir d'essais normalisés, tel que défini dans la norme CAN/CSA-S806-02.

Le module d'élasticité des barres en PRF est déterminé à partir des essais de traction. Il varie en fonction du type de fibres et peut être de l'ordre de 30 GPa pour les PRFV jusqu'à 300 GPa pour les PRFC [ISIS-M03, 2009].

2.3.2 Résistance à la compression

Tout comme pour des barres d'armature conventionnelles, les barres en PRF ont une faible résistance à la compression. Cette dernière varie, entre autres, en fonction du type de fibres et de leur rapport volumique ainsi que du procédé de fabrication. De façon théorique et pratique, la résistance en compression n'est pas considérée dans les calculs [ACI Education Bulletin, 2006].

2.4 Flexion

Deux types de rupture en flexion peuvent survenir dans le cas d'une section armée de PRF, soit la rupture des barres en tension ou l'écrasement du béton en compression. La première surgit alors qu'il y a un faible taux d'armature, alors que la deuxième survient lorsqu'il y a un taux d'armature trop important. Ce dernier phénomène mène à l'écrasement du béton dans la zone en compression. Le mode de rupture est déterminé en comparant le taux d'armature au taux d'armature en conditions équilibrées.

2.5 Déflexion

Le phénomène communément appelé flèche survient suite à l'application de charges et est d'autant plus important dans le cas des éléments en béton armé de barres en PRF. En fait, ce phénomène peut devenir excessif et est alors attribuable au faible module d'élasticité des armatures en PRF. Ainsi, un choix judicieux de la géométrie des éléments en béton et la sélection d'une contrainte admissible dans le PRF sont requis et ce, afin d'éviter la présence de flèches excessives sous des charges de service soutenues à court, moyen et long terme. El-Gamal et al., [2007] indiquent que le renforcement longitudinal inférieur ou l'assemblage supérieur n'ont aucun effet important sur les déflexions ou contraintes mesurées.

2.6 Fissuration

L'apparition de fissures peut survenir suite à l'application de la charge ou peut être provoquée par des effets thermiques ou le retrait. En fait, l'apparition d'une fissure se produit lorsque la

résistance en traction du béton est dépassée. Ainsi, l'armature à cet endroit doit reprendre les efforts en traction, car la résistance en tension du béton devient nulle. L'ajout de cette contrainte dans l'armature provoque alors des allongements différentiels entre le béton et l'armature ayant alors pour effet de fissurer le béton. Abdalla [2002] indique que les contraintes, dans une membrure en PRF soumise à la flexion, seront linéaires, mais avec une diminution de la rigidité lorsque la contrainte de fissuration sera atteinte.

Des recherches ont démontré que le patron de fissuration d'éléments en béton renforcé de PRF est semblable à celui d'éléments en béton renforcé d'acier sous de faibles charges [Mota et al., 2006]. Cependant, l'augmentation des charges en service ont pour effet d'augmenter la largeur des fissures et de diminuer leur espacement dans le cas d'un élément armé de PRF, comparativement à un élément armé d'acier.

Par ailleurs, différentes recherches ont été effectuées sur la fissuration. Theriault et Benmokrane [1998] indiquent que l'application de charges cycliques a pour effet d'augmenter l'ouverture des fissures. De plus, ils notent que le taux d'armature ainsi que la résistance en compression du béton sont négligeables sur l'espacement des fissures. Par ailleurs, selon différents auteurs [Bouguerra et al., 2011 ; Zou et Huckelbridge, 2007], l'augmentation de l'ouverture des fissures est principalement relative au ratio de renforcement du lit inférieur transversal.

2.7 Cisaillement

Dans le cas des dalles unidirectionnelles armées de PRFV, la rupture se produit généralement en cisaillement de tension longitudinal [Bakis et coll., 2002]. De façon théorique, le ratio des modules élastiques des armatures en PRF sur les armatures d'acier doit être inférieur à 1. Ainsi, l'utilisation de ce facteur sous-estime la résistance au cisaillement du béton et admet une résistance adéquate au cisaillement.

2.8 Ductilité

Selon Almusallam et Al-Salloum [2006], la ductilité (capacité de déformation plastique) de barres en PRFV est réduite par le milieu environnant et une charge constante. La ductilité est en fait la capacité d'absorption d'énergie d'un élément [Jaeger et al. 1997 ; Vijay et Gangarao,

1996]. Conséquemment, les PRF, n'ayant pas de plateau plastique, doivent être contraints à une certaine déformabilité élastique. Cette déformabilité est en fait le rapport sous charge de service, lorsque la déformation atteint la limite supérieure du comportement élastique du béton, du moment par la courbure ultime.

2.9 Adhérence et longueur de développement

Lorsque le recouvrement de béton est adéquat pour prévenir les fissures longitudinales, l'adhérence des barres de PRF est indépendante de la résistance du béton pour des barres lisses, recouvertes de sable ou crénelées [Bakis et coll., 2002]. Les barres à enroulement hélicoïdal ou tressées ont une plus forte adhérence et sont plus dépendantes au recouvrement du béton, considérant le lien créé mécaniquement par leur forme. L'adhérence est alors la capacité de transfert des contraintes au béton, étant étroitement liée au frottement, à l'adhésion ainsi qu'à l'imbrication mécanique [ISIS-M03, 2009]. La longueur de développement pour des barres en PRFV lors d'une rupture par arrachement est généralement entre 26 et 37 fois le diamètre de la barre [ACI Education Bulletin, 2006; Bakis et coll., 2002].

CHAPITRE 3 DALLES DE TABLIER DE PONT

- ÉTAT DES CONNAISSANCES

3.1 Introduction

Le phénomène de corrosion est un problème grandissant dans les structures en béton armé au Québec. Différentes recherches ont permises d'aider à la compréhension du comportement des dalles en béton armée. Le présent chapitre sert à exposer les travaux de recherches antérieurs sur les tabliers de ponts en béton armé.

3.2 Études de cas sur le terrain

Le transfert de connaissances mène de plus en plus à l'utilisation de matériaux composites comme renforcement interne des dalles de tablier de pont. Au cours des dernières années, une collaboration, entre la Chaire de recherche sur les matériaux composites novateurs en polymères renforcés de fibres pour les infrastructures et le Ministère des Transports du Québec ou d'autres instances municipales et/ou provinciales, a permis l'introduction des PRF dans les dalles de tablier de ponts. Sept de ces ponts ont particulièrement servis à des projets de recherche, permettant ainsi de recueillir des informations et des données. Ces ponts présentent différentes géométries et configurations, telles que les épaisseurs de dalle, la portée entre les poutres ainsi que le type et le ratio de renforcement en tension. De plus, quoique leur utilisation soit extérieure, leur sollicitation est différente due au volume de la circulation. Certaines données de ces ponts sont présentées au tableau 3.1 [El-Salakawy et Benmokrane, 2003; El-Salakawy et coll. 2003; Benmokrane et coll. 2007a].

Tableau 3.1. Ponts en béton armé de PRF

Pont (Année)	Normes de conception	Dalle				Classification	
		Épais- seur	Por- tée	Armatures transversales		Trafic	Type
				Bas	Haut		
mm	m						
Wotton (2001)	CAN/CSA- S6-00	200	2,60	3 No.10@90 mm (Carbone, 1.50%)	No.16@150 mm (Verre, 1.00%)	<1 000	Rural
Magog (2002)	CAN/CSA- S6-00	220	2,85	3 No.10@90 mm (Carbone, 1.34%)	No.16@150 mm (Verre, 0.87%)	35 000	Auto- route
Morristown (2002)	ASHTO 2000 / ACI 440.1R-01	230	2,36	No.19@100 mm (Verre, 1.65%)	No.19@100 mm (Verre, 1.95%)	7 000	Ur- bain
Cookshire (2004)	CAN/CSA- S6-00	200	2,70	No.19@100 mm (Verre, 1.40%)	No.19@75 mm (Verre, 3.25%)	10 000	Ur- bain
Val-Alain (2004)	CAN/CSA- S6-00	225	3,15	No.19@125 mm (Verre, 1.35%)	No.19@125 mm (Verre, 1.35%)	40 000	Auto- route
Melbourne (2005)	CAN/CSA- S6-00	200	3,15	No.19@150 mm (Verre, 1.56%)	No.19@150 mm (Verre, 1.32%)	35 000	Auto- route
Sherbrooke (2010)	CAN/CSA- S6-06	225	3,50	20M@160 mm (Acier, 0.75%)	No.19@110 mm (Verre, 1.36%)	ND	Auto- route

Les trois premiers ponts indiqués au tableau 3.1 ont été conçus alors que peu de résultats en conditions réelles étaient connus. De ce fait, la conception de ces ponts a été réalisée en fonction des résultats de recherche du laboratoire de l'Université de Sherbrooke. Les deux premiers ponts ont tout d'abord été conçus avec des barres en acier [Benmokrane et coll., 2004]. Le remplacement de l'acier par des barres en PRF est basé sur la rigidité équivalente des matériaux selon les équations suivantes :

$$\rho_{\text{prf (bas)}} = \frac{\phi_s E_s}{\phi_{\text{prf}} E_{\text{frp}}} \rho_s$$

$$\rho_{\text{prf (haut)}} = \frac{\phi_s f_y}{\phi_{\text{prf}} f_{\text{frp}}} \rho_s$$

Pour les ponts où le rapport de la portée sur l'épaisseur est inférieur à 15, la dalle de béton armé de PRF est confinée latéralement par les poutres du tablier et la continuité est assurée dans les deux directions. Par conséquent, il a été établi par le réseau de recherche ISIS Canada en 2005 [ISIS Canada, 2005] que l'effet d'arche est présent dans ce type de pont. Ce phénomène se produit en raison de la grande différence entre la résistance à la traction et à la compression du béton. La fissuration du béton provoque le déplacement de l'axe neutre vers la face comprimée et est accompagnée d'une expansion restreinte de la dalle à ses limites. L'effet d'arche est alors le résultat naturel des forces de confinement latéral augmentant ainsi la force de la dalle. Conséquemment, la majorité des codes et normes sous-estime la résistance des dalles encastrées, car l'effet d'arche n'est pas considéré [Taylor et Mullin, 2005]. La méthode de calcul de la flexion spécifiée dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers néglige cet effet. Cela a été décelable lorsque les déformations mesurées lors des essais de chargement des trois premiers ponts spécifiés au tableau 3.1 étaient bien inférieures à celles envisagées.

Suite aux résultats obtenus en laboratoire et sur le terrain, une nouvelle approche de conception a été proposée. Cette approche fut utilisée pour la conception de tous les autres ponts présentés au tableau 3.1. Elle est basée sur une limitation de l'ouverture des fissures, ainsi que sur une limite de contrainte maximale des barres. L'ouverture maximale recommandée est de 0,5 mm. Les contraintes maximales sous charge soutenues et de services ne doivent pas dépasser 15 et 30% respectivement de la résistance ultime en tension des barres en PRF. Les sections suivantes présentent des études de cas de façon plus détaillée.

3.2.1 Pont Wotton

Le premier pont au Québec comportant des barres en armature composite a été celui dans la municipalité de Wotton situé sur une route rurale. Le pont, ayant une longueur de 30,60 m, est de type « dalle sur poutres ». La moitié de la dalle est armée de barres en PRFV et PRFC, alors

que l'autre moitié est armée de barres d'armature conventionnelles. Dans la direction principale, à l'endroit où les barres en matériaux composites sont utilisées, le rang inférieur est composé de 3 barres no.10 espacées de 90 mm en PRFC, alors que le rang supérieur est composé de barres no.16 espacées de 150 mm en PRFV. La résistance en compression du béton demandée était de 37 MPa à 28 jours. Des tests en laboratoire ont tout d'abord été réalisés afin de valider la conception et de poursuivre la mise en œuvre sur le terrain. Des capteurs à fibres optiques ont été installés sur les barres et un système de règles et de théodolites a été installé lors des essais de chargement. Deux camions comportant trois essieux (72 kN sur le premier essieu et 100 kN sur les essieux arrières) ont été utilisés lors des essais de chargement. Les essais statiques ont permis d'enregistrer une déformation maximale de 15 micro-déformations sur les barres de PRF, comparativement à 16 micro-déformations sur les barres d'acier. Ces valeurs représentent près de 0,13% de la contrainte à l'ultime de la barre en PRF. La déformation maximale en compression a été de 25 micro-déformations [El-Salakawy et coll., 2003]. Cette valeur est très faible par rapport à celle attendue de 132 micro-déformations. Les valeurs des déformations ont été de 5 mm sous la dalle et de 10 mm sous les poutres. Ces valeurs sont inférieures à celles acceptables. Les résultats ont alors démontrés que la méthode de calcul proposé dans la norme CAN/CSA-S06-00, basée sur une utilisation de PRF proportionnelle à celle de l'acier, était conservatrice.

3.2.2 Pont Magog

Situé sur l'autoroute 55 nord, le pont enjambant rivière Magog a une longueur totale de 83,7 m. La dalle de 220 mm est supportée sur cinq poutres espacées de 2,845 m. L'une des trois portées comporte une dalle renforcée de matériaux composites. Les deux autres portées de la dalle sont renforcées avec des armatures conventionnelles. Pour la portion armée de matériau composite, 3 barres no. 10 en PRFC espacées de 90 mm ont été installées dans le rang inférieur transversal. Dans le rang supérieur transversal, des barres no.16 en PRFV espacées de 150 mm ont été utilisées. Un béton ayant une résistance à la compression de 52 MPa a été demandé. Des capteurs à fibres optiques ont été collés sur des barres transversales et longitudinales des rangs inférieurs et supérieurs. Pour les essais de chargement, un système de règles et de théodolites a été installé. Deux camions à trois essieux (102 kN sur le premier essieu et 116 kN sur les essieux arrières) ont été utilisés lors des essais de chargement. Lors du chargement des deux camions, les déformations maximales du rang inférieur et supérieur ont

été de 18 et 9 micro-déformations respectivement [El-Salakawy et Benmokrane, 2004]. Lors du chargement d'un camion, les résultats ont été comparables. Ces résultats représentent près de 0,16% de la déformation maximale à l'ultime des barres. De plus, les déformations notées dans les barres d'acier étaient aussi similaires à celles des barres en matériaux composites. Par ailleurs, les déformations notées en compression du béton ont été très faibles par rapport à celle attendue, soit 27 micro-déformations comparativement à 150 micro-déformations. Finalement, les déflexions calculées des poutres et de la dalle étaient inférieures à celles attendues, soit de 6 mm et 2 mm respectivement.

3.2.3 Pont Morrystown

Le pont de Morrystown est situé aux États-Unis dans l'état du Vermont et a une longueur de 43,90 m. La tablier a une épaisseur de 230 mm et est construit sur cinq poutres d'acier espacées de 2,36 m. La conception a été réalisée conformément aux spécifications de l'AASHTO (AASHTO 2000) et les lignes de directrices de conception de l'ACI (ACI 440.1R-01). Alors que le design mène à l'utilisation de barres transversales en PRFV no. 19, espacées de 100 mm dans le bas et de barres en PRFV no. 16, espacées de 100 mm dans le haut, il a été décidé de prendre des barres de même diamètre dans les deux rangs pour faciliter l'installation. Un béton ayant une résistance à la compression de 27 MPa a été utilisé. Des capteurs à fibres optiques ont été installés sur des barres transversales et longitudinales des rangs inférieurs et supérieurs. Durant les essais de chargement, un système de règles et théodolites ont été utilisés pour mesurer les déformations de la dalle et des poutres. Les essais de chargement ont consistés en l'application de charges mobiles statiques et dynamiques à l'aide de deux camions à trois essieux (71 kN sur le premier essieu et 123 ou 108 kN sur les essieux arrières pour chacun des camions respectivement). Les déformations maximales dans les barres ont été de 8 et 31 micro-déformations pour les rangs du haut et du bas respectivement, ce qui représente 0,19% la résistance à l'ultime de la barre en PRFV [Benmokrane et coll., 2006]. Ces résultats mènent à la conclusion que les règles de calculs américaines surévaluent les moments de design à l'ultime et en service. Les déformations en compression du béton ont atteint une valeur maximale de 45 micro-déformations, soit 40% de celle à la fissuration du béton. Les flèches n'ont jamais dépassés les limites calculées. Les résultats mènent à la conclusion que l'effet d'arche est le phénomène pouvant expliquer les faibles déformations notées.

3.2.4 Pont Cookshire

Situé au-dessus de la rivière Eaton, le pont de Cookshire est le premier pont au Québec comportant une portée complète renforcée de barres en matériaux composites. D'une longueur de 52,08 m sur deux portées, la dalle de 200 mm est supportée de façon continue sur quatre poutres espacées de 2,7 m. Des barres no. 19 espacées de 75 mm ont été utilisées pour le rang inférieur transversal et des barres no. 16 espacées de 150 mm ont été utilisées pour le rang supérieur transversal. Un béton ayant une résistance à la compression de 38 MPa a été utilisé. Des capteurs à fibres optiques et un système de règles et de théodolites ont été utilisés pour l'instrumentation de l'ouvrage. Six mois après l'ouverture du pont, la dalle a été testée l'aide d'un camion à trois essieux (68,1 kN sur le premier essieu et 107,3 kN sur les essieux arrières) et d'un camion à quatre essieux (72,8 kN sur le premier essieu, 130 kN sur le deuxième essieu et 116 kN sur les essieux arrières). La déformation maximale en tension dans une barre de PRFV a été de 30 micro-déformations, ce qui est relativement faible, considérant que cette valeur représente 0,2% de la contrainte ultime du matériau [El-Salakawy et coll., 2005]. La déformation maximale en compression atteint 8 micro-déformations, comparativement à la valeur théorique attendue de 130 micro-déformations. Les déflexions des poutres et de la dalle atteignent 4 et 2 mm respectivement, lesquelles étant bien inférieures aux limites acceptables calculées. Avec la méthode flexionnelle de conception, satisfaisant les critères de fissure et les limites de contrainte, il s'est avéré que les déformations mesurées étaient bien inférieures à ce qui a été calculées.

3.2.5 Pont Val-Alain

Le pont de Val-Alain est situé sur l'autoroute 20 Est au-dessus de la rivière Henri. Le pont est de type dalle sur poutres d'acier. La dalle, ayant une épaisseur de 225 mm, est continue sur les poutres espacées de 3,145 m. Le pont a une longueur totale de 49,89 m et une largeur de 12,57 m. Un béton ayant une résistance à la compression de 50 MPa et des barres no. 19 espacées de 125 mm en PRFV revêtues de sable ont été utilisées pour les deux rangs d'armatures orthogonaux [ISIS-M03, 2009]. Une instrumentation a été installée à des emplacements critiques pour enregistrer des données sur la température interne et des contraintes. Des essais statiques et dynamiques ont été réalisés à l'aide de deux camions ayant quatre essieux (1^{er} camion : 65 kN sur le premier essieu, 71 kN sur le deuxième essieu et 96 kN sur les

essieux arrières ; 2^e camion : 54 kN sur le premier essieu, 64 kN sur le deuxième essieu et 103 kN sur les essieux arrières). Lors des essais statiques, les résultats ont démontré que la déformation maximale notée sur la barre étant de 57 micro-déformations, soit 0,4% de la déformation ultime maximale de la barre, est largement inférieure à ce qui était attendu en utilisant la méthode flexionnelle. Lors des essais dynamiques, il a été démontré que le 3^e essieu du camion provoquait la plus grande déformation dans les barres, soit 53 et 48 micro-déformations, pour des vitesses de 5 et 50 km/h respectivement [Benmokrane et coll., 2007b]. Cette différence peut être attribuable à la surface lisse de la route et/ou à la précision quant au positionnement de la roue près des capteurs.

3.2.6 Pont Melbourne

Le pont de Melbourne est situé sur une portion de l'autoroute 55 nord, entre Sherbrooke et Drummondville. La longueur totale du pont est de 89,42 m et comprend trois portées. La dalle a une épaisseur de béton et est supportée par trois poutres distancées de 3,15 m. Le renforcement de la dalle s'est effectué à l'aide de barres no. 19 espacées de 150 mm en PRFV pour tous les rangs inférieurs et supérieurs [Benmokrane et coll. 2007a]. Aucune instrumentation n'a été mise en place pour ce pont. Le nouveau pont contribue de manière significative à une conception optimale pour les dalles de béton armé de barres non corrosives en PRFV.

3.2.7 Pont Sherbrooke

Le pont sur l'autoroute 410 situé à Sherbrooke a été construit en 2012. Le pont a une longueur totale de 46,6 m et comprend neuf poutres d'acier. La dalle de 225 mm est continue sur huit portées de 3,5 m. Une résistance à la compression du béton de 35 MPa à 28 jours a été utilisée. Des barres en PRFV ont été utilisées dans les rangs supérieurs, tandis que des armatures d'acier ont été utilisées dans les rangs inférieurs. Dans le sens transversal du rang inférieur, des barres 20M en acier ont été positionnées à tous les 160 mm. Dans le sens transversal du rang supérieur, des barres en PRFV no.19 sont positionnées à tous les 110 mm. Des capteurs à fibres optiques ont été installés sur différentes barres. Les essais de chargement ont consistés en l'application de charges mobiles statiques et dynamiques et ce, à l'aide de trois camions à trois essieux chacun (1^{er} camion : 69 kN sur le premier essieu et 88 kN sur les essieux arrières ; 2^e camion : 72 kN sur le premier essieu et 86 kN sur les essieux arrières ; 3^e camion :

72 kN sur le premier essieu et 88 kN sur les essieux arrières). Les déformations maximales des barres en PRFV ont été de 50 micro-déformations, soit près de 1% de la résistance à l'ultime de la barre [Ahmed et Benmokrane, 2012]. Dans les barres d'acier, la déformation maximale notée a été de 70 micro-déformations.

CHAPITRE 4 CRITÈRES DE CALCUL – REVUE DE LA LITTÉRATURE

4.1 Introduction

Considérant le comportement élastique-linéaire des matériaux composites en PRF, les hypothèses de calcul, basées sur celles pour les armatures en acier, doivent considérer la faible ductilité du matériau. Les normes actuelles, soit la CAN/CSA-S6-06, la CAN/CSA-S806-02 ainsi que la CAN/CSA-S806-12 (non confirmée), dictent les critères de conception à l'ultime permettant de déterminer le mode de rupture et d'obtenir une résistance adéquate. Elles prescrivent aussi les critères de conception en service ayant trait à la flèche, à la fissuration et aux contraintes.

La conception d'un élément en béton renforcé en PRFV est généralement régit par les critères de service en raison de leur faible rigidité comparativement à l'acier. Ces critères sont en fait étroitement liés considérant que la déformabilité des barres agit sur l'ouverture de fissure et, par conséquent sur la déflexion de l'élément [Ascione et al., 2010]. Plus concrètement, la fissuration amène une diminution importante de la rigidité en flexion étant inversement proportionnelle à la déflexion [Mota et al., 2006].

Une revue de littérature est présentée dans les sections suivantes afin de définir les critères de calculs aux états limites ultimes et de service dans le cas d'une dalle unidirectionnelle armée de PRFV au Canada, selon les normes en vigueur. Les approches théoriques ainsi que les équations de calcul y sont présentées.

4.2 Généralités

4.2.1 Calcul de flexion

La méthode générale de calcul, pour tous les types de tabliers de pont, est basée sur la méthode de calcul de flexion. Supportée sur plusieurs appuis, la dalle est considérée comme étant un élément unidirectionnel continu en flexion. Le calcul des efforts maximaux en flexion négative ou positive se fait à l'aide de l'application des charges de roues du camion sur la

dalle de manière à obtenir une ligne d'influence. Les efforts servent alors à la détermination des armatures de traction requis dans le rang inférieur dans la zone de moment positif et dans le rang supérieur dans la zone de moment négatif. Des armatures longitudinales sont utilisées dans la portée secondaire.

4.2.2 Calcul empirique

Le calcul par la méthode empirique peut être utilisé à condition de répondre aux conditions énoncés des articles 8.18.4.2 et 16.8.8.1 de la norme CAN/CSA-S6-06. Cette méthode établie que les barres transversale du rang inférieur doivent comprendre une aire minimale d'armature de « $500d_s/E_{prf}$ », où « d_s » est la distance du centre de gravité des barres considérées jusqu'au-dessus de la dalle. Les autres rangs doivent comprendre un taux d'armature total minimal de 0,35%. De plus, les deux assemblages orthogonaux de barres en PRF doivent être distancés minimalement de 55 mm entre les barres transversales supérieures et inférieures. Cette méthode fournit une marge de sécurité acceptable pour répondre aux critères ultimes et de service. De cette façon, la dalle de tablier n'a donc pas à être analysée, sauf pour les portions à proximité des porte-à-faux et les dalles de rives où les efforts sont particuliers.

4.2.3 Théorie de la flexion

Le moment résistant interne d'un élément homogène en béton résulte d'un couple formé par l'équilibre des forces internes en compression et tension par rapport à leur bras de levier. Dans le cas d'une section armée, les analyses sont fondées sur les états limites ultimes, puis sur les états limites de service. Les hypothèses pour le calcul d'une section en flexion armée de barres en PRF sont les suivantes :

- La déformation est linéaire dans le béton et le PRF sur toute la profondeur de la section.
- La déformation du béton en compression est de 0,0035.
- Jusqu'à la rupture, la relation contrainte/déformation de la barre en PRF est linéairement élastique.
- Pour les sections fissurées, la résistance à la traction du béton est négligée.

- L'adhérence est considérée parfaite entre le béton et l'armature.

4.2.4 Modes de rupture

La rupture d'une section armée en béton peut être de deux types, soit par l'écrasement du béton ou par la rupture en tension de l'armature. De façon intermédiaire, la rupture est dite équilibrée et sert de référence à la détermination du mode de rupture.

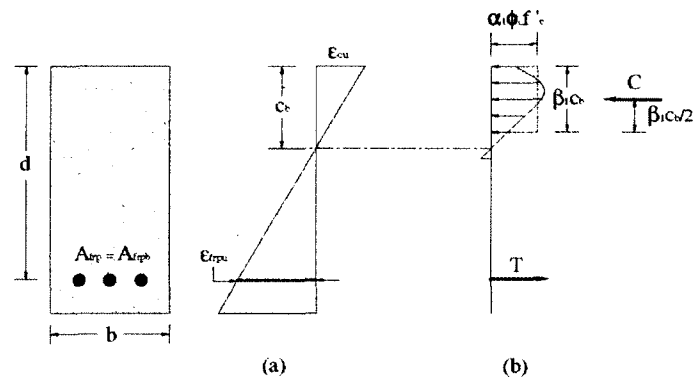


Figure 4.1 Déformation (a) et contraintes (b) d'une section armée aux conditions équilibrées

Basé sur la compatibilité des déformations (figure 4.1), le rapport de l'axe neutre est :

$$c_b = d \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{prfu}} \right)$$

La norme CAN/CSA-A23.3-04 mentionne que la distribution non linéaire de la contrainte en compression du béton peut être remplacée par un bloc de contrainte équivalent ayant une hauteur efficace de $\beta_1 c$.

L'équilibre interne des forces est :

$$C = T$$

$$C = \alpha_1 f'_c \beta_1 c_b b \phi_c = \varepsilon_{prfu} E_{prf} A_{prf} b \phi_{prf} = T$$

Les facteurs α_1 et β_1 sont définis comme suit :

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f'_c \geq 0,67$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 f'_c \geq 0,67$$

Le taux d'armature est alors défini comme étant le suivant :

$$\rho_{prf} = \frac{A_{prf}}{bd}$$

$$\rho_{prfb} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_{prf}} \frac{f'_c}{f_{prfu}} \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{prfu}} \right)$$

4.3 États limites ultimes

4.3.1 Résistance en flexion

La rupture en compression reste préférable, malgré que la norme CAN/CSA-S6-06 admet les deux modes de rupture, en autant que la résistance en flexion soit supérieure à 1,5 fois le moment dû aux charges pondérées. De plus, cette même norme limite la résistance en compression du béton à 85 MPa à moins d'avoir été approuvée. La norme CAN/CSA-S806-02 exige que le calcul de toutes sections en béton armées de PRF soit tout d'abord basé sur l'atteinte de la rupture par l'écrasement du béton en zone de compression. La révision de cette même norme (CAN/CSA-S806-12) ajoute que si la résistance de la section est supérieure à 1,6 fois la résistance pondérée, le mode de rupture peut varier. Le manuel ACI 440.1R-06 dicte que le taux d'armature doit être supérieur au taux d'armature équilibré.

Dans le cas d'une section dite sur-armée, une rupture en flexion mène à l'écrasement du béton. La compression ultime est alors de 0,0035 à la fibre comprimée extrême du béton (CAN/CSA-S-806-02/12), en autant que :

$$\frac{c}{d} \geq \frac{7}{7 + 2000\varepsilon_{prfu}}$$

La norme canadienne CAN/CSA-S6-06 mentionne que la résistance pondérée à la flexion doit être respectée, sans que le ratio c/d soit supérieur à 0.5.

En fonction des équations indiquées aux sections précédentes, la contrainte dans l'armature de PRF à la rupture de la section est :

$$f_{prf} = 0,5E_{prf}\varepsilon_{cu} \left[\left(1 + \frac{4\alpha_1\beta_1\phi_c f'_c}{\rho_{prf}\phi_{prf}E_{prf}\varepsilon_{cu}} \right)^{1/2} - 1 \right] \leq f_{prfu}$$

Pour une profondeur de l'axe neutre, c , l'égalité des efforts de tension et de compression permet de déterminer le moment de résistance :

$$M_r = C \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

4.3.2 Résistance en cisaillement

Pour une section ne contenant pas d'étrier et étant inférieure ou égale à 300 mm, le code canadien CAN/CSA-S806-02 propose une formulation tenant compte de l'apport des armatures longitudinales par l'équation suivante :

$$V_c = 0.035\lambda\phi_c \left(f'_c \rho_w E_f \frac{V_f d}{M_f} \right)^{1/3} b_w d$$

$$\text{où : } 0.1\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_c \leq 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$\text{et } \frac{V_f d}{M_f} \leq 1$$

La révision de cette même norme (CAN/CSA-S806-12) propose une autre formulation révisée :

$$V_c = 0.05\lambda\phi_c k_m k_r (f'_c)^{1/3} b_w d_v$$

$$\text{où : } 0.11\phi_c\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_c \leq 0.22\phi_c\sqrt{f'_c}b_w d$$

$$k_m = \sqrt{\frac{V_f d}{M_f}} \leq 1$$

$$k_r = 1 + (E_{prf}\rho_w)^{1/3}$$

Dans le cas de la norme CAN/CSA-S6-06, la résistance au cisaillement est calculée selon l'équation suivante :

$$V_c = 2.5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_{long} \sqrt{\frac{E_{long}}{E_s}}$$

Le manuel de calcul ACI 440-1R-06 adopte une méthode empirique pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé de PRF. La contribution du béton à l'effort tranchant se calcule par l'équation suivante :

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w c$$

$$\text{où: } c = kd ; k = \sqrt{2\rho_{prf}n_{prf} + (\rho_{prf}n_{prf})^2} - \rho_{prf}n_{prf} ; \rho_{prf} = \frac{A_{prf}}{b_w d}$$

4.4 États limites de service

4.4.1 Fissuration

Ouverture des fissures

En conception, il y a deux méthodes possibles pour limiter la fissuration, soit en limitant les déformations ou la largeur des fissures. La limitation de la largeur de fissures s'applique que pour des raisons esthétiques ou lorsqu'il est important de limiter les risques de fuite, car il n'y a pas lieu d'inhiber la corrosion dans le cas des PRF. Le calcul des fissures, lorsque requis, doit alors prendre en compte les caractéristiques dans lequel l'ouvrage est soumis, telles que : le type de structure, le type d'exposition, la visibilité des surfaces, l'agressivité de l'environnement et la durée de vie anticipée de la structure.

Pour les structures en béton armé, la norme CAN/CSA-A23.3-04, fixe la limite d'ouverture des fissures à 0,33 mm pour une exposition extérieure et à 0,4 mm pour une exposition intérieure. Puisque l'armature d'acier a un module d'élasticité plus élevé que l'armature de PRF, la largeur des fissures sera plus grande dans le cas des sections armées de PRF. Conséquemment, les limitations de fissures sont moins restrictives lorsque l'armature en PRF est utilisée, étant donné que le caractère non-corrosif de cette armature.

La norme de calcul pour la conception de ponts (CAN/CSA-S6-06) recommande de restreindre l'ouverture des fissures lorsque la déformation maximale en traction sous charge de service excède 0,0015. L'ouverture des fissures est restreinte à 0,5 mm dans le cas des ouvrages assujettis à un environnement agressif et à 0,7 mm dans les autres cas. Basé sur un modèle physique, l'équation pour calculer l'ouverture de la fissure est la suivante :

$$w = 2 \frac{f_{prf}}{E_{prf}} \frac{h_2}{h_1} k_b \sqrt{d_c^2 + (s/2)^2}$$

Le terme d'adhérence k_b est égal à 1 lorsqu'il est assumé être égal à celui de l'acier. Dans le cas où cette valeur n'est pas octroyée par le fournisseur des barres en PRF, la manuel ACI 440-1R-06 propose une valeur conservatrice de 1,4.

La norme CAN/CSA-S806-02 recommande de restreindre le critère "z" selon le type d'exposition et ce, si la déformation de l'armature en traction sous charges vives dépasse 0,0015. Ce critère ne doit pas être plus grand que 38 000 N/mm ou 45 000 N/mm pour une exposition extérieure ou intérieure respectivement. L'équation suivante sert à calculer le critère « z » :

$$z = k_b \frac{E_s}{E_{prf}} f_{prf} \sqrt[3]{d_c A}$$

L'équation précédente ne s'applique pas aux ouvrages exposés à un environnement agressif et des précautions supplémentaires doivent être prises. Par ailleurs, la valeur de la contrainte de l'armature sous la charge spécifiée, f_{frp} , peut être déterminée en divisant le moment de flexion par la multiplication du bras de levier interne et de l'aire d'armature. La version 2002 de la norme CAN/CSA-S806 propose de remplacer cette valeur par 60% de la contrainte ultime dans la couche d'armature la plus tendue, tandis que la version 2012 propose de remplacer cette valeur par 25% de la contrainte ultime dans le cas des PRFV sous des charges de service.

Pour le coefficient d'adhérence k_b , les deux normes proposent l'utilisation d'une valeur de 1,2 en l'absence de données expérimentales. Conséquemment, plus l'adhérence d'une barre en

PRF est grande, moins la largeur d'une fissure sera grande, car les contraintes d'adhérence entre le béton et l'armature sont moindres.

Moment de fissuration

Le moment de fissuration est atteint lorsque les contraintes de traction se développent aux fibres extrêmes du béton tendu. Les fissures surviennent alors quand les contraintes dépassent la résistance à la traction du béton. Conséquemment, la rigidité flexionnelle de l'élément diminue. Le moment de fissuration est déterminé à l'aide du moment d'inertie de la section de béton transformée non fissurée et du module de rupture du béton, selon l'équation suivante :

$$M_{cr} = \frac{f_r I_t}{y_t}$$

Selon la norme CAN/CSA-S806-02/12, le module de rupture du béton peut être déterminé par :

$$f_r = 0.6\lambda\sqrt{f'_c}$$

La valeur de la densité du béton, λ , est égale à 1, 0.85 ou 0.75 pour un béton normal, semi-léger ou léger respectivement.

Selon la norme CAN/CSA-S6-06, le moment de fissuration peut être déterminé à l'aide de la résistance à la fissuration du béton, laquelle est égale à :

$$f_{cr} = 0.4\sqrt{f'_c} \text{ (béton normal)}$$

$$f_{cr} = 0.34\sqrt{f'_c} \text{ (béton semi-léger)}$$

$$f_{cr} = 0.3\sqrt{f'_c} \text{ (béton léger)}$$

L'emploi de l'inertie brute de la section est accepté par les deux normes canadiennes (CAN/CSA-S806-02/12 et CAN/CSA-S6-06) en négligeant l'armature. La distance y est alors égale à la mi-hauteur de la section pour une section rectangulaire.

Le moment de résistance doit être supérieur au moment de fissuration et ce, afin d'éviter une rupture soudaine des armatures après fissuration. La norme canadienne de calculs des ponts (CAN/CSA-S6-06) mentionne que la résistance en flexion doit être supérieure à 1,5 fois le moment de fissuration. Si la résistance en flexion pondérée est supérieure à la demi de la résistance minimale requise, cette dernière exigence est négligeable. Dans le cas de la norme CAN/CSA-S806-02/12, le moment de résistance en flexion doit aussi être supérieur à 1,5 fois le moment de fissuration.

4.4.2 Flèche

Le rapport de la portée à la flèche est comparable pour les membrures en béton armé d'acier ou de PRF. Les normes proposent de calculer la flèche sous une charge de service à l'aide de la méthode du moment d'inertie effectif ou la méthode de la courbure. Lorsque le calcul de la flèche instantanée est basé sur la méthode du moment d'inertie effectif, l'hypothèse que le moment d'inertie effectif est uniforme sur toute la section est posée. Le manuel no.3 d'ISIS Canada propose la formulation suivante de Mota et al. [2006]:

$$I_e = \frac{I_t I_{cr}}{I_{cr} + \left(1 - 0.5 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2\right) (I_t - I_{cr})} \quad \text{où } M_{cr} = \frac{f_r I_t}{y_t}$$

où la valeur de I_{cr} est donnée par l'équation suivante :

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + n_{prf} A_{prf} (d - kd)^2$$

Les normes CAN/CSA-A23.3-04 et CAN/CSA-S6-06 recommandent l'utilisation du moment d'inertie effectif lorsque le moment en service est supérieur au moment de fissuration. Dans le cas contraire, l'utilisation du moment d'inertie de la section de béton transformée non-fissurée est recommandé. Le calcul de l'inertie effective selon une méthode simplifiée peut s'effectuer de la façon suivante :

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \leq I_g \quad \text{où } M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

Le manuel de calcul ACI 440.1R-03 recommande l'utilisation de l'équation de Branson y incluant un facteur de réduction relié à la faible rigidité d'une section armée de PRF. En conséquence, le moment d'inertie effective n'est pas surestimé et la flèche n'est pas sous-estimée. Lorsque le moment non pondéré est supérieur au moment de fissuration, l'expression suivante permet le calcul de l'inertie effective :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g$$

$$\text{où : } M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}; \beta_d = \frac{1}{5} \frac{\rho_{prf}}{\rho_{prfb}} \leq 1.0$$

L'utilisation de la méthode d'intégration de la courbure est recommandée par la norme CAN/CSA-S806-02. Cette méthode est basée sur l'hypothèse que la relation moment-courbure est trilineaire, les pentes étant égales à $E_c I_g$, zéro et $E_c I_{cr}$, telle que le démontre la figure suivante :

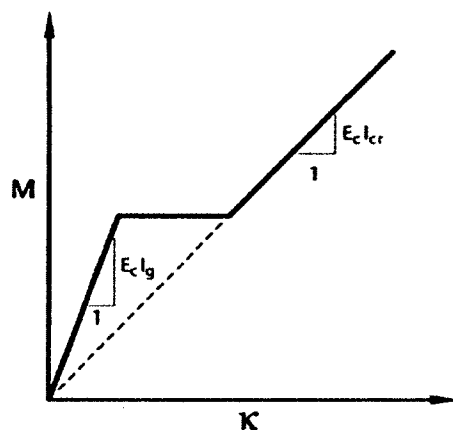


Figure 4.2. Relation moment-courbure (M- κ) pour un béton armé de barres en PRF (CAN/CSA-S806-02)

De plus, une vérification de la flèche sous charge soutenue, y incluant la déflexion du béton causée par le fluage, est requise. Il est à noter que, la résistance procurée par la compression du béton est négligeable sur la flèche maximale au centre d'une membrure en béton armé [Masmoudi, 1996]. La norme CAN/CSA-A23.3-04 recommande de tenir compte du fluage sur la flèche à long terme. Le calcul de la flèche sous des charges permanentes est fonction de la flèche instantanée et du facteur du fluage (ξ) :

$$\Delta_s = (1 + \xi)\Delta_i$$

où $\xi = 1,0$ (3 mois) ; 1,2 (6 mois) ; 1,4 (12 mois) ; 2,0 (60 mois et plus).

Les valeurs déterminées par l'une ou l'autre des méthodes proposées doivent respecter les limites de la norme CAN/CSA-A23.3-04 en fonction du type de membrure et de la partie de la flèche à considérer.

Afin d'éviter une rupture par fluage, les normes dictent le niveau de contrainte maximale des barres en PRF sous des charges de service. En fait, la norme CAN/CSA-S806-02 spécifie que cette contrainte ne peut être supérieure à 30% de la résistance en tension de la barre, ce qui équivaut de 20 à 25 % sous des charges non pondérées. La norme CAN/CSA-S6-06 restreint le niveau de contrainte maximale à 25% de la résistance à la rupture du PRFV. La version 2012 de la norme CAN/CSA-S806 restreint aussi la contrainte maximale du PRFV à 25% de sa résistance en traction, en plus de limiter la contrainte des barres en PRFV sous charges de service à 0,002. Selon Laoubi et al. [2006], la valeur de fluage recommandée par les normes est surestimée, soit de 2,33 fois, pour une contrainte soutenue de 27% de la contrainte ultime des barres. Le manuel de conception ACI 440.1R-06 limite la valeur de contrainte à 20%, se basant sur les limites de contrainte de rupture du matériau en PRFV.

4.4.3 Ductilité

Le facteur de déformabilité a été développé par Jaeger et al. [1997] et ce, afin de quantifier la déformation et de la comparer entre les conditions ultimes et de service. Ce facteur, noté J , est calculé selon l'équation suivante :

$$J = \frac{\psi_u M_u}{\psi_s M_s}$$

La norme CAN/CSA-S6-06 indique que la courbure et le moment en service sont obtenus lorsque l'état de limite supérieure du comportement élastique du béton est atteint, soit une déformation de 0,001. Le facteur de déformabilité doit être inférieur à 4 dans le cas des sections rectangulaires et à 6 dans le cas des sections en « T ».

4.5 Longueur de développement, d’ancrage et de chevauchements

Les barres sollicitées en traction doivent avoir une longueur d’ancrage adéquate afin d’assurer leur plein développement. La norme CAN/CSA-S806-02/12 propose l’équation suivante pour le calcul de la longueur de développement :

$$l_d = 1.15 \frac{k_1 k_2 k_3 k_4 k_5}{d_{cs}} \frac{f_f}{\sqrt{f'_c}} A_b$$

$$\text{où } d_{cs} \leq 2.5d_b \text{ et } f'_c \leq 5 \text{ MPa}$$

Les facteurs « k » sont fonction de l’emplacement des barres (k_1), de la densité du béton (k_2), du diamètre des barres (k_3), du type de fibres (k_4) et de la surface des barres (k_5).

La norme CAN/CSA-S6-06 propose l’équation suivante :

$$l_d = 0.45 \frac{k_1 k_4}{\left[d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{prf}}{E_s} \right]} \frac{f_{prfu}}{f_{cr}} A$$

$$\text{où } \left[d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{prf}}{E_s} \right] \leq 2.5d_b$$

Le facteur k_4 est ici fonction de la surface des barres. La longueur d’une jonction par recouvrement des barres doit alors être plus grande que 1,3 fois la longueur de développement.

CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

5.1 Introduction

Le programme expérimental vise à établir des méthodes et procédures pour examiner et évaluer la déflexion, la fissuration ainsi que la déformation d'un nouvel ouvrage renforcé en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) dans un environnement très agressif et une lourde circulation routière (camions-vidanges).

Tout d'abord, des études ont été réalisées sur l'ouvrage existant afin d'évaluer les problèmes reliés à la détérioration. Ces études ont permis d'établir les causes possibles des dégradations observées (section 5.3).

Puis, la conception (section 5.4) a été réalisée en conformité avec tous les codes et normes canadiennes en vigueur, plus particulièrement les suivantes :

- CAN/CSA-A23.3-04 : Calcul des ouvrages en béton ;
- CAN/CSA-S6-06 : Code canadien sur le calcul des ponts routiers ;
- CAN/CSA-S806-02 : Règles de calcul et de construction des composants des polymères renforcés de fibres ;
- CAN/CSA-S806-12 (non confirmée) : Règles de calcul et de construction des composants des polymères renforcés de fibres.

Les règles les plus restrictives ont été utilisées pour la conception de la dalle du quai de déchargement.

Afin de permettre l'exploitation de l'ouvrage en tout temps, la mise en chantier a été réalisée en 2 phases. Les travaux de démolition et de construction sont commentés à la section 5.5.

De façon parallèle aux travaux de construction, des capteurs à fibre optique et des capteurs électriques ont été installés sur les barres (section 5.6). Ces dernières sont situées sur les barres principales uniquement et dans une zone où la circulation des camions est importante. Les

endroits stratégiques choisis sont sur les barres des rangs inférieurs et supérieurs en zone de tension ou de compression.

Finalement, des essais de chargement statique ont été réalisés dans les 2 phases (section 5.7).

5.2 Présentation de l'ouvrage

La dalle du quai de déchargement d'origine a été construite dans les années 1970. Sa structure a été conçue selon le Code Canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6-1966.

La dalle de 200 mm d'épaisseur est de type unidirectionnel et est supportée par des poutres de béton. Ces dernières transmettent les efforts à des poutres principales ou directement aux colonnes, aux fondations du bâtiment et enfin au sol. Selon les notes générales aux plans, la résistance à la compression demandée lors de la construction était de 4000 lb/po^2 , soit 27.5 MPa. La résistance élastique demandée des armatures principales était de 413 MPa (60 000 lb/po^2) et de 274 MPa (40 000 lb/po^2) pour les étriers des poutres et des colonnes.

L'utilisation principale de la dalle du quai de déchargement est de supporter les 150 camions-vidanges qui viennent décharger quotidiennement dans les chutes à déchets (figure 5.1). À certains moments, des déchets peuvent être entreposés directement sur la dalle sur une hauteur maximale de 5 m.



Figure 5.1. Dalle du quai de déchargement

5.3 Étude préliminaire

5.3.1 Caractérisation de l'ouvrage existant

Plusieurs travaux de réparation ont été effectués depuis 1998. Ces travaux ont été réalisés par différents entrepreneurs mandatés directement par l'exploitant TIRU et un plan des zones de réparations est présenté en annexe A. Selon les informations reçues, les travaux ont consisté, soit en une réparation pleine profondeur ou en une réparation de surface selon les zones. Plusieurs armatures ont été ajoutées et/ou remplacées dû à la présence de corrosion.

5.3.2 Description générale des problèmes de durabilité

Plusieurs problèmes de durabilité ont été perçus lors d'une inspection visuelle. Dans le cas présent, les causes physiques de la dégradation du béton sont des dégradations de surface (abrasion, érosion) et de la fissuration pouvant être principalement due aux chargements structuraux (impacts, surcharges, charges cycliques). En outre, des facteurs reliés à la mise en œuvre, aux caractéristiques des matériaux et à l'entretien sont aussi soulevés. Par ailleurs, des processus chimiques de dégradation sont aussi présumés, tel que l'hydrolyse des hydrates, les échanges ioniques entre les hydrates et le milieu agressif, ainsi que la formation de produits expansifs. Les sections suivantes permettent d'étudier en profondeur les problèmes observés visuellement.

5.3.3 Problèmes observés

Fissuration

Lors de l'inspection, plusieurs fissures ont été notées principalement sous la dalle et sont la preuve d'un dépassement des contraintes en traction du béton. Ces dernières sont principalement parallèles aux poutres secondaires (figure 5.2). À partir de celles-ci, des fissures perpendiculaires se sont créées. Ce type de patron de fissuration laisse présager une défaillance de la dalle en flexion positive. Par ailleurs, des fissures de moindre envergure appelées « polygonales » sont présentes.



Figure 5.2. Fissuration sous la dalle

Éclatement et délaminage du béton

De l'éclatement et du délaminage ont été observés à différents endroits sous la dalle. Le délaminage est en fait une fissuration interne du béton, sans qu'il n'y ait décollement et est causé par la pression due à la corrosion ou par des efforts internes trop importants. L'éclatement du béton donne suite au délaminage du béton, suivant l'augmentation des pressions internes. Par conséquent, plusieurs armatures sont visibles et corrodées (figure 5.3).

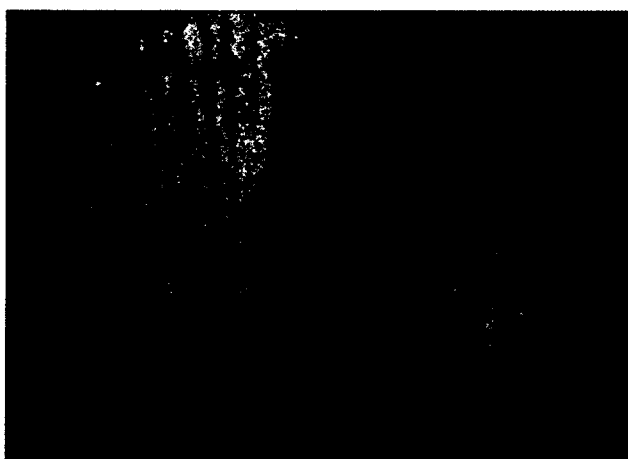


Figure 5.3. Éclatement du béton sous la dalle

Érosion et abrasion

Sur le dessus de la dalle, le défaut le plus apparent est l'érosion et l'abrasion de surface (figure 5.4). Dans le cas présent, l'érosion par abrasion serait le résultat d'une circulation lourde et de l'action de l'écoulement d'eau et de matériaux solides dans l'eau. Cela provoque alors un détachement progressif de fragments de béton à la surface.



Figure 5.4. Érosion et abrasion

Corrosion des armatures

Des produits de la corrosion sont perçus par les fissures (figure 5.5). De façon globale, les taches de rouilles sont des signes de corrosion de l'armature menant à la délamination puis à l'éclatement du béton, laissant ainsi les barres d'armatures corrodées à découverts (figure 5.3). Étant donné la distance de visualisation lors de l'inspection, il est impossible de déterminer si les barres ont une perte effective de leur section due à la corrosion.

Il est important de noter que la corrosion serait due, dans le cas présent, à la présence de chlorures. La réaction entre l'eau, le chlore et le fer aurait pour effet de diminuer le pH du béton et ainsi accélérer la dissolution du fer. Conséquemment, la dissolution du fer est entamée. Par ailleurs, la corrosion des armatures peut aussi être attribuable à la carbonatation due à la réaction entre le dioxyde de carbone présent dans l'air ambiant qui pénètre dans le béton. Cela engendre alors des produits favorables à une diminution du pH du béton.

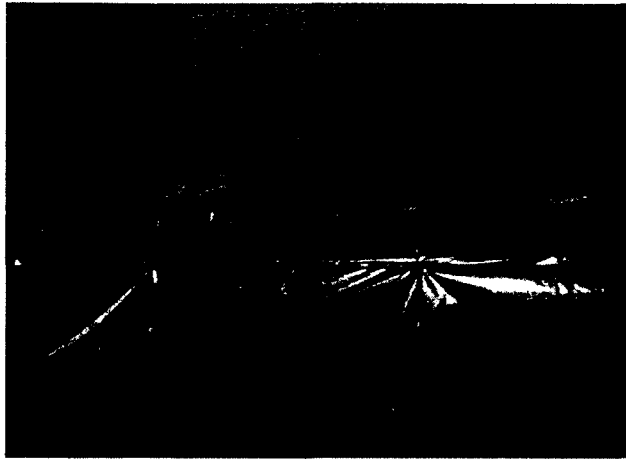


Figure 5.5. Produits de la corrosion

Efflorescence

Sous la dalle du quai de déchargement, principalement où se situe les fissures, de l'efflorescence est visible, soit un dépôt de sel blanc (figure 5.6). Ce défaut est attribuable à la porosité du béton et est due à la dissolution de produits chimiques avec de l'eau qui s'infiltré dans le béton.

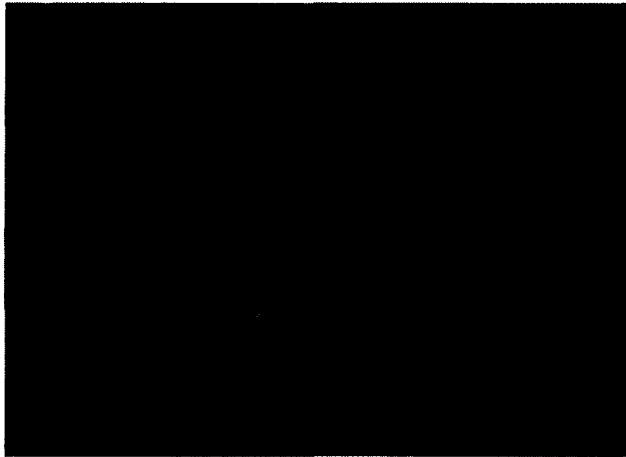


Figure 5.6. Efflorescence

5.3.4 Causes des problèmes observés

Afin de caractériser adéquatement l'ouvrage existant et de s'assurer de sa capacité à assumer les charges avant sa réfection complète, des études sur les matériaux ont été réalisées. Les causes liées aux problèmes observés sont définis aux paragraphes suivants.

Techniques de construction et de réparation

Tel que mentionné plus haut, la dalle du quai de déchargement a fait l'objet de plusieurs réparations et la durabilité du composite, entre l'ancien matériau et le nouveau matériau, peut causer de très grands problèmes si la qualité et le comportement de leur liaison n'est pas adéquate. La figure 5.7 permet d'établir que la réparation n'est pas adéquate et mène à de multiples dégradations.



Figure 5.7. Réparation non adéquate (éclatement, corrosion, fissuration, efflorescence)

Par ailleurs, certaines zones ayant fait l'objet de réfection ont été construites à l'aide de barres en acier recouvertes d'époxy. Ce type de barre offre un degré de protection supplémentaire à la corrosion, si la couche d'époxy est suffisamment épaisse et qu'elle est exempte d'endommagement. Lors de la démolition de ces zones, aucune barre en époxy n'a été vue comme étant endommagée, et ce, par l'absence de défauts de surface.

Finalement, lors des travaux de construction, un mauvais recouvrement des barres d'armatures, une vibration du béton déficiente ou une surveillance inadéquate peuvent être des causes attribuables aux différentes dégradations. La figure 5.8 montre un emplacement inapproprié des barres d'armatures ayant causé des défauts considérables, telle une importante délamination.

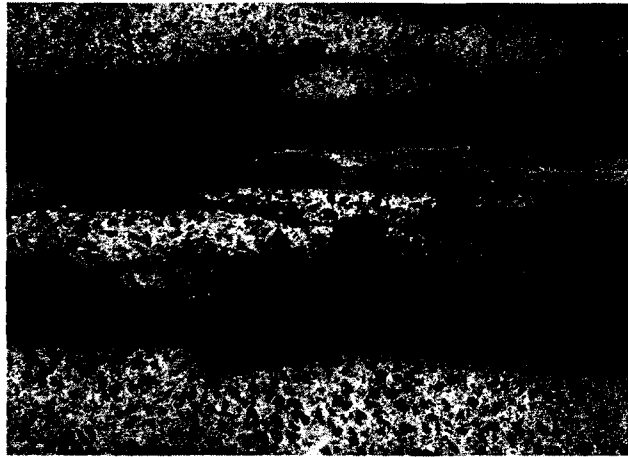


Figure 5.8. Délamination importante du béton, emplacement inapproprié des barres d'armatures

Matériaux

Un relevé de potentiel a été réalisé afin de déterminer si l'activité de corrosion est importante et ce, aux endroits où il n'y avait pas de barres d'époxy. Selon les résultats, 52,9% des zones ont une activité de corrosion avancée et/ou très avancée, 28,7% des zones ont une activité de corrosion initiée et 18,3% des zones ont une activité de corrosion faible [LVM, 2011]. En plus du relevé de potentiel, des mesures de courant de corrosion ont été réalisées dans 3 secteurs. De façon générale, le courant de corrosion mesuré dans ces secteurs indique le même niveau de corrosion que celui présenté par le relevé de potentiel.

Par ailleurs, des échantillons de béton ont été prélevés pour différents essais. Tout d'abord, des examens mégascopiques et pétrographiques ont pu déceler la présence d'une réaction alcali-silice notée légère à modérée. Lors de la démolition d'une zone provenant de la dalle d'origine, un échantillon de béton a été conservé (figure 5.9). Sur ce dernier, la réaction alcali-silice est décelable par les indices de détérioration suivants :

- Fissuration des granulats grossiers avec gel de silice;
- Pores de la pâte de ciment remplis de gel de silice.

La présence de pores plutôt blanchâtres laisse aussi prétendre que les granulats sont réactifs. Conséquemment, il y a eu une réaction chimique en milieu humide entre les ions hydroxydes en solution et la silice des granulats dans le béton. Ce phénomène créé alors des contraintes

dans le béton ayant pour effet de faire gonfler la pâte de ciment et faire fissurer le béton, lorsque la pression générée par la réaction est plus grande que la résistance en tension du béton. Bien que lente, cette réaction est irréversible et très difficile à contrôler.

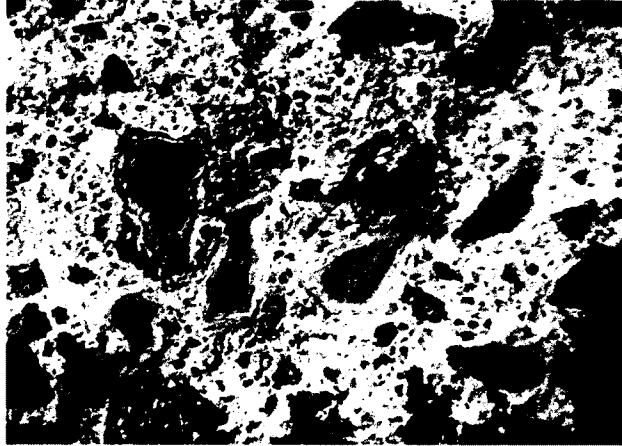


Figure 5.9. Échantillon de béton (dalle d'origine), réaction alcali-granulat

En outre, malgré le fait que la structure soit située à l'intérieur, les symptômes visuels suivants notés sur l'ouvrage peuvent être causés par la réaction alcali-granulat : fissuration importante alignée selon les contraintes et une légère décoloration en surface.

Dans les zones ayant été démolies et qui ont fait l'objet de réparations antérieures, l'échantillon de béton analysé n'a montré aucun indice pouvant déceler des problèmes attribuables à la présence de granulats réactifs.

Finalement, les détériorations notées visuellement, telle que la fissuration, sont attribuables à une faible perméabilité du béton et à une mauvaise étanchéité de la structure. En fait, des mesures de la porosité et d'absorption ont été réalisées. Les résultats montrent une porosité élevée des échantillons allant de 12,5% à 16%, alors que la norme (CAN/CSA-A23.1-04) accepte des valeurs entre 10% et 12%. Les résultats d'absorption du béton montrent des résultats, après ébullition, de l'ordre de 5,4% à 7,3% alors que la limite acceptable se situe entre 4% et 5%. Considérant que la dalle est soumise à l'action des lixiviats de toutes sortes, il y a un risque de contamination et de corrosion des éléments structuraux par les agents agressifs.

Problèmes de conception

Suivant le fait que l'ouvrage a été construit dans les années 1970 selon la norme CAN/CSA-S6-66, aucun critère pour contrer la fissuration n'était été considérée. Actuellement, la norme CAN/CSA-A23.4-04 mentionne les critères à respecter selon les environnements pour obtenir des limites acceptables de fissuration.

Par ailleurs, il est important de noter que les charges de conception étaient différentes, plus particulièrement les charges mobiles, lors de la conception originale de la dalle. L'augmentation des chargements, notamment par l'ajout de charges d'entreposage de vidanges, ainsi que du trafic sont des causes portant atteinte à la capacité de la structure et à la sécurité des occupants.

Problèmes d'utilisation

L'ouvrage doit répondre de son utilisation. Dans le cas présent, la dalle du quai de déchargement sert à supporter les charges mobiles de camions venant décharger leurs déchets dans les chutes conçues à cet effet. Cette utilisation implique alors différents phénomènes imputables à la détérioration de la structure.

Tout d'abord, l'application de surcharges importantes et cycliques augmentent les contraintes dans la structure et les risques de rupture par fatigue excessive. Tel que mentionné précédemment, environ 150 camions-vidanges, pesant jusqu'à 350 kN, circulent quotidiennement sur l'ouvrage.

En outre, ces camions-vidanges proviennent de l'extérieur et entrent à l'intérieur du bâtiment de l'incinérateur pour venir y décharger les déchets. En période hivernale, ces véhicules transportent alors de la neige pouvant contenir des sels déglaçants. Lorsqu'ils entrent à l'intérieur du bâtiment chauffé, la neige fond et se dépose sur l'ouvrage en béton. Cette eau, contenant des ions chlorures, peut pénétrer dans la structure de béton et détruire localement le film de passivation des barres d'armatures.

Par ailleurs, le mélange de déchets dans un camion-vidange engendre des lixiviats de toutes sortes. Ces lixiviats, qu'ils soient basiques ou acides, occasionnent des réactions chimiques à

l'intérieur du béton pouvant être d'autant plus importantes, et ce, lorsque le béton est très poreux.

Lors de bris mécaniques des ponts roulants dans la fosse à déchets ou tout autre événement, l'exploitant se doit de recevoir les déchets et ainsi de trouver un moyen de continuer l'exploitation. Considérant les réglementations environnementales, les déchets ne peuvent être mis en pile à l'extérieur. L'exploitant doit alors déposer ces déchets de façon temporaire, directement sur la dalle du quai de déchargement (figure 5.10). Cette façon de faire implique deux causes importantes de dégradations, soit physiques et chimiques, tel que mentionné plus haut. La première est l'importante surcharge soumise. En fait, considérant la masse volumique des déchets humides, soit 500 kg/m^3 , ainsi que la hauteur pouvant atteindre 5 m, la surcharge est de 25 kPa, ce qui est non négligeable. La deuxième est alors la présence de déchets humides engendrant l'infiltration de liquides pouvant être nocifs pour le béton.

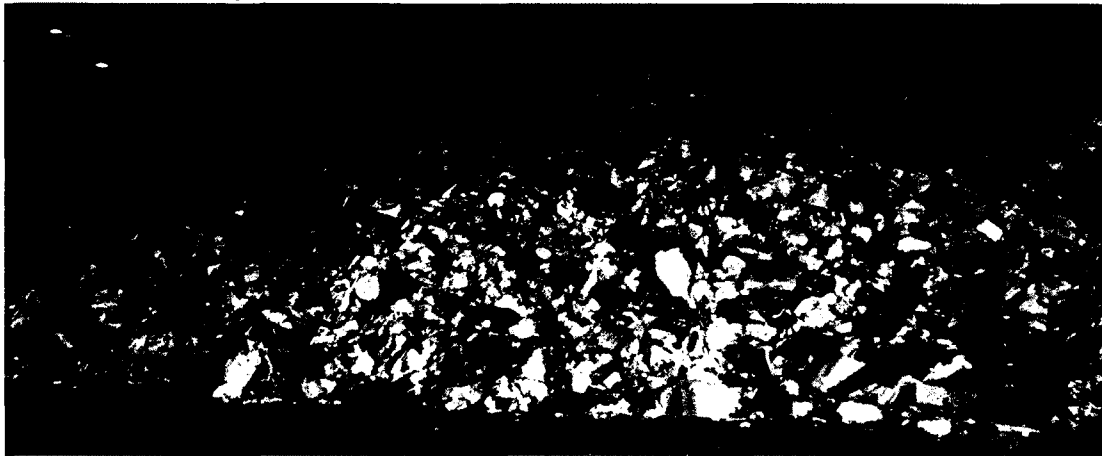


Figure 5.10. Déchargement de déchets sur la dalle

5.4 Conception

5.4.1 Généralités

La conception de la nouvelle dalle a été réalisée conformément à la norme CAN/CSA-S6-06, la norme CAN/CSA-S806-02 ainsi que la nouvelle norme CAN/CSA-S806-12 (non confirmée). Les critères les plus restrictifs de ces trois normes ont été considérés pour la conception de l'ouvrage. La note de calculs complète est présentée en annexe B.

Géométrie de l'ouvrage

L'ouvrage est composé d'une dalle de béton supportée de façon unidirectionnelle par des poutres de béton longitudinales, lesquelles transfèrent leurs efforts aux poutres transversales et aux colonnes (voir plans en annexe B). Au total, il y a dix poutres longitudinales et six poutres transversales. La portée dans le sens unidirectionnel est de 2,8025 m et la portée nette entre les poutres est de 2,15 m. Les poutres secondaires ont une portée variant de 6,096 m à 11,5824 m et les poutres principales ont une portée de 8,4074 m. Les dimensions des poutres sont de 800 x 900 mm et de 650 x 900 mm pour les poutres principales et secondaires respectivement. La superficie totale de la dalle est approximativement de 1300 mètres carrés.

5.4.2 Calculs

Données

Lors de la conception préliminaire, il s'est avéré que la géométrie de l'ouvrage existant, soit une dalle unidirectionnelle de 200 mm ayant des portées de 4,2 m, était inadéquate selon les nouveaux critères de chargement, dont l'ajout d'une surcharge occasionnelle de déchets pouvant atteindre 25 kPa. De ce fait, la démolition et la reconstruction des poutres existantes ont dû être envisagées. Afin de répondre aux critères de chargement et d'obtenir un meilleur rendement de l'utilisation des barres d'armatures composites, la portée des nouvelles poutres doit être de 2,8 m avec une dalle ayant une épaisseur de 225 mm. Des recouvrements de 60 mm sont considérés pour répondre au critère de résistance au feu au-dessous de la dalle. Ces recouvrements sont aussi considérés pour répondre au critère de durabilité et d'usure au-dessus de la dalle. La dalle est conçue selon un béton de densité normale ayant une résistance à la compression de 35 MPa après 28 jours.

Les charges mortes totales sont de 6,15 kPa, soit la charge de la dalle de béton ainsi que des équipements mécaniques. La nouvelle dalle du quai a été conçue pour les charges d'utilisation prescrites, soit la circulation des camions-vidanges (CL-625) ainsi que la présence temporaire de déchets humides allant jusqu'à une hauteur de 5 m (25 kPa).

Calcul des moments de flexion transversaux

La dalle est analysée en utilisant particulièrement les clauses 5.6, 5.7 et le chapitre 16 de la norme CAN/CSA-S6-06.

Selon la norme canadienne de ponts, la surcharge d'un camion doit être pondérée de 1,7 en plus de considérer un coefficient de majoration dynamique de 1,4 et de réduire de la charge de 80%, étant donné que la dalle est continue sur plus de 3 travées. Les efforts de flexion pondérés maximaux calculés dans le sens unidirectionnel sont de 54,7 kN.m en flexion positive et de 55,4 kN.m en flexion négative. Une vérification à l'aide du logiciel Advanced Design America (ADA), notamment avec l'outil d'analyse des charges mobiles, a permis de contrevérifier ces résultats. Aux états limites d'utilisation, le moment sous les charges mortes et vives est de 30,4 kN.m en zone positive et de 23,9 kN.m en zone négative. Le cisaillement maximal est de 32,6 kN.

Calcul des armatures composites

Le calcul du renforcement de la dalle a été fait en fonction de l'utilisation de barres en PRFV à haut module de 16 mm de diamètre. Ces barres ont une résistance minimum garantie en traction de 1184 MPa et un module de Young moyen de 62,6 GPa. La conception de la dalle a été réalisée selon une rupture désirée du béton en compression, supposant ainsi que l'armature demeure dans le domaine élastique. En flexion positive, des barres #16 à haut module sont utilisées à tous les 200 mm tandis que les mêmes barres sont utilisées en flexion négative à tous les 100 mm. Conséquemment, le taux d'armature équilibrée doit être inférieur au taux d'armature en zones négative et positive, ce qui est vérifié dans les deux cas. Le calcul de la contrainte dans la barre permet de déterminer la déformation dans la barre. En flexion positive, la déformation maximale est de 87% celle à l'ultime, alors qu'elle est de 60% celle à l'ultime en flexion négative. Le rapport entre la déformation maximale du béton et celle de la barre relativement à la profondeur « d » de la section, permet de déterminer la position de l'axe neutre ainsi que les moments de résistance. Le moment de résistance en flexion positive est de 73,7 kN.m, soit 68% du moment pondéré et supérieur à 50% du moment de fissuration. En flexion négative, la sollicitation est de 57%. Quant aux armatures transversales, la norme indique que l'intensité du moment longitudinal doit être de 120 sur la racine carrée de la

portée nette longitudinale ($120/\sqrt{L_n}$), sans toutefois dépasser 67% de l'intensité du moment maximal transversal. De ce fait, des barres #13 à chaque 225 mm sont utilisées dans le sens transversal.

Fissuration

Afin de répondre aux critères en service, l'analyse de la fissuration, de la déflexion et de la déformation a été réalisée. Le critère de fissuration n'a été considéré qu'en zone négative, étant donné que c'est à cet endroit que les agents agressifs peuvent pénétrer dans la dalle. Le critère de fissuration est vérifié selon le critère « z » de la norme CAN/CSA-S806-02 (2002). La valeur calculée est de 26 383 N/mm, soit inférieure à la limite de 38 000 N/mm pour un environnement agressif. Par ailleurs, l'ouverture « w » de la norme CAN/CSA-S6-06 (2006) est de 0,41 mm et est alors inférieure à 0,5 mm pour un environnement agressif. De plus, la contrainte dans les barres est de 117,9 MPa, soit inférieure à 25% de la contrainte à l'état limite ultime de la barre.

Flèche et déformation

La flèche sous les charges de service est calculée en fonction de l'inertie effective de la section, étant donné que le moment de fissuration est inférieur au moment de service. La flèche sous les charges mortes et vives est de 1,01 mm, ce qui est inférieure à la flèche maximale de 5,84 mm calculée en fonction de la portée sur 480. Par ailleurs, la déformation sous une charge soutenue occasionne une déformation inférieure à la limite prescrite de 0,002. Finalement, le calcul de la déformabilité doit être supérieure à 4, et ce, selon la norme CAN-CSA-S6-06 (2006). La déformabilité a été considérée supérieure à 6 dans le cas présent, soit 6,2.

Vérification du cisaillement

Le béton seul a été vérifié pour le cisaillement. Selon l'équation proposée dans la norme CAN/CSA-S6-06, la résistance au cisaillement du béton est de 123 kN/m, soit bien supérieure à l'effort de cisaillement pondéré de 32 kN/m.

5.5 Construction

L'incinérateur de Québec est continuellement en fonction et les travaux ont dû être réalisés en deux phases, afin de permettre le déchargement des camions-vidanges dans la fosse à déchets en tout temps. La phase 1 des travaux s'est réalisée des axes 12 à 35, tandis que la phase 2, des axes 35 à 60. Lors de la démolition, les dalles et les poutres, exceptées celles de rives, ont été retirées.

5.5.1 Phase 1

La démolition s'est déroulée en 3 étapes principales, soit le retrait des dalles, le retrait des poutres, puis la démolition ponctuelle de section de poutres pour l'insertion des nouvelles poutres dans l'existant (figure 5.11). La démolition en phase 1 s'est étalée sur une période approximative de 1 mois et demi. Le tout a été réalisé à l'aide de marteaux piqueurs, d'une scie à eau, d'un élévateur et d'une pelle. La présence de conduits mécaniques et électriques fonctionnels sous la dalle du quai de déchargement a nécessité une attention particulière lors de la démolition.



Figure 5.11. Démolition (phase 1)

Ensuite, les étalements ont pu être installés pour débiter le coffrage. La présence de pentes variables a nécessité une mise à niveau précise et exacte. La figure 5.12 montre l'installation des coffrages.

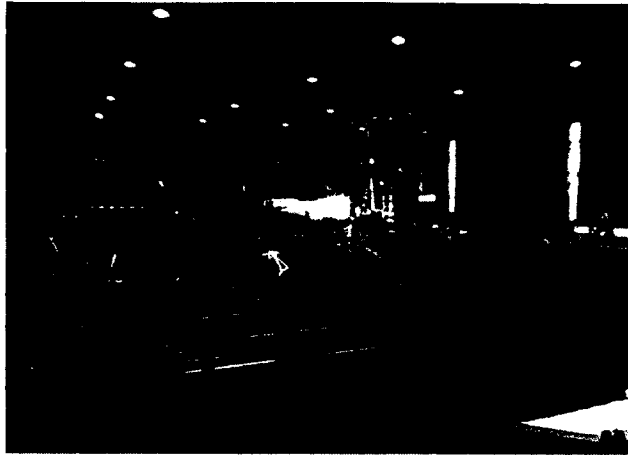


Figure 5.12. Coffrage (phase 1)

La mise en place des armatures des poutres a débuté par la suite. Ces dernières sont composées de barres d'armatures galvanisées et ce, considérant des portées de plus de 11 m. Certaines poutres comportent des barres 45M et ont nécessité plusieurs intervenants pour leur mise en place, considérant leur poids et l'espace restreint dû à la quantité de barres (figure 5.13). L'installation des barres d'armature composites de la dalle s'est ensuite réalisée sur une période d'une semaine, à raison de deux équipes de travail (figure 5.14).

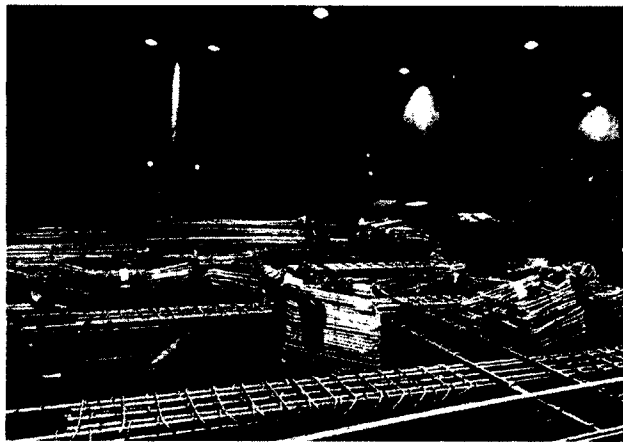


Figure 5.13. Armatures des poutres (phase 1)

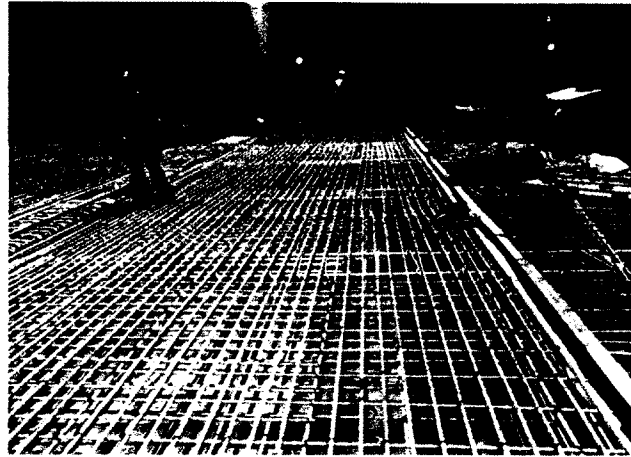


Figure 5.14. Armatures de la dalle (phase 1)

La coulée de béton et la finition en phase 1 ont eu lieu le 18 décembre 2012 (figure 5.15). Un durcisseur, sous forme de matériau sec, en poudre a été incorporé directement dans le mélange de béton sur une profondeur de 100 mm à partir du niveau supérieur de la dalle. Ce durcisseur est un additif qui peut être utilisé dans n'importe quelle composition de béton, sans effet majeur sur les qualités de béton plastique, notamment en ce qui concerne l'affaissement, l'air entraîné et le temps de prise. Il permet d'améliorer les propriétés de dureté à l'abrasion du béton. Une membrane pour le mûrissement du béton a été laissée en place durant 21 jours (figure 5.16). Par la suite, le décoffrage de la dalle s'est réalisé durant une semaine, suite à la confirmation de la résistance en compression du béton atteinte à 70% par des cylindres témoins. Un scellant a finalement été appliqué sur la dalle.



Figure 5.15. Bétonnage (phase 1)



Figure 5.16. Mûrissement (phase 1)

5.5.2 Phase 2

La démolition en phase 2 s'est réalisée de la même façon que celle en phase 1 (figure 5.17). La démolition en phase 2 s'est étalée sur une période approximative de trois semaines. Le tout a été réalisé à l'aide de marteaux piqueurs, d'une scie à eau, d'un élévateur et d'une pelle. La présence de conduits mécaniques et électriques fonctionnels sous la dalle du quai de déchargement a nécessité une attention particulière lors de la démolition.

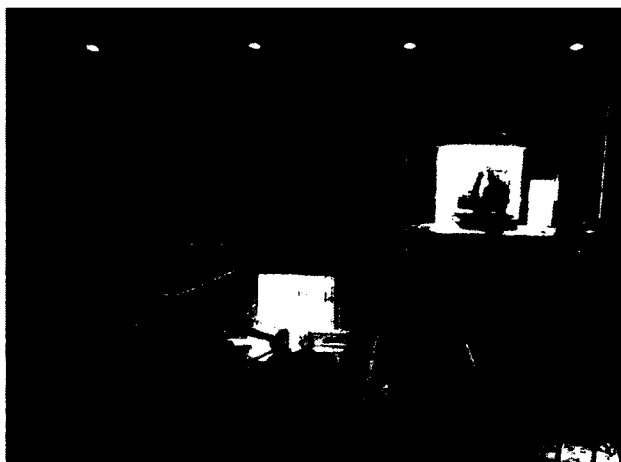


Figure 5.17. Démolition (phase 2)

De façon à réaliser les travaux rapidement, les étaielements et les coffrages ont débutés parallèlement à l'avancement de la démolition (figure 5.18).



Figure 5.18. Coffrage (phase 2)

L'installation des barres d'armature galvanisées des poutres s'est échelonnée sur une période approximative d'une semaine (figure 5.19). Considérant l'expérience de l'équipe de travail en phase 1, la mise en place des barres d'armature composites a duré trois jours (figure 5.20).



Figure 5.19. Armatures des poutres (phase 2)



Figure 5.20. Armatures de la dalle (phase 2)

La coulée de béton et la finition en phase 2 se sont déroulées le 13 mai 2013 (figure 5.21). Un durcisseur, sous forme de matériau sec, en poudre a été incorporé directement dans le mélange de béton sur une profondeur de 100 mm à partir du niveau supérieur de la dalle. Ce durcisseur est un additif qui peut être utilisé dans n'importe quelle composition de béton, sans effet majeur sur les qualités de béton plastique, notamment en ce qui concerne l'affaissement, l'air entraîné et le temps de prise. Il permet d'améliorer les propriétés de dureté à l'abrasion du béton. Une membrane pour le mûrissement du béton a été laissée en place durant quatorze jours (figure 5.22). Par la suite, le décoffrage de la dalle s'est réalisé durant une semaine, suite à la confirmation de la résistance en compression du béton atteinte à 70% par des cylindres témoins. Un scellant a finalement été appliqué sur la dalle.

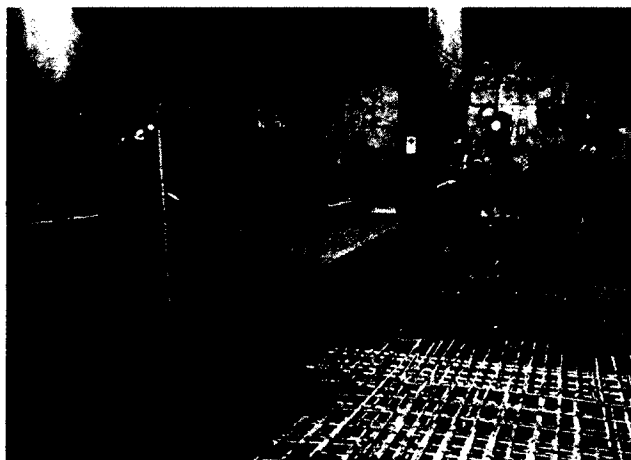


Figure 5.21. Bétonnage (phase 2)



Figure 5.22. Mûrissement (phase 2)

5.6 Monitoring

5.6.1 Instrumentation

Préalablement aux travaux de construction, des zones représentatives de circulation lourde ont été sélectionnées, afin d'analyser le comportement et d'évaluer la performance d'une dalle armée de PRFV. Ces zones, montrée à la figure 5.24, correspondent aux aires de déchargement les plus utilisées par les camions-vidanges et donc, les plus sollicitées. Des capteurs à fibres optiques, des jauges électriques et des thermocouples ont été installés.

Capteurs à fibres optiques

Les capteurs à fibres optiques de type Fabry-Perrot sont utilisés. Leur principe physique de fonctionnement se base sur le phénomène d'interférence des ondes lumineuses et se nomme interférométrie [Nicole, 2002]. Leur installation débute par un surfaçage d'une petite section de la barre. Cette surface est ensuite nettoyée pour y coller les fibres. Un protecteur est appliqué sur le dessus des fibres et un ruban noir recouvre le tout. Une latte de bois est installée de façon temporaire à l'endroit où les fibres ont été installées sur les barres et ce, afin de la protéger lors des manutentions. Un système d'acquisition de données est utilisé pour prendre les données de façon manuelle (figure 5.23).



Figure 5.23. Système d'acquisition des données

Jauges électriques

Les jauges électriques ont comme fonction de traduire la déformation par la variation d'une résistance électrique. Des études réalisées antérieurement [Nicole, 2002] montrent la corrélation entre les résultats des fibres optiques et des jauges électriques. Leur installation se fait de la même façon que les capteurs à fibres optiques, sauf pour le type de colle. De plus, le fils est directement soudé sur la jauge après le collage.

Thermocouples

Les thermocouples ont été installés par le laboratoire de contrôle de matériaux. Ces derniers ont été mis en place juste avant la coulée de béton. Quatre thermocouples ont été installés au total, soit 2 en phase 1 et 2 en phase 2. Dans chacune des phases, un thermocouple est installé dans la dalle et un autre dans une poutre.

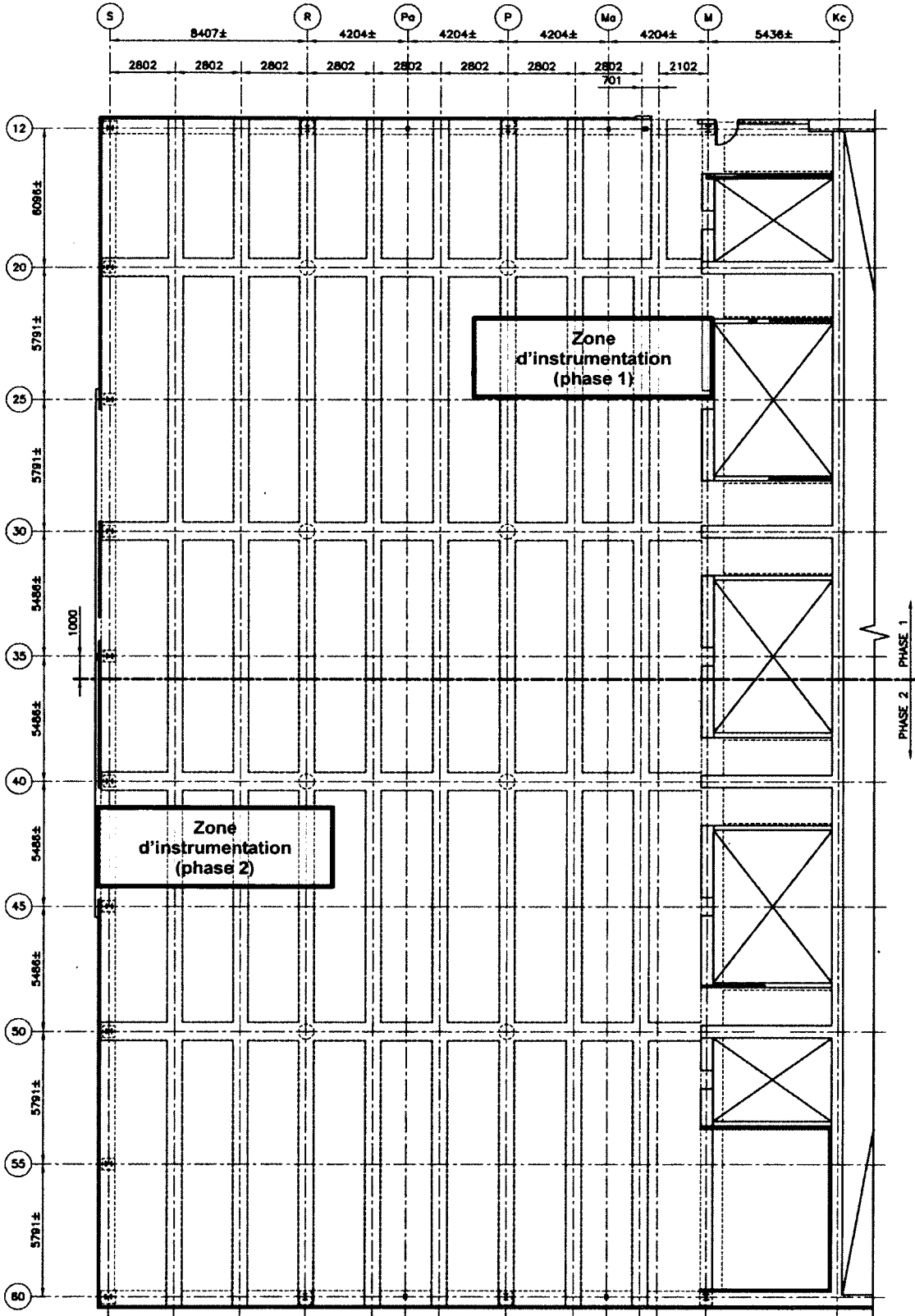


Figure 5.24. Zones d'instrumentation

5.6.2 Phase 1

À l'intérieur de la zone en phase 1, quatre barres ont été instrumentées, soit deux en zone de flexion positive (rang inférieur) et deux en zone de flexion négative (rang supérieur) et ce, dans la direction principale uniquement. L'emplacement de ces barres se situe directement sous le positionnement d'une roue de camion. La mise en place des capteurs s'est fait directement en chantier. Un total de seize capteurs à fibre optique, soit quatre capteurs sur chacune des barres. De ces quatre capteurs, trois capteurs sont utilisés pour recueillir les contraintes en zone de tension et un capteur est utilisé pour recueillir la contrainte en zone de compression. La figure 5.25 montre l'identification et le positionnement des capteurs à fibres optiques.

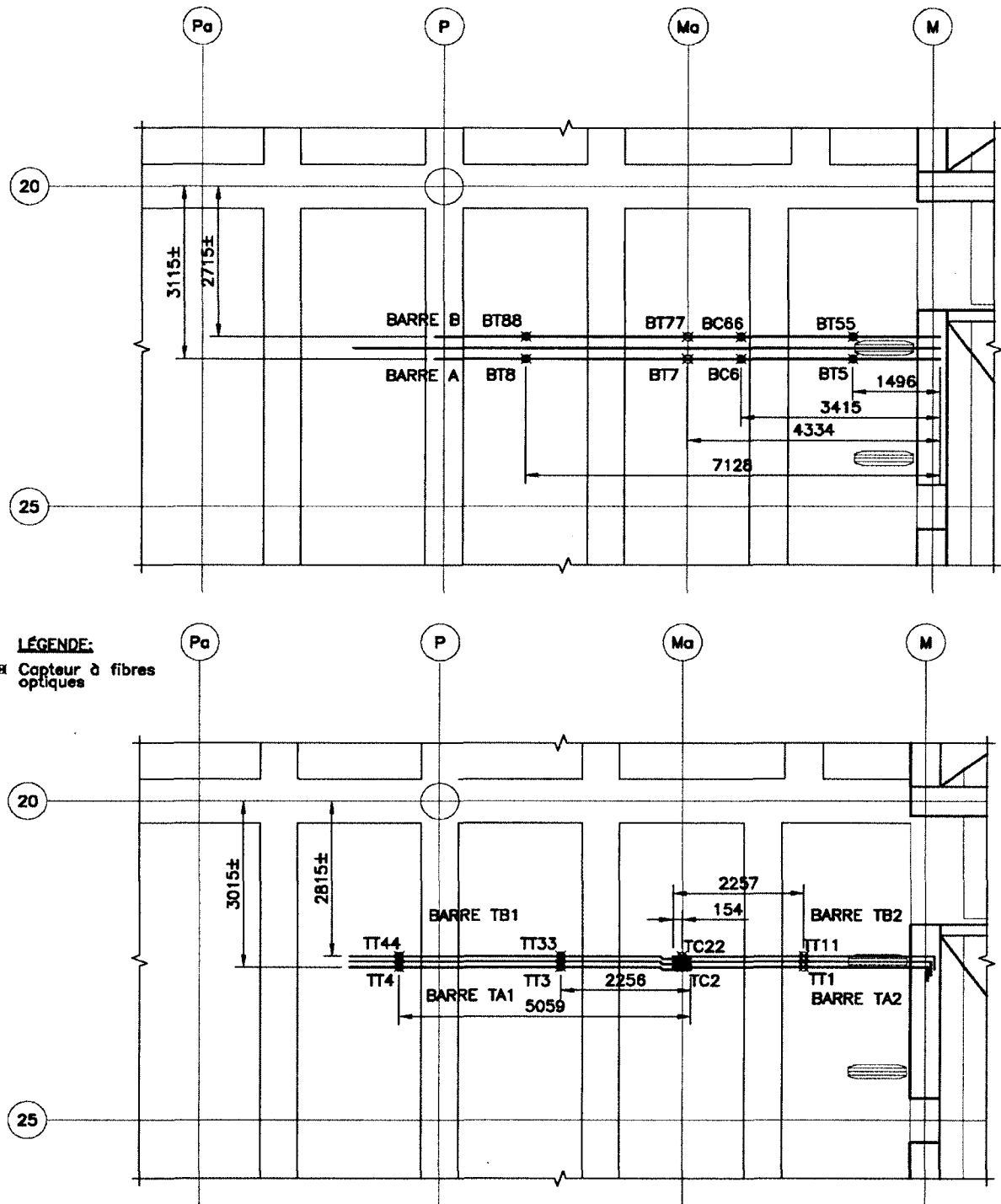


Figure 5.25. Identification et positionnement des capteurs à fibres optiques (phase 1)

5.6.3 Phase 2

En phase 2, deux barres du rang supérieur et deux barres du rang inférieur ont été instrumentés dans la direction principale et sous le positionnement d'une roue de camion. La figure 5.26 montre l'emplacement de l'instrumentation des barres de composite qui s'est fait directement en chantier. Un total de douze capteurs ont été installés, soit cinq capteurs à fibres optiques et sept jauges électriques et ce, en zone de tension uniquement. Les capteurs à fibres optiques ont été positionnés en zone de flexion négative. Les jauges électriques ont été mis en place en zone de flexion positive, sauf un capteur positionné en zone de flexion négative.

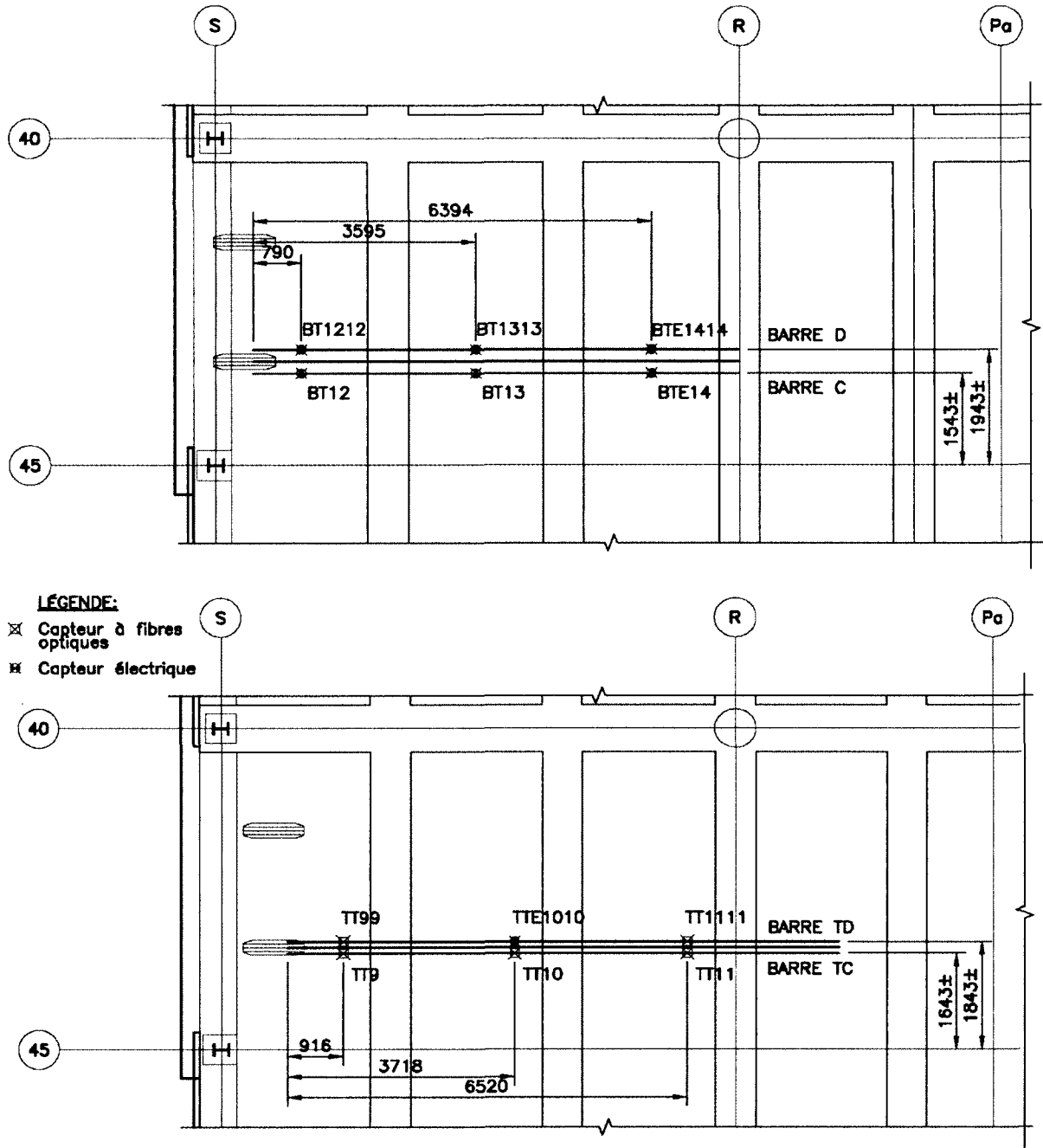


Figure 5.26. Identification et positionnement des capteurs à fibres optiques (phase 2)

5.7 Essais de chargement

Lors des essais de chargement, des camions-vidanges à chargement arrière comportant trois essieux ont été utilisés (figure 5.27). Ces camions représentent ceux qui sont les plus lourds circulant habituellement sur la dalle du quai de déchargement. Lors de chacun des essais, quatre types de chargement ont été réalisés (figure 5.28). Le poids de chacun des camions a été pris directement sur les lieux à l'aide d'une balance industrielle. Les charges provenant de chacun des essieux ont donc été déterminées pour chacun des camions.

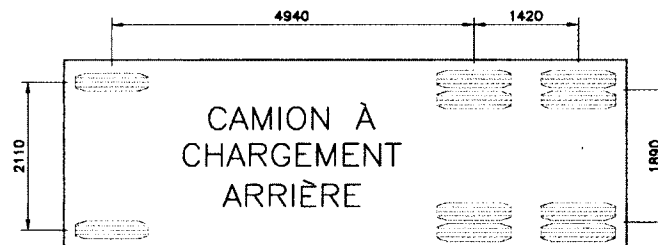
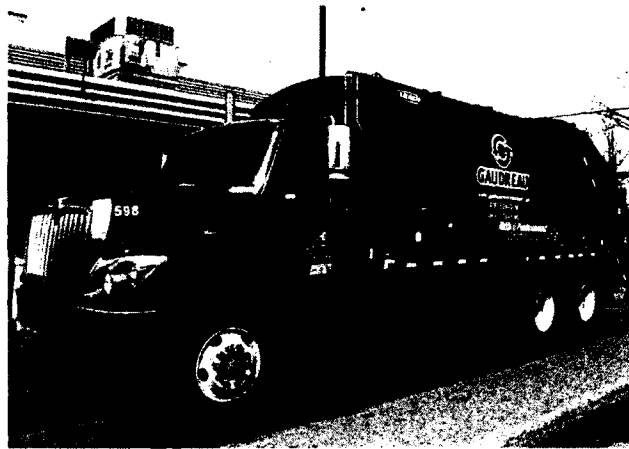


Figure 5.27. Camion à chargement arrière

5.7.1 Phase 1

En phase 1, deux camions ont été utilisés (figure 5.28). La répartition du chargement de chacun des camions est montrée à la figure 5.29. Lors des essais, quatre types de chargement ont été réalisés de façon statique (figure 5.30).



Figure 5.28. Camions-vidanges (phase 1)

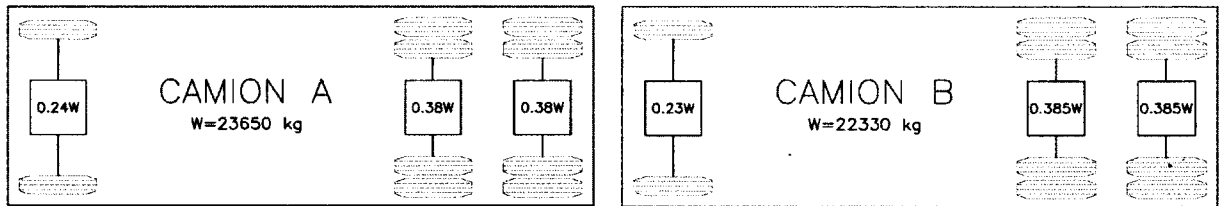


Figure 5.29. Répartition des charges (phase 1)

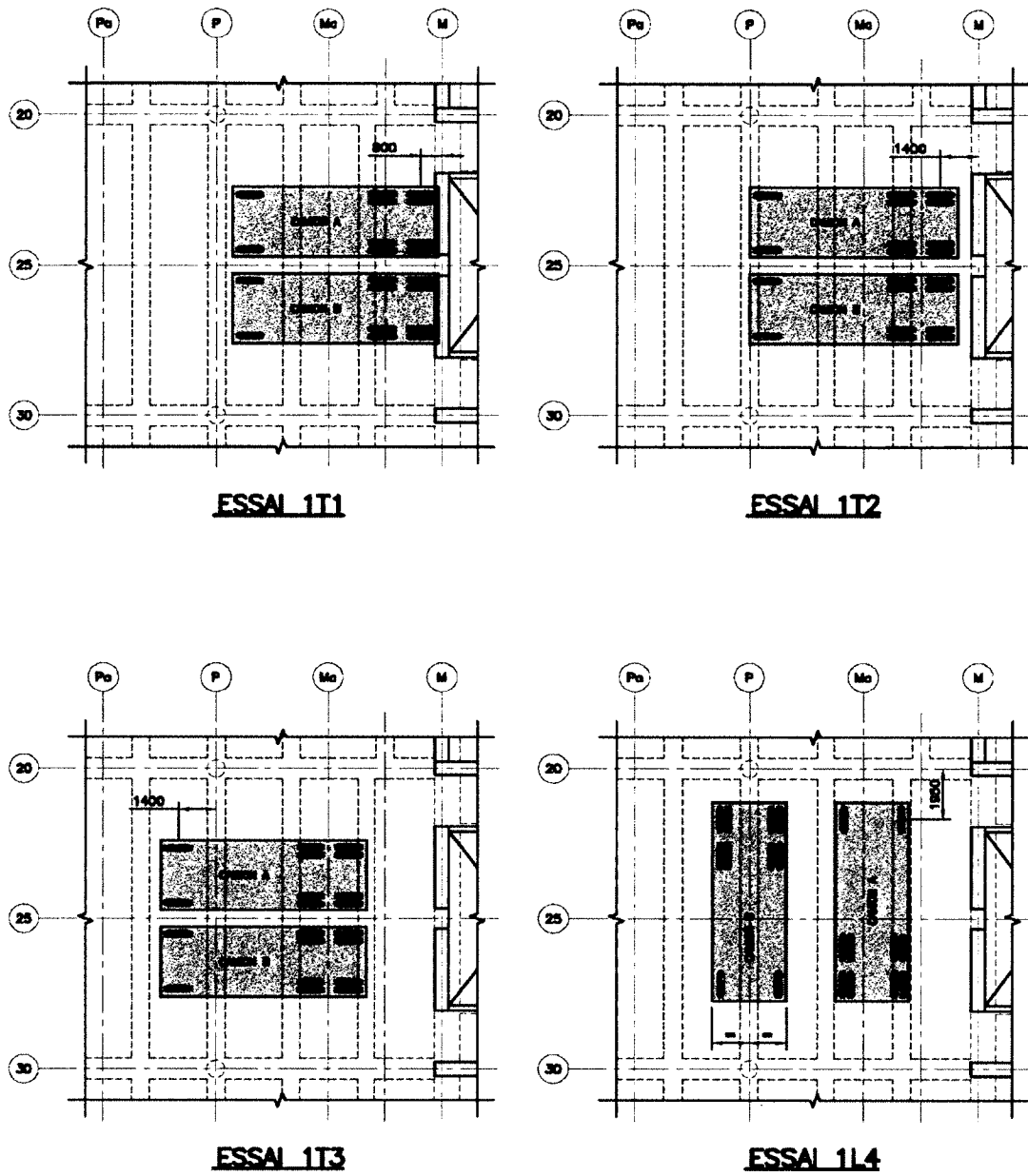


Figure 5.30. Chargements (phase 1)

5.7.2 Phase 2

En phase 2, un camion a été utilisé (figure 5.31). La répartition du chargement du camion utilisé est montrée à la figure 5.32. Lors des essais, quatre types de chargement ont été réalisés de façon statique (figure 5.33).



Figure 5.31. Camions-vidanges (phase 2)

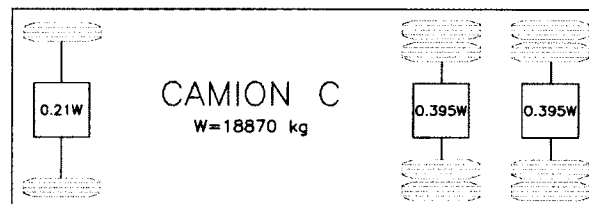


Figure 5.32. Répartition des charges (phase 2)

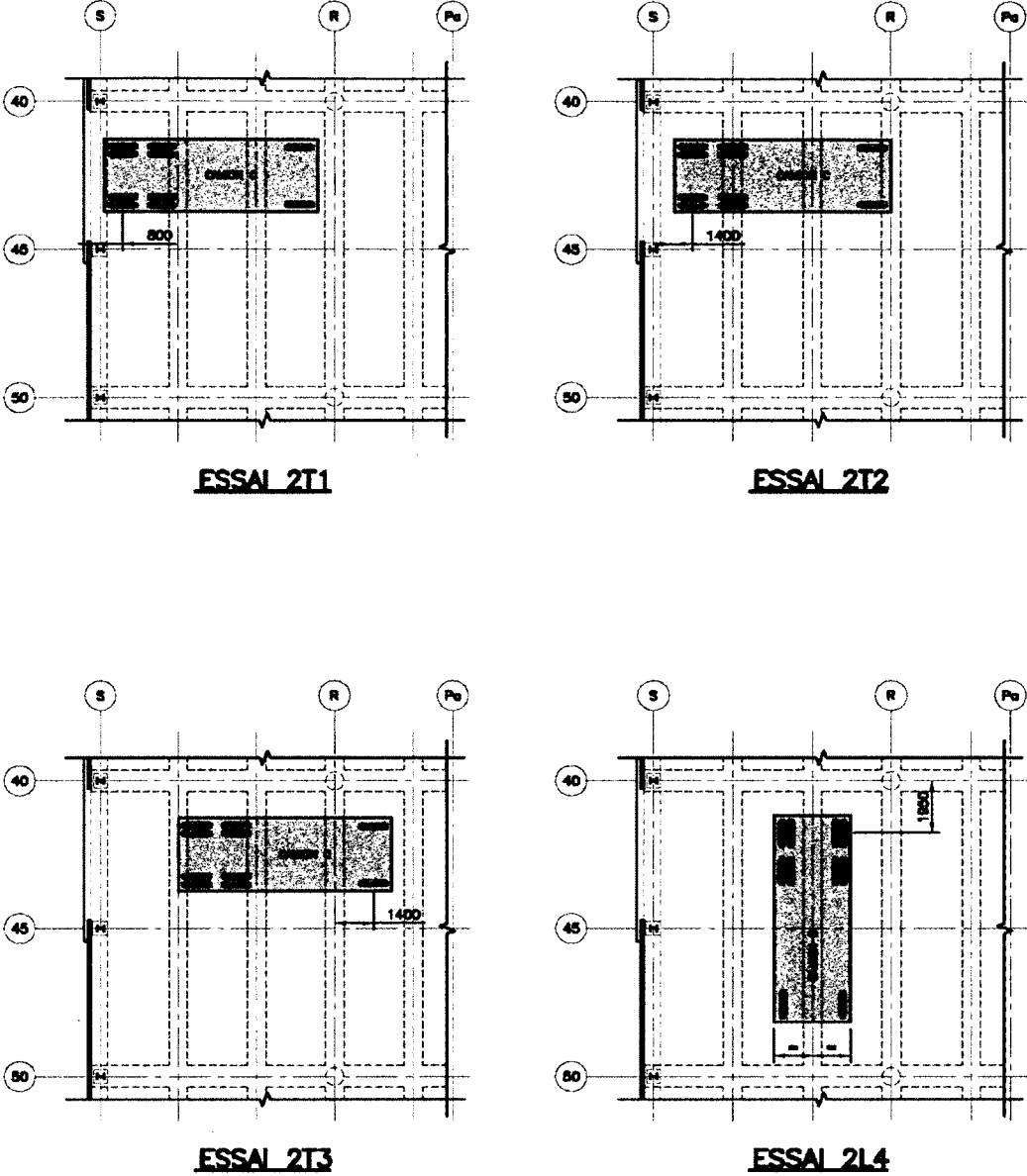


Figure 5.33. Chargements (phase 2)

CHAPITRE 6 PRÉSENTATION ET ANALYSE DES RÉSULTATS

6.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats obtenus ainsi que leur interprétation pour les deux phases. Les deux phases étant identiques, les résultats sont comparés, principalement en termes de déformations et de contraintes. La déflexion et la fissuration sont aussi discutées. Ces informations permettent d'évaluer adéquatement le comportement et la performance d'une dalle unidirectionnelle soumise à des charges mécaniques importantes.

6.2 Contraintes

6.2.1 Prises de données

Afin de recueillir les données des capteurs à fibre optique, un système d'acquisition de données comportant sept canaux a été utilisé de façon manuelle. Les premières données sont recueillies douze heures avant la coulée de béton. Suite à la coulée de béton, les données ont été prises quotidiennement durant sept journées consécutives. Après cette première semaine de cure, les données ont été recueillies de façon hebdomadaire. Lors du décoffrage de la dalle, les données sont saisies de façon continue afin d'évaluer les variations de contraintes apportées par cette activité. Un suivi des données est ensuite réalisé à chaque semaine. Finalement, avant la mise en service de la dalle, les données ont été prises lors des essais de chargement pour les différentes dispositions des roues de camions, tel que discuté à la section 5.7. Il est à noter qu'en phase 1, des capteurs ont été endommagés et c'est pourquoi des barres supplémentaires ont été instrumentées en phase 2.

Les données recueillies ont dû être modifiées pour les convertir en termes de déformations. Pour les capteurs à fibres optiques, un facteur de correction de la jauge doit être appliqué. Ce facteur est propre à chacun des capteurs. Par conséquent, le résultat brut de chaque capteur doit être modifié selon son propre facteur. Ceci est obtenu en divisant la valeur brute par le facteur de la jauge, selon l'équation suivante :

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_{\text{jauge}}}{K} \text{ où } K = \text{facteur de la jauge}$$

Le résultat final présenté dans le présent chapitre est la valeur de la variation de la déformation [Roctest, 2002] et ne considère pas les variations de température. Cette valeur est l'écart entre la déformation courante étudiée au temps donné (i) et la déformation initiale au temps zéro (0), soit douze heures avant la coulée de béton, selon l'équation suivante :

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_i - \varepsilon_0$$

Pour les jauges électriques, l'appareil de prise de données applique directement un facteur de correction. Ainsi, les valeurs de déformations brutes n'ont pas à être modifiées.

6.2.2 Résultats – Phase 1

Selon la figure 6.1, la déformation initiale en tension des barres inférieures a atteint 150 micro-déformations, soit 0,8% de la déformation ultime d'une barre en PRFV, de haut module de 16 mm de diamètre, utilisée pour le renforcement de la dalle unidirectionnelle. Après le début du décoffrage, soit trois semaines après la coulée de béton, une faible variation a été observée, de l'ordre de 25 micro-déformations. Selon la figure 6.2, la déformation maximale en tension des barres supérieures a atteint 60 micro-déformations. Cette valeur représente 0,3% de la déformation maximale d'une barre en PRFV. Sur la figure 6.3, il est intéressant de constater une variation de la déformation en compression des barres du niveau inférieur de 150 micro-déformations. Cette variation est attribuable à l'hydratation et au retrait du béton lors du mûrissement. Une faible variation de 20 micro-déformations a été notée lors du décoffrage de la dalle. L'ajout de poids mort est la conséquence de ce changement, suite à l'enlèvement des étalements. Sur la figure 6.4, les résultats sont très comparables. La déformation maximale en compression enregistrée est de -140 micro-déformations. Selon un thermocouple installé à l'intérieur de la dalle de béton, la température maximale atteinte, suite à la coulée de béton, a été de 44 degrés Celsius pour atteindre les 20 degrés Celsius après une semaine de cure. Cette donnée confirme les variations de déformations des barres lors des premières journées de mûrissement du béton. Cela s'explique par la déformation thermique à l'interface de l'armature en PRF et du béton. Finalement, lors des essais de chargement, toutes les données

ont très peu variées, omis le capteur « BT88 » situé sur une barre inférieure en zone de tension, présentant une variation de l'ordre de 200 micro-déformations.

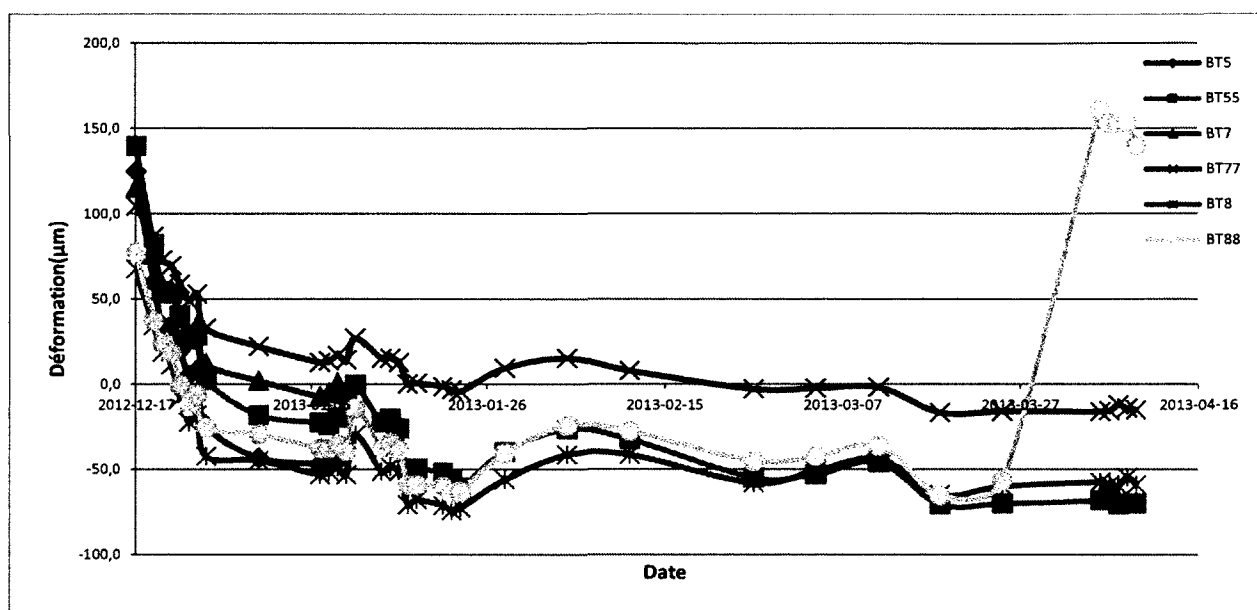


Figure 6.1. Barres inférieures en tension (phase 1)

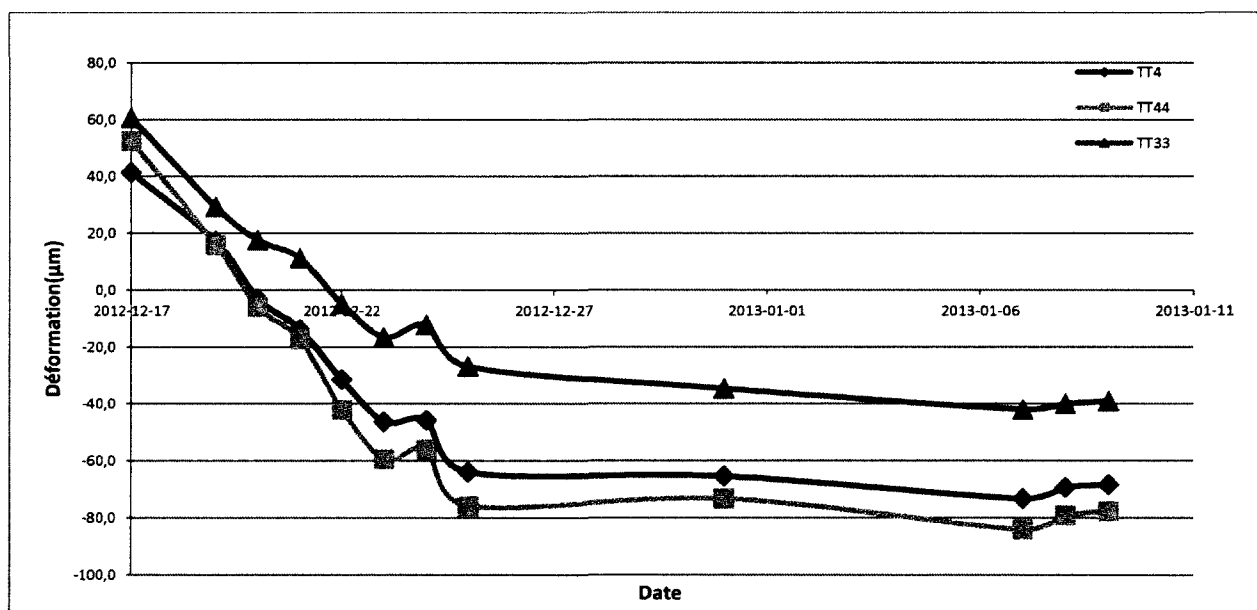


Figure 6.2. Barres supérieures en tension (phase 1)

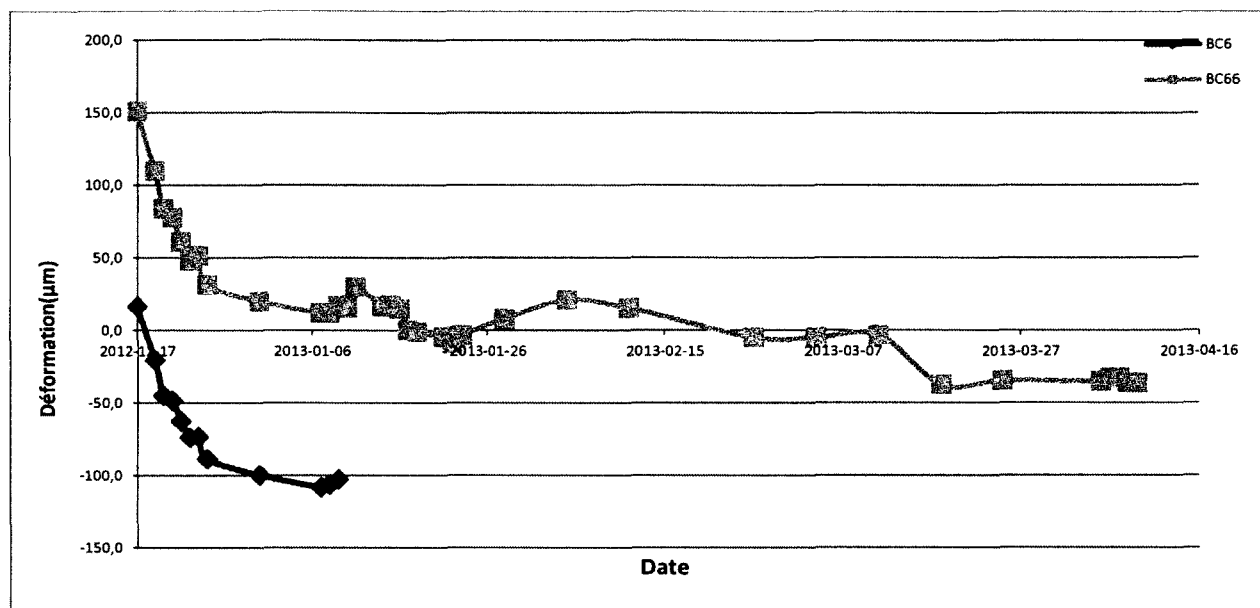


Figure 6.3. Barres inférieures en compression (phase 1)

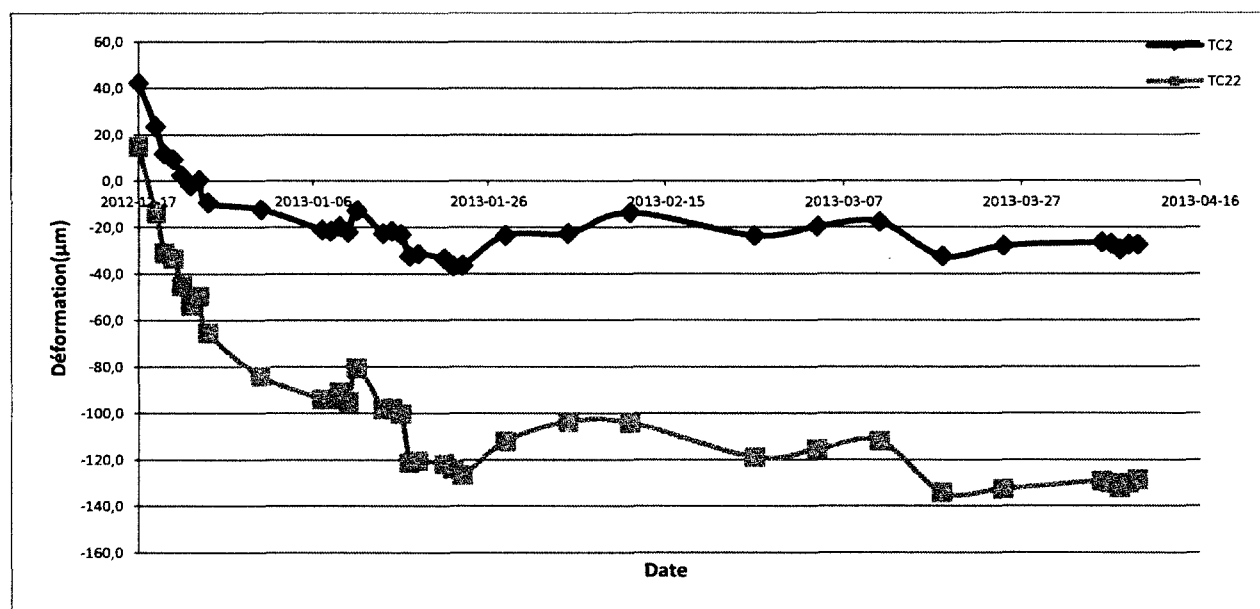


Figure 6.4. Barres supérieures en compression (phase 1)

6.2.3 Résultats – Phase 2

En phase 2, les données des capteurs à fibres optiques ont été suivis avant les essais de chargement. Selon la figure 6.5, il est possible de constater que la déformation initiale en tension des barres supérieures atteint, au maximum, 35 micro-déformations, ce qui est relativement très faible. Quatre jours après la coulée du béton, des cylindres témoins ont été analysés et présentaient une résistance à la compression de 65 et 66% de la résistance spécifiée. Quatre jours plus tard, la résistance à la compression avait atteint 85%. Suite au décoffrage, soit dix jours après la coulée de béton, une variation maximale de 40 micro-déformations a été observée. Il est cependant important de noter que des supports temporaires ont tout de même été installés sous la dalle jusqu'à trois semaines après la date de la coulée de béton. La conséquence de l'ajout du poids mort est donc que très peu notable. Selon un thermocouple installé à l'intérieur de la dalle de béton, la température maximale atteinte, suite à la coulée de béton, a été de 44 degrés Celsius pour atteindre les 20 degrés Celsius après une semaine de cure. Cette donnée confirme alors les variations de déformations des barres lors des premières journées de mûrissement du béton, s'expliquant par la déformation thermique à l'interface de l'armature en PRF et du béton. Finalement, lors des essais de chargement, les capteurs à fibres optiques n'ont subis aucune déformation importante. Les jauges électriques ont cependant subis une contrainte menant à une variation de 300 micro-déformations en zone de flexion négative (figure 6.6). En zone de flexion positive, une déformation maximale de 40 micro-déformations a été notée (figure 6.7).

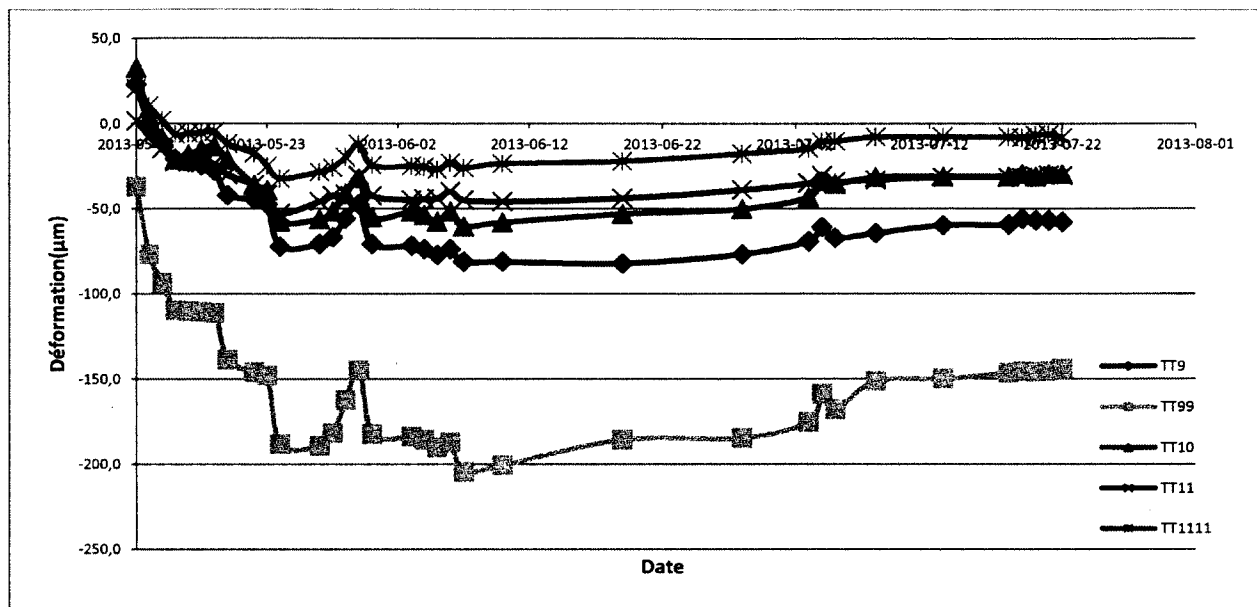


Figure 6.5. Barres supérieures en tension (phase 2)

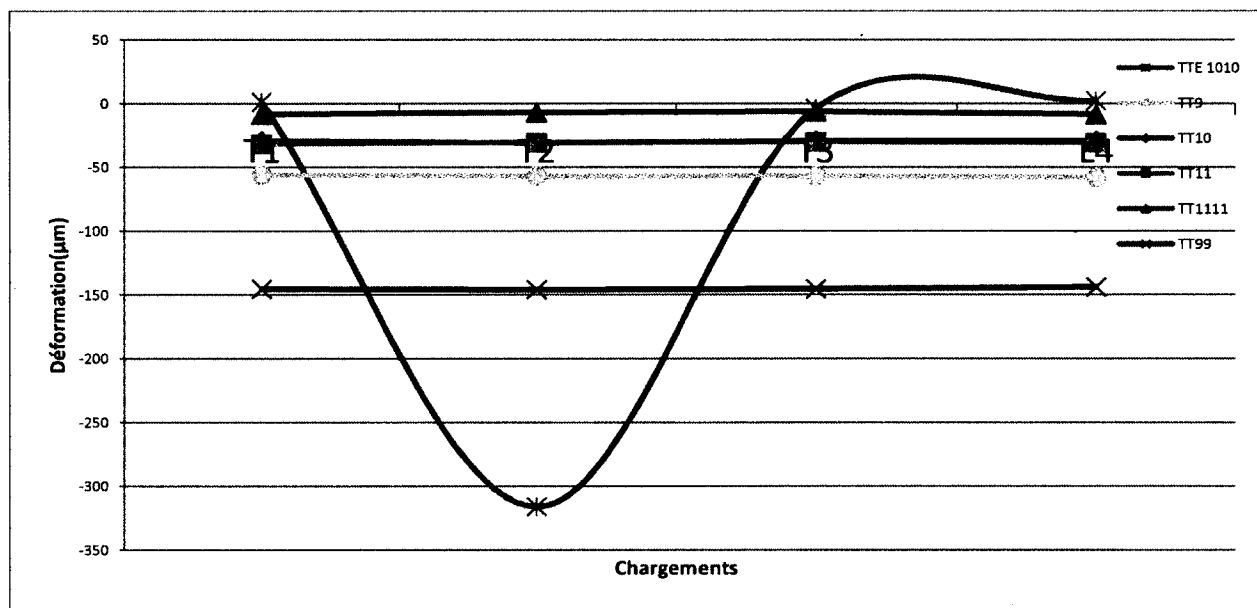


Figure 6.6. Barres supérieures en tension (phase 2)

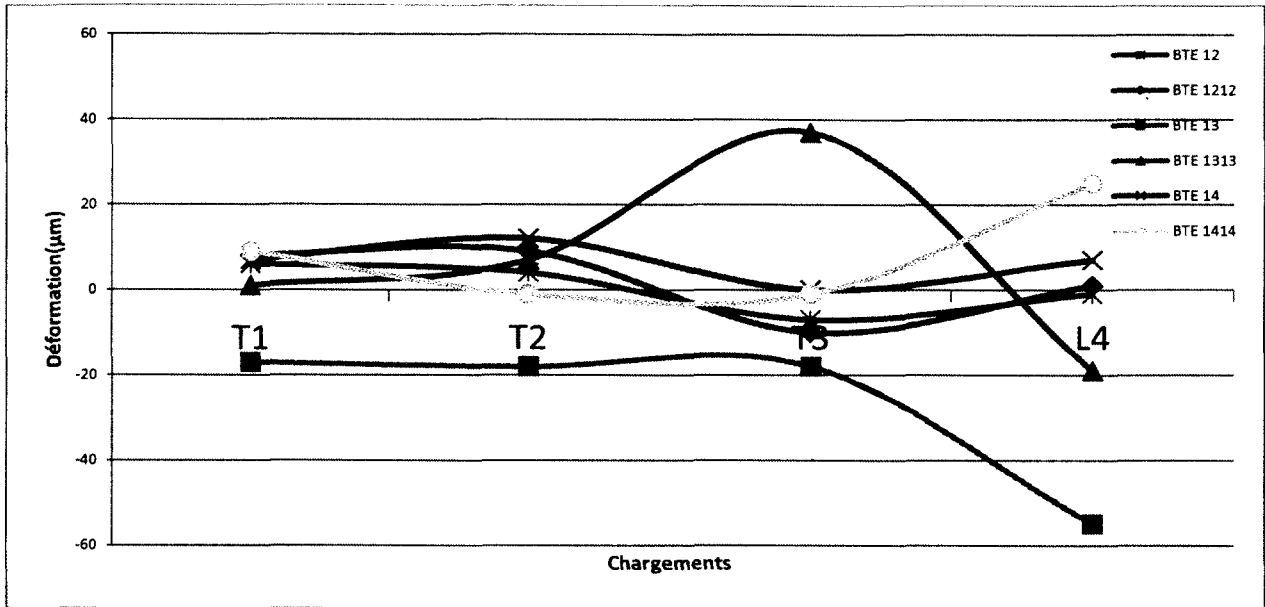


Figure 6.7. Barres inférieures en tension (phase 2)

6.3 Flèches

6.3.1 Prises de données

Les mesures des flèches sous les dalles et poutres ont été prises uniquement lors des essais de chargement et ce, pour chacune des dispositions de camions (T1, T2, T3 et L4, selon les figures 5.30 et 5.33). Les données ont été recueillies au centre de chacune des portées des dalles et des poutres se situant entre 2 poutres secondaires, dans la zone où les charges sont appliquées (figure 6.8). En phase 1, les données ont été prises à l'axe 25, tandis qu'en phase 2, les données ont été prises à l'axe 45 (figure 5.24). L'appareil utilisé fut un mètre laser de Hilti (PD-40). Ce dernier a une précision de ± 1 mm sur toute la portée de la mesure et peut atteindre jusqu'à 200 m de distance. Il est important de noter que d'autres facteurs ont pu aussi faire varier les résultats à chaque essai, tels que l'emplacement de l'appareil pouvant différer de quelques millimètres au sol et la verticalité du laser considérant que la dalle d'appui peut présenter certaines irrégularités.

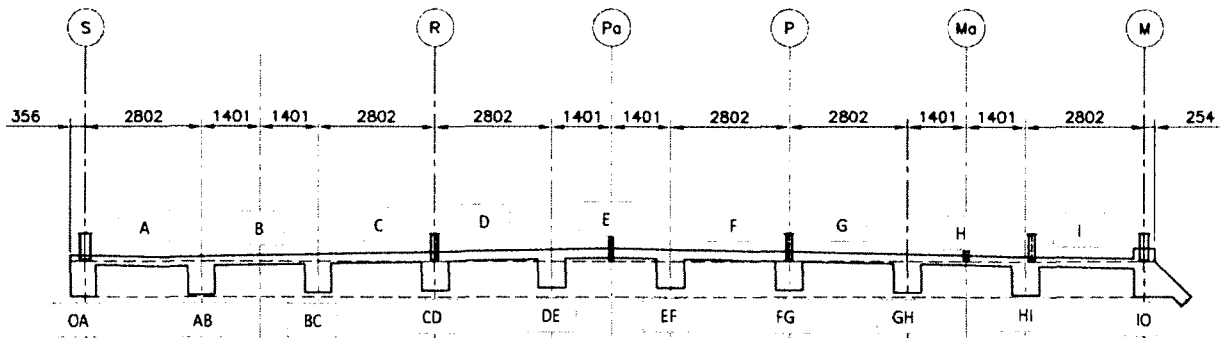


Figure 6.8. Dalle et poutres – Vue en coupe

Les résultats sont présentés dans les sections suivantes pour chacun des cas de chargement. Les valeurs indiquées sur le graphique sont en fait la variation de la flèche entre la déflexion courante étudiée au temps donné (i) et la déflexion initiale initiale au temps zéro (0), selon l'équation suivante :

$$\Delta = \Delta_i - \Delta_0$$

6.3.2 Résultats – Phase 1

En phase 1, les déflexions les plus importantes sous les dalles sont près de la zone « F » (figure 6.9). En effet, un abaissement maximal de 5 mm a été noté. Sous les dalles « H » et « I », que de très faibles variations sont perçues, soit entre 1 et 3 mm. Les résultats en zone « G » peuvent être attribuables à l'effet d'arche et/ou la précision des mesures. Pour les poutres, la flèche la plus importante est notée sous la poutre « GH » atteignant 5 mm de déflexion (figure 6.10).

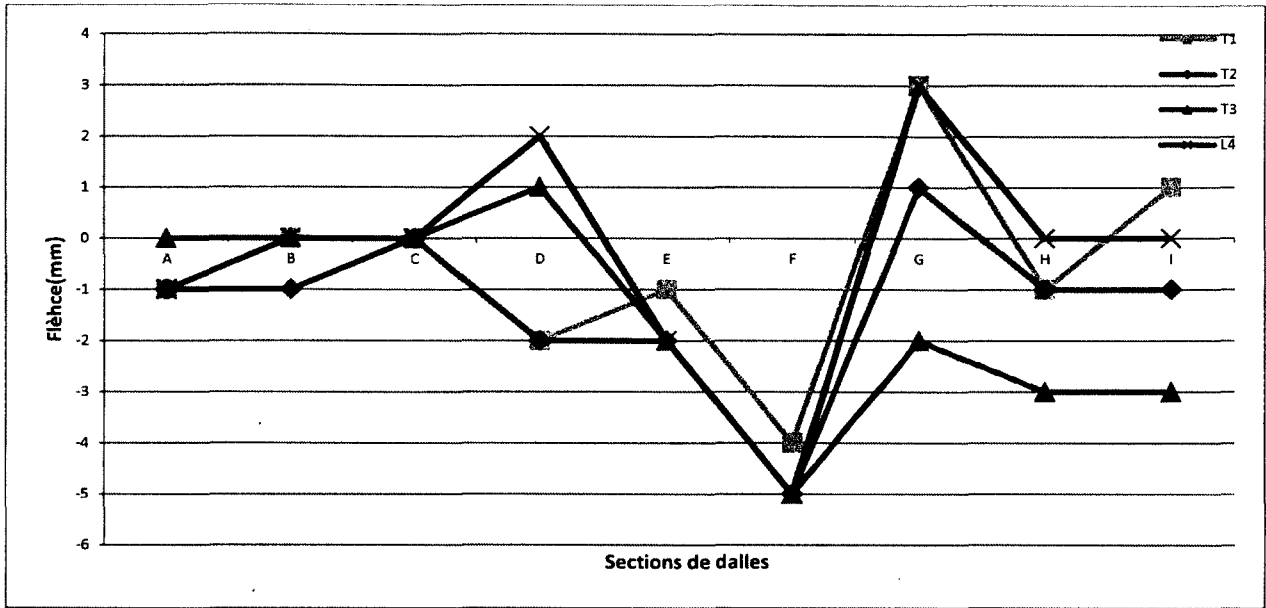


Figure 6.9. Déflexion de la dalle (phase 1)

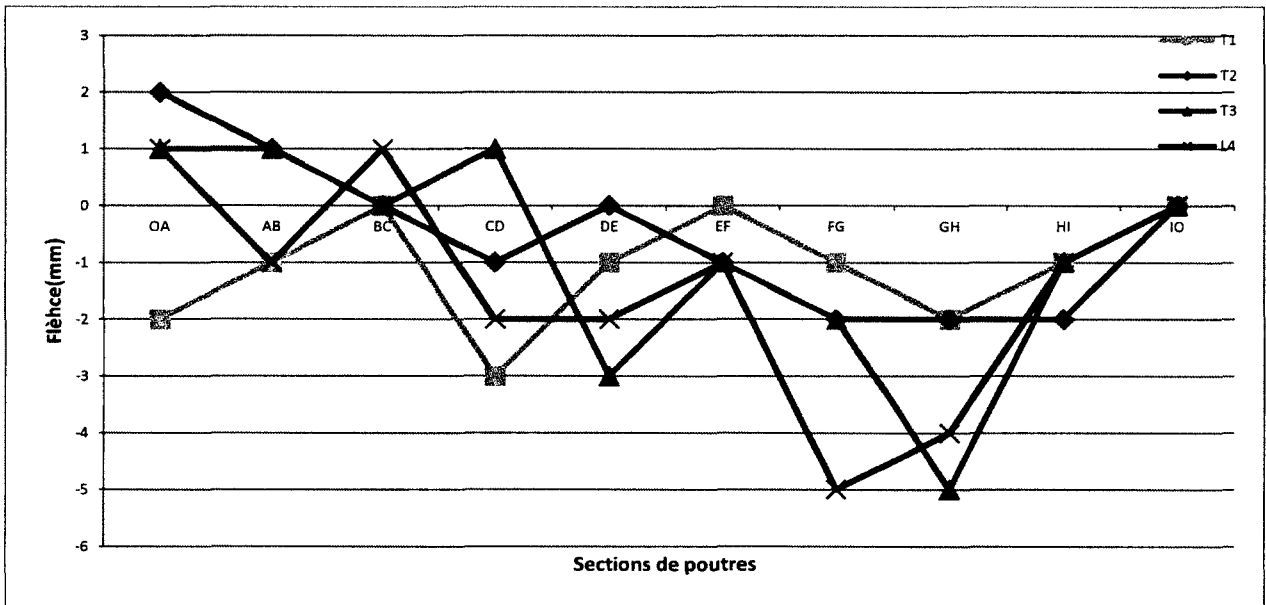


Figure 6.10. Déflexion des poutres (phase 1)

6.3.3 Résultats – Phase 2

En phase 2, les déflexions les plus importantes sous les dalles, soit 3 mm, sont près de la zone « E » (figure 6.11). Sous les dalles « A » et « B », une déflexion maximale de 2 mm est perçue. Les résultats en zone « G » peuvent être attribuables à l'effet d'arche et/ou la précision des mesures. Pour les poutres, la flèche la plus importante est notée sous la poutre « CD » atteignant 4 mm de déflexion (figure 6.12).

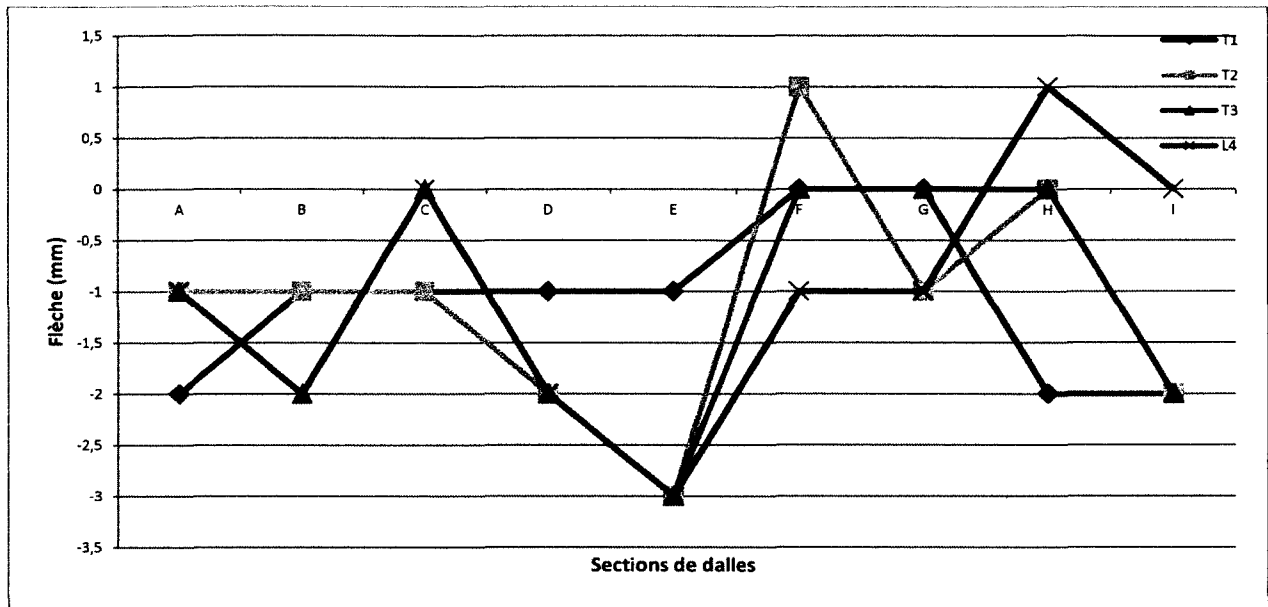


Figure 6.11. Déflexion de la dalle (phase 2)

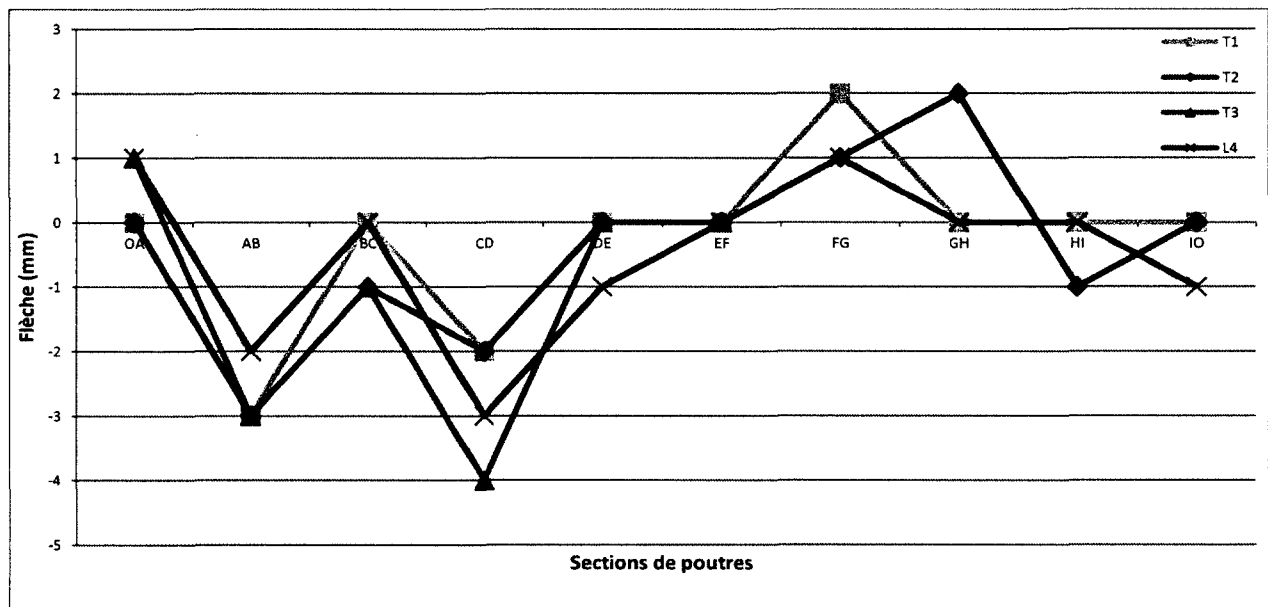


Figure 6.12. Déflexion des poutres (phase 2)

6.4 Fissures

6.4.1 Prises de données

Une inspection visuelle a été réalisée de façon hebdomadaire afin de déceler et de faire un suivi de la présence de fissures et ce, suite à l'enlèvement des membranes de mûrissement sur la dalle. Un fissuromètre et un galon à mesurer ont été utilisés pour faire le suivi de l'évolution

des fissures et ce, à raison d'une fois par semaine. Il est important de noter que les informations présentées ci-dessous ont été prises avant la mise en service de l'ouvrage.

6.4.2 Résultats – Phase 1

Durant le premier mois suite à la coulée de béton, aucune fissure longitudinale ou transversale n'a été décelée. Une seule figure diagonale au-dessus de la dalle a été notée près des chutes pour le déchargement des vidanges. Cette dernière a augmentée de 0,15 mm à 0,5 mm entre le 15 janvier et le 5 avril, date des essais de chargement. De plus, sa longueur est passée de 3 à 4,5 m, lors de cette même période de temps. Cette fissuration serait attribuable au retrait du béton, d'autant plus que la portion de dalle à proximité des chutes s'ancre dans une poutre existante, ayant donc fait son retrait il y a plusieurs années.

6.4.3 Résultats – Phase 2

Jusqu'à la mise en service de la dalle, aucune fissure de type flexionnelle, soit longitudinale et transversale, n'a été perçue. Cependant, à proximité de la jonction entre les deux phases de la dalle, des fissures sont apparentes de façon perpendiculaire (figure 6.13). La largeur des fissures notées ont variées entre 0,15 mm et 0,8 mm ayant des longueurs entre 2,5 m et 5,1 m (figure 6.14).

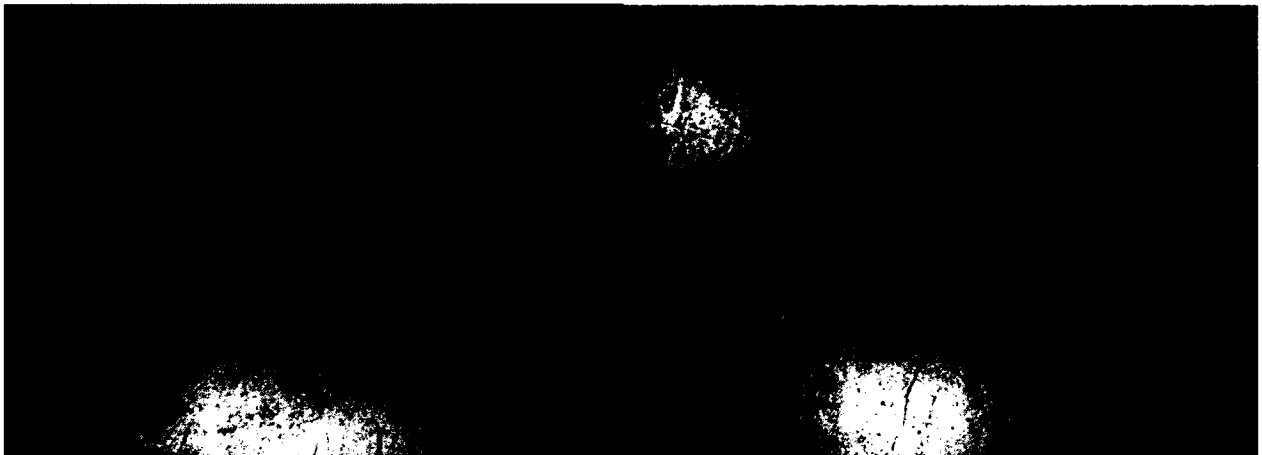


Figure 6.13. Fissures (phase 2)

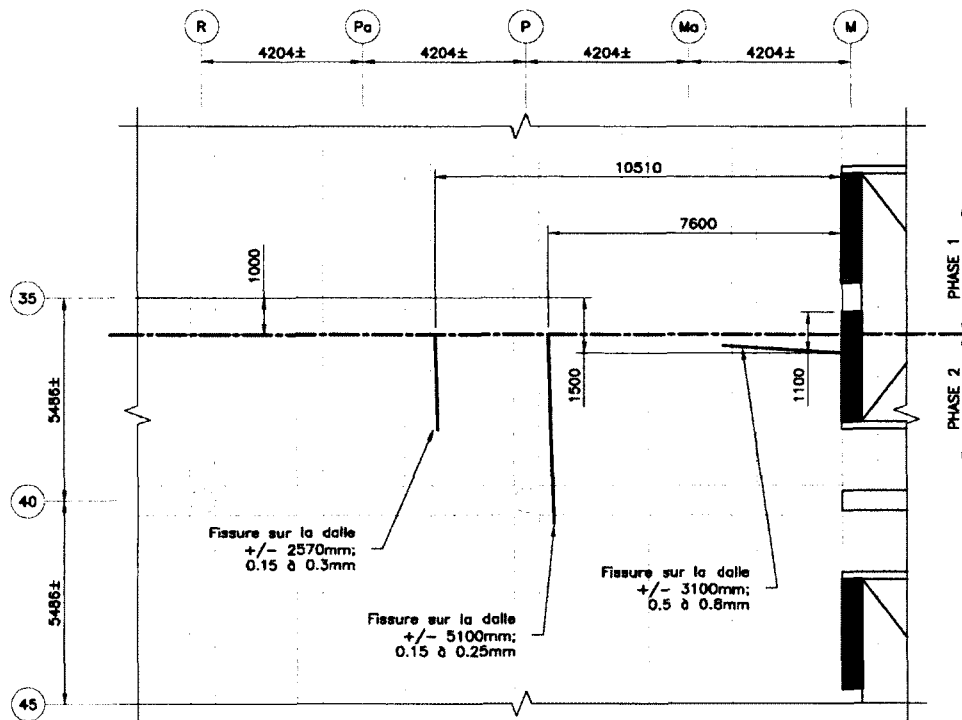


Figure 6.14. Localisation des fissures (phase 2)

Considérant le délai de la coulée entre les deux phases, soit approximativement quatre mois, le retrait de séchage de la phase 1 s'est fait avant celui de la phase 2. Par conséquent, la béton de la zone discutée en phase 2 cherche à faire son retrait mais est restreinte par le béton en phase 1. L'augmentation de contraintes se diffusent alors par l'apparition de fissures. Étant donné que ces fissures sont à proximité de l'axe 35 et ne vont pas au-delà de l'axe 40, il est jugé que les données provenant des capteurs et des jauges ne sont pas altérées.

6.5 Analyse des résultats

Les résultats des essais de chargement présentés aux sections précédentes sont analysés afin de comparer les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales. Pour ce faire, le logiciel Advanced Design America (ADA) a été utilisé. Un élément de type unifilaire est modélisé pour simuler la dalle. Les poutres sont représentées par des supports. Étant donné que les capteurs et jauges ont été positionnés directement sous les roues d'un camion, les charges sont appliquées directement sur l'élément. Il est alors possible de déterminer l'effort maximal en flexion positive ou négative selon chacun des essais réalisés en phases 1 et 2.

6.5.1 Phase 1

Barres en tension

Le tableau 6.1 illustre les valeurs expérimentales et théoriques des barres inférieures en tension en phase 1.

Lors des essais en phase 1, quatre capteurs étaient fonctionnels sur les barres du rang inférieur. Les déformations ont variées entre -12,2 et 153 micro-déformations. La contrainte à l'ultime en tension d'une barre no.19 à haut module en PRFV est de 1184 MPa. En fonction du module élastique du matériau spécifié par le fabricant, la déformation à l'ultime serait de 18913,7 micro-déformations. Par conséquent, la valeur maximale notée représente 0,8% de la capacité ultime de la barre. Aucune fissure créée par les essais de chargement n'a été notée.

Par ailleurs, la charge maximale de conception est de 110,25 kN à l'état limite d'utilisation, selon la norme CAN/CSA-S6-06. Cette charge représente une roue de 87,5 kN, à laquelle il faut multiplier le facteur de combinaison de 0,9 et le facteur de majoration dynamique de 1,4. Lors des essais de chargement en phase 1, le camion noté « A » avait une charge de 27,8 kN sur chacune de ses roues avant et une charge de 44,1 kN sur chacune de ses doubles roues arrière. La plus grande charge représente 2,5 fois la charge de conception. Une interpolation des résultats laisse présager à l'atteinte d'une déformation maximale de 382,5 micro-déformations dans une barre. Cette valeur représente 2,02% de la capacité ultime de la barre.

Finalement, les efforts théoriques calculés pour les différents cas de chargement démontrent que les valeurs de déformations expérimentales sont bien inférieures de celles attendues. Pour ce qui est des déflexions sous la dalle, les valeurs n'ont jamais dépassées la valeur maximale calculée. Elle a atteint une valeur approximative de $L/2800$. Ces résultats peuvent s'expliquer par l'effet d'arche, tel qu'établi par le réseau de recherche ISIS Canada, pour lequel la dalle de béton armé de PRF est confinée latéralement par les poutres du tablier et la continuité est assurée dans les deux directions. Cet effet est négligé dans la méthode de calcul de la flexion spécifiée dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers.

**Tableau 6.1. Barres inférieures en tension -
Valeurs expérimentales et théoriques (phase 1)**

Charge- ments	Valeurs	Données	Unités	Capteurs à fibres optiques ou jauges électriques		
				BT55	BT77	BT8/BT88
1T1	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-65.8	-15.7	-59.1/153
		Δ_L	mm	0.0*	1.0	0.0*
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	9.5	1.8	9.0
		f_{prfs}	Mpa	64.5	12.0	64.4
		ϵ_{prfs}	μm	1030.3	191.7	1028.1
		Δ_L	mm	0.0225	0.0000	0.0133
1T2	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-70.7	-12.2	-60.1
		Δ_L	mm	1.0	1.0	0.0*
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	17.2	1.8	3.8
		f_{prfs}	Mpa	116.9	12.1	26.1
		ϵ_{prfs}	μm	1867.1	192.8	417.2
		Δ_L	mm	0.0228	0.0000	0.0065
1T3	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-70.2	-14.2	-54.7
		Δ_L	mm	3.0	3.0	2.0
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	1.8	9.3	1.8
		f_{prfs}	Mpa	12.0	63.2	12.0
		ϵ_{prfs}	μm	192.0	1010.3	191.7
		Δ_L	mm	0.00000	0.02241	0.0000
1L4	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-70.2	-15.2	-59.1
		Δ_L	mm	0.0	0.0	0.0*
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	1.8	4.2	8.5
		f_{prfs}	Mpa	12.0	28.2	57.6
		ϵ_{prfs}	μm	192.1	450.4	920.3
		Δ_L	mm	0.0000	0.0071	0.0155

Barres en compression

Pour une barre inférieure en zone de compression, la contrainte maximale a été de 23,7 micro-déformations, alors que la contrainte à la fissuration pour un béton de 35 MPa est de 133,3 micro-déformations. Pour une barre supérieure en zone de compression, les deux

capteurs à fibres optiques, situés au même endroit, mais sur deux barres différentes espacées de 200 mm, démontrent une très grande variabilité. Aucune fissure n'a été perçue sous la dalle à cet endroit. La valeur de la déformation de la fissuration du béton a été atteinte avant la mise en service de la dalle. L'ajout de charge n'a fait que varier de très peu les contraintes. Le tableau 6.2 indique les valeurs expérimentales des barres inférieures et supérieures en compression.

Tableau 6.2. Barres inférieures et supérieures en compression - Valeurs expérimentales (phase 1)

Charge-ments	Données	Unités	Capteurs à fibres optiques ou jauges électriques	
			BC66	TC2/TC22
1T1	ϵ_{prfs}	μm	-32.6	-14.1/-130.1
1T2	ϵ_{prfs}	μm	-32.6	-14.6/-132.1
1T3	ϵ_{prfs}	μm	-36.1	-17.1/-130.1
1L4	ϵ_{prfs}	μm	-36.1	-15.1/-128.6

6.5.2 Phase 2

Les tableaux 6.3 et 6.4 indiquent les valeurs expérimentales et théoriques des barres supérieures et inférieures en tension en phase 2.

Lors des essais en phase 2, la déformation maximale a atteint 316 micro-déformations. Considérant la contrainte ultime en tension de la barre et son module élastique, cette valeur représente 1,7% de la capacité ultime de la barre. Tel que stipulé à la section 6.5.1, la charge maximale de conception d'une roue de camion est de 110,25 kN. Lors des essais de chargement en phase 2, le camion noté « C » avait une charge de 19,4 kN sur chacune de ses roues avant et une charge de 36,6 kN sur chacune de ses doubles roues arrière. La plus grande charge représente 3,01 fois la charge de conception. Une interpolation des résultats laisse présager l'atteinte d'une déformation maximale de 948 micro-déformations dans une barre. Cette valeur représente 5,01% de la capacité ultime de la barre. Aucune fissure créée par les essais de chargement n'a été notée.

De plus, les efforts théoriques calculés pour les différents cas de chargement démontrent que les valeurs de contraintes expérimentales sont bien inférieures de celles attendues. Concernant les flèches notées sous la dalle, les valeurs n'ont jamais dépassées la valeur maximale calculée. Elle a atteint une valeur maximale de $L/1400$. Tel que mentionné précédemment, la différence des résultats théoriques et expérimentaux peuvent s'expliquer par l'effet d'arche.

**Tableau 6.3. Barres inférieures en tension -
Valeurs expérimentales et théoriques (phase 2)**

Charge- ments	Valeurs	Données	Unités	Capteurs à fibres optiques ou jauges électriques		
				BT12/BT1212	BT13/BT1313	BT14/BT1414
2T1	Expéri- mentales	ε_{prfs}	μm	6/8	-17/1	7/9
		Δ_L	mm	2	1	1
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	10.1	1.8	7.1
		f_{prfs}	MPa	68.7	12.0	48.5
		ε_{prfs}	μm	1096.7	191.7	775.1
		Δ_L	mm	0.0222	0.0000	0.0093
2T2	Expéri- mentales	ε_{prfs}	μm	4/9	-18/7	12/-1
		Δ_L	mm	1	1	1
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	14.6	1.8	3.4
		f_{prfs}	MPa	98.9	12.0	23.1
		ε_{prfs}	μm	1580.2	191.9	369.0
		Δ_L	mm	0.0189	0.0001	0.0049
2T3	Expéri- mentales	ε_{prfs}	μm	-7/-10	-18/37	0/-1
		Δ_L	mm	1	2	0
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	1.8	8.1	1.8
		f_{prfs}	MPa	12.0	54.5	12.0
		ε_{prfs}	μm	191.7	870.7	191.7
		Δ_L	mm	0.0000	0.0186	0.0000
2L4	Expéri- mentales	ε_{prfs}	μm	-1/1	-55/-19	7/25
		Δ_L	mm	1	2	0
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	1.8	7.6	7.6
		f_{prfs}	MPa	12.0	51.5	51.5
		ε_{prfs}	μm	191.7	822.8	823.4
		Δ_L	mm	0.0000	0.0134	0.0134

**Tableau 6.4. Barres supérieures en tension -
Valeurs expérimentales et théoriques (phase 2)**

Charge- ments	Valeurs	Données	Unités	Capteurs à fibres optiques ou jauges électriques		
				TT9/TT99	TT10/TT1010	TT1/TT1111
2T1	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-56/-145.5	-29.6/1	-31.7/-8.3
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	10.6	0.0	4.2
		f_{prfs}	MPa	72.3	0.0	28.3
		ϵ_{prfs}	μm	1154.7	0.0	452.1
2T2	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-57/-146	-31.1/-316	-30.7/-6.9
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	9.3	1.7	4.2
		f_{prfs}	MPa	63.2	11.5	28.3
		ϵ_{prfs}	μm	1009.6	183.0	452.2
2T3	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-57/-145.5	-29.6/-4	-30.2/-6.4
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	1.6	10.6	1.6
		f_{prfs}	MPa	11.0	72.0	11.0
		ϵ_{prfs}	μm	176.5	1149.9	176.4
2L4	Expéri- mentales	ϵ_{prfs}	μm	-58/-144	-29.6/-2	-30.7/-8.3
	Théoriques	M_{D+L}	kN m	0.0	7.0	5.6
		f_{prfs}	MPa	0.0	47.6	38.3
		ϵ_{prfs}	μm	0.0	759.7	612.2

CHAPITRE 7 CONCLUSION

7.1 Sommaire des travaux

L'utilisation de matériaux composites comme renforcement interne du béton est très peu répandue, malgré le fait qu'ils comportent des avantages incomparables par rapport aux aciers traditionnels. Une transmission des connaissances est alors requise afin de promouvoir cette nouvelle technologie.

Considérant que les normes de conception pour l'utilisation de ce matériau sont récentes, différents résultats de recherches sont nécessaires afin d'optimiser les méthodes de calcul, principalement en ce qui concerne les critères de service, telles que la déflexion, la fissuration et la déformation. Tel qu'indiqué précédemment, les critères de service contrôlent généralement le design. De ce fait, une optimisation des méthodes actuelles pourrait permettre une quantité moindre d'armature occasionnent un ouvrage à moindre coût, en plus de réduire les coûts d'entretien et de procurer un ouvrage sécuritaire à long terme.

Tout comme pour les ponts et les ouvrages de stationnements, la dalle du quai de déchargement de l'incinérateur de la ville de Québec est soumise à des charges similaires, mais aussi à des agents largement plus agressifs. Conséquemment, l'utilisation de matériaux composites comme renforcement interne de la dalle de béton s'avère une solution très intéressante pour contrer la problématique de corrosion dans un environnement agressif.

Afin de procéder à la réfection complète l'ouvrage, la dalle et les poutres, excepté celles de rives, ont été complètement démolies. La dalle a été instrumentée dans les zones les plus sollicitées afin d'obtenir des mesures de contraintes à l'aide de capteurs à fibres optiques et ce, dans les deux zones de réfection de la dalle. Ces derniers ont été fixés sur les barres de composites des rangs inférieurs et supérieurs, aux endroits en compression et en tension. Des essais de chargement ont été réalisés à l'aide de camions-vidanges. Lors des essais, des mesures de déflexions de la dalle et des poutres ont été prélevées. Suivant les résultats et analyses présentées aux sections précédentes, les conclusions suivantes peuvent être constatées :

- L'utilisation des barres non corrosives est un choix prioritaire dans des milieux très agressifs. La dalle du quai de déchargement de l'incinérateur de la ville de Québec est très sollicitée chimiquement par des agents agressifs de toutes sortes et l'utilisation d'armatures composites s'avère très bénéfique pour la pérennité de l'ouvrage.
- Les contraintes maximales notées par les capteurs à fibres optiques sont très négligeables, par rapport à la capacité maximale de déformation des barres en PRFV utilisées. La déformation maximale d'une barre no. 19 à haut module en PRFV a atteint 1,7% de la résistance ultime en tension spécifiée par le fabricant.
- Lors des essais de chargement, la flèche maximale mesurée sous la dalle de 5 mm n'a pas dépassée la valeur maximale de 5,84 mm.
- Actuellement, aucun problème majeur ou insoupçonné n'a été perçu. Aucune fissure transversale ou longitudinale n'a été perçue à court terme sous la dalle, malgré que le critère de fissuration n'ait pas été considéré en zone de tension inférieure dans la dalle.
- Le renforcement de béton à l'aide de barres en PRFV permet d'avoir une durée de vie supérieure à celle des ouvrages renforcés d'acier. Comparativement aux ouvrages renforcés d'acier, aucune réparation et/ou entretien important ne sera prévu pour les 25 prochaines années.

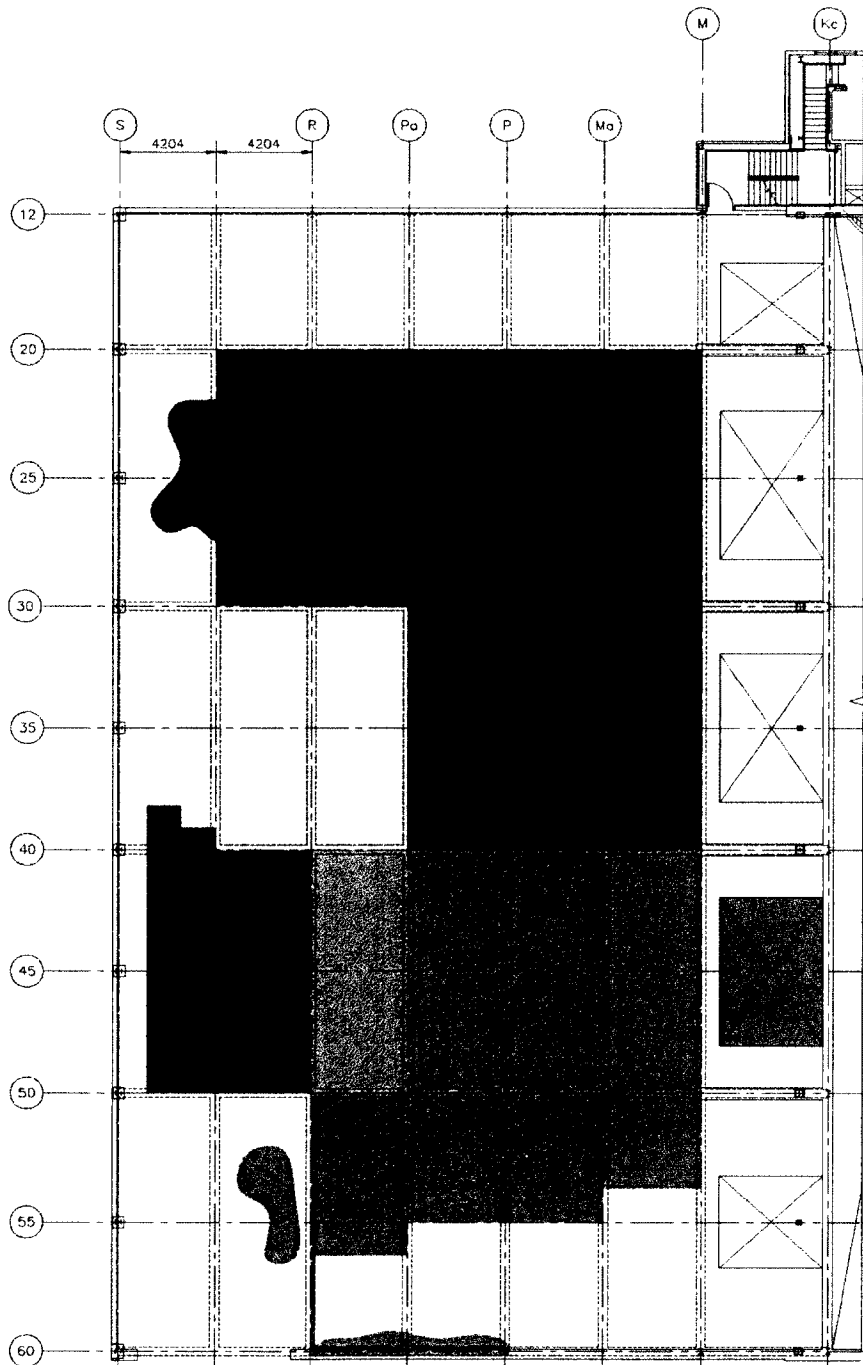
7.2 Contributions

Le programme expérimental et les résultats mentionnés dans ce mémoire démontrent que les armatures composites sont une solution très intéressante pour l'avenir. L'étude a permis de démontrer le bon comportement en service à court terme d'une dalle unidirectionnelle en béton armé de PRFV. Les résultats présentés démontrent que la méthode flexionnelle, de la norme CAN/CSA-S6-06, surestime les valeurs, notamment en négligeant l'effet d'arche dans la méthode de calcul de la flexion lorsque le rapport de la portée de la dalle sur l'épaisseur est inférieur à 15.








7.3 Nouvelles perspectives de recherche

Le suivi et la prise de données à long terme sont essentielles suite à la mise en service de l'ouvrage, afin d'analyser en profondeur le comportement de la structure et de la performance des barres en conditions de service dans un environnement particulier, et ce, à long terme. De plus, la fissuration d'éléments en béton armé de PRF devrait être analysée en profondeur en laboratoire, afin de déterminer quel impact un rang supérieur de barres avec armature de fissuration peut interagir avec un rang inférieur de barres où aucune armature de fissuration n'est considérée. Finalement, il serait utile de faire des expériences chimiques à long terme sur des barres en PRF dans des milieux agressifs afin d'analyser leur caractéristiques, notamment en termes de comportement chimique et de durabilité.

ANNEXE A – PLAN DES RÉPARATIONS



LÉGENDE:

-  BÉTON PLEINE PROFONDEUR, FÉVRIER 1998
-  BÉTON PLEINE PROFONDEUR, NOVEMBRE 1998
-  BÉTON PLEINE PROFONDEUR, PHASE 1, FÉVRIER 2000
-  BÉTON A PRISE RAPIDE PLEINE PROFONDEUR, PHASE 2, FÉVRIER 2000
-  SURFACE PHASE 1, FÉVRIER 2000
-  2001
-  DÉVERSE PHASE 1

ANNEXE B – NOTE DE CALCULS

Réfection des différentes infrastructures à l'incinérateur

Dalle du quai de déchargement en béton renforcée de PRFV– Note de calculs

(par Marie-Christine Beaulieu Michaud)

Table des matières

1. Calcul des moments de flexion transversaux	
2. Calcul des armatures composites	
3. Vérification de la fissuration en M^-	
4. Flèches et déformabilité en M^+	
5. Autres vérifications	
Annexes	

- Plan de la dalle du quai de déchargement d'origine
- Plan de la nouvelle dalle du quai de déchargement d'origine
- Tableaux des propriétés des PRFV

Calcul des moments de flexion transversaux

Données

CSA A23.3-04, 9.8.2.1

Hauteur de la dalle minimal : $l_n/24$ ou $l_n/28 = 70.2$ mm

Choix de la hauteur de la dalle : 225 mm

Recouvrement choisi selon le degré de résistance au feu (2 h) avec une dalle de béton (granulats carbonatés) : 60 mm

CSA S806-12, Annexe R

Surcharges sur la dalle : Camions de type CL-625 ou dépôts temporaires de déchets humides ($\gamma = 5$ kN/m³, $h = 5$ m)

Moment de flexion transversal selon la charge vive (surcharge routière seulement)

$$M_L = \frac{(Se + 0.6)P}{10} \times 1.4 \times 80\% = \frac{(2.33775 + 0.6)87.5}{10} \times 1.4 \times 80\% = 29.18 \text{ kN m/m}$$

CSA S6-06, 5.7.1.7.1, 3.8.4.5.3

Pondération des charges :

$$M_{fL} = 1.7M_L = 49.60 \text{ kN m/m}$$

CSA S6-06, 3.5.1,

Moment de flexion transversal selon la charge morte et vive (déchets seulement)

CSA A23.3-04, 9.3.3

Voir feuille de calcul.

Moment de flexion transversal (résumé et charges maximales utilisées pour le design)

Comparaison des moments selon ADA :

$$M_f^+ = 0.0878 \times w_{Dfdalle} \times l^2 + M_{fL} = 54.7 \text{ kN m}$$

$$M_f^- = -0.0833 \times w_{Dfdalle} \times l^2 - M_{fL} = -54.4 \text{ kN m}$$

$$M^+ = 0.0878 \times w_{Ddalle} \times l^2 + M_L = 33.5 \text{ kN m}$$

$$M^- = -0.0833 \times w_{Ddalle} \times l^2 + M_L = -33.2 \text{ kN m}$$

Efforts maximaux utilisés :

$$M_f^+ = 54.7 \text{ kN m}$$

$$M_f^- = -55.4 \text{ kN m}$$

$$M^+ = 33.5 \text{ kN m}$$

$$M^- = -34.1 \text{ kN m}$$

Moment de flexion sous charge soutenue :

CSA S806-02, 7.1.2.3

$$M_{u,sus} = M_{Du} + 0.3M_L = 12.9 \text{ kN m}$$

Moment de flexion transversal

Moment positif maximal		Sans déchet (avec surcharge routière)	Moment négatif maximal	
M^*	32.63 kN-m		M^*	-34.01 kN-m
M_1^*	53.74 kN-m		M_1^*	-55.40 kN-m
M_2^*	17.47 kN-m		M_2^*	-24.46 kN-m
Avec déchets (sans surcharge routière)		M^*	-36.25 kN-m	
M_1^*	28.18 kN-m	M_2^*	-56.25 kN-m	

M (kN-m)	-34.7	-37.5	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1	-37.1
	36.1		35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7	35.7
	-10.2	-24.5	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2	-22.2
	17.5		15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3	15.3
M ₁ (kN-m)	-52.0	-55.4	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9	-54.9
	53.7		53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2	53.2
	-14.7	-35.2	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0	-32.0
	25.2		22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0	22.0

Efforts maximaux utiles

Moment positif maximal		Moments de flexion pour design	Moment négatif maximal	
M^*	33.42 kN-m		M^*	-34.01 kN-m
M_1^*	54.69 kN-m		M_1^*	-55.40 kN-m
M_{20}	4.14 kN-m		M_{20}	-2.42 kN-m
ÉLUT		$M_{20} + 0.5M_{21}$	-23.65 kN-m	
$M_{20} + 0.5M_{21}$	30.40 kN-m	V_1	32.53 kN/m	
$M_{20} + 0.5M_{21}$	12.89 kN-m	$M_{20} + 0.5M_{21}$	6.34 kN-m	

Calculs des armatures composites

Données :

Voir feuille de calcul.

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c \geq 0.67$$

$$f_r = 0.6 \lambda \sqrt{f'_c}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r I_t}{y_t} = 30.1 \text{ kN m}$$

CSA S806-12, 8.3.2.8

ISIS3 éq. 6.17, CSA S806-12,
8.3.2.6

Zone positive : #16 HM @ 200

Zone négative : #16 HM @ 100

Calculs selon le Manuel ISIS No.3.

Détermination de la rupture :

$\rho_{prf} > \rho_{prfb}$ pour une rupture désirée en compression

$$\rho_{prfb} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_{prf}} \frac{f'_c}{f_{prfu}} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{prfu}} \text{ et } \rho_{prf} = \frac{A_{prf}}{bd}$$

Zone positive : $\rho_{prf} = 0.0063 > \rho_{prfb} = 0.0049$

Zone négative : $\rho_{prf} = 0.0126 > \rho_{prfb} = 0.0049$

Calcul de la contrainte dans la barre :

$$f_{prf} = 0.5 E_{prf} \varepsilon_{cu} \left[1 + \frac{4 \alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c}{\rho_{prf} \phi_{prf} E_{prf} \varepsilon_{cu}} \right]$$

$$f_{prf}^+ = 1029 \text{ MPa}$$

$$f_{prf}^- = 699 \text{ MPa}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\varepsilon_{prf} = \frac{f_{prf}}{E_{prf}} < \varepsilon_{prfu}$$

$$\varepsilon_{prf}^+ = 0.0164 < 0.0189$$

$$\varepsilon_{prf}^- = 0.0112 < 0.0189$$

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{prf}} \times d$$

$$c^+ = 27.57 \text{ mm}$$

$$c^- = 37.46 \text{ mm}$$

Calcul du moment résistant :

$$M_r = A_{prf} \phi_{prf} f_{prf} \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$$

$$M_{r+} = 73.79 \text{ kN m} > M_{f+} = 54.7 \text{ kN m} \text{ et } > 1.5M_{cr} = 45.16 \text{ kN m}$$

$$M_{r-} = 97.27 \text{ kN m} > M_{f-} = 55.4 \text{ kN m}$$

Armatures transversales :

$$S_{long} = 10.1728 \text{ m}$$

$$A_{flong} > \frac{120}{\sqrt{S_{long}}} = 38 \% A_{ftrans}$$

$$A_{flong} < 67 \% A_{ftrans}$$

CSA S806-12, 8.4.2.1, CSA S6-06,
16.8.2.2

Choix : #13 @ 225 = 57% A_{ftrans}

Vérification de l'armature minimale :

$$A_{min} = 0.0025hb = 0.0025 \times 225 \times 1000 = 563 \text{ mm}^2/\text{m}$$

CSA S6-06, 8.1.8.7, 5.7.1.7.1

$$\geq A_{long} = \frac{1000}{225} * 127 = 563 \text{ mm}^2/\text{m}$$

CSA S806-12, 8.4.2.3

CALCULS		Projet : Incinérateur de Québec Auteur : M-C B.M.
OBJET :	56-06 Calculs des armatures composites Armatures transversales	S806-02, S806-12 A23.3-04

Données

Armature composite	
Φ_{frp}	16 5.3
Transversales	
Zones positives	
Barres	#16 HM
Espacement c/c	200 mm
E_{frp}	62600 MPa
f_{frpu}	1184.0 MPa
d_b	15.87 mm
A_f	198 mm ²
$A_i (total)$	990 mm ² /m
ρ_{frp}	0.0063
ρ_{frpb}	0.0049
ϵ_{frpu}	0.01891
Zones négatives	
Barres	#16 HM
Espacement c/c	100 mm
E_{frp}	62600 MPa
f_{frpu}	1184 MPa
d_b	15.87 mm
A_f	198 mm ²
$A_i (total)$	1979 mm ² /m
ρ_{frp}	0.0126
ρ_{frpb}	0.0049
ϵ_{frpu}	0.01891

Béton	
f'_c	78.1
Φ_c	8.6.5/8.5.5
λ	3.6.2.3/8.5.2.3
E_c	
ϵ_o	0.002050
ϵ_{cu}	0.0035 8.4.1.2
α_1	0.7975 8.4.1.5
β_1	0.8825 8.4.1.5

Géométrie	
Hauteur h	225 mm
Largeur b	1000 mm
recouvrement +	60 mm
recouvrement -	60 mm
d+	157.06 mm
d-	157.06 mm

Vérifications	
Espacement +	ok
Espacement -	ok

Type de rupture :	Rupture en compression
-------------------	------------------------

Calcul des armatures transversales			
Rupture en compression			
Calcul de résistance (positif)			
M_r^*	54,7 kN-m		
f_{trp}	1029.31 MPa		
ϵ_{trp}	0.0164		
$A_{t\ min}$	563 mm ² /m	8.4.2.3	
$A_{t\ tot} > A_{t\ min}$	ok		
c	27.57 mm		
$\epsilon_{trp} < \epsilon_{trou}$	ok		
C	509.3 kN		
T	509.3 kN		
M_r	73.79 kN-m		
Vérfications			
$M_r > M_i$	ok		
$M_r \geq 1,5M_{cr}$	ok		
Choix final de #16 à 200 mm			
Calcul de résistance (négatif)			
M_r^*	55,4 kN-m		
f_{trp}	699.46 MPa		
ϵ_{trp}	0.0112		
$A_{t\ min}$	563 mm ² /m	8.4.2.3	
$A_{t\ tot} > A_{t\ min}$	ok		
c	37.46 mm		
$\epsilon_{trp} < \epsilon_{trou}$	ok		
C	692.1 kN		
T	692.1 kN		
M_r	-97.27 kN-m		
Vérfications			
$M_r > M_i$	ok		
Choix final de #16 à 100 mm			

Armatures longitudinales (de répartition)			
Calcul de résistance (positif)			
S_{long}	10.1728 m	8.18.7	
$A_{t\ long} // \geq$	38 %Af trans		
$A_{t\ long} // \leq$	67 %Af trans		
$A_{t\ min}$	563 mm ² /m	8.4.2.3	
$A_{t\ tot} > A_{t\ min}$	ok		
Calcul de résistance (négatif)			
Barres	#13		
Espacement c/c	225 mm		
A_t	127 mm ²		
$A_{t\ (total)\ long}$	563 mm ² /m		
$A_{t\ long} =$	57 %Af trans		
Choix final de #13 à 225 mm			

Fissuration en moment négatif

CSA S806-12, 8.3.1.1

Selon le critère « z »

$$z = \frac{E_s}{E_{prf}} k_b f_{prf} \sqrt[3]{d_c A} < 38\,000 \frac{N}{mm} \text{ (environnement agressif)}$$

$$f_{prf} = \frac{M_s}{A_{prf} \phi_{prf} \left(d - \frac{a_{sprf}}{2} \right)} = 117.9 \text{ MPa}$$

$$a_{sprf} = \frac{A_{prf} \phi_{prf} f_{prf}}{\alpha_1 \phi_c f'_c b} = 5.57 \text{ mm}$$

$$z = 26\,383 \text{ N/mm}$$

Selon la largeur de fissure « w »

CSA S6-06, 16.8.2.3 et ISIS3

$$w = 2,2 k_b \frac{f_{prf}}{E_{prf}} \frac{h_2}{h_1} \sqrt[3]{d_c A}$$

$$n_{prf} = \frac{E_{prf}}{E_c} = 2.351$$

$$k = \sqrt{(\rho n_{prf})^2 + 2\rho n_{prf}} - \rho n_{prf} = 0.2156$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.9281$$

$$f_{prf} = \frac{M_s}{A_{prf} j d} = 117.89 \text{ MPa}$$

$$k d = 33.86 \text{ mm}$$

$$d_c = 50 + d_b = 57.94 \text{ mm}$$

$$h_2 = h - k d = 191.14 \text{ mm (surface tendue à l'axe neutre)}$$

$$h_1 = h_2 - d_c$$

$$= 133.20 \text{ mm (centre de gravité de l'armature tendue à l'axe neutre)}$$

$$w = 0.41 \text{ mm} < 0.5 \text{ mm}$$

$$f_{prf} = 117.89 < 25\% f_{prfu} = 175$$

CSA S806-12, 7.1.2.2 et CSA S6-06, 16.8.3

Flèches et déformabilité

CSA S6-06, 8.13.3.3

Calcul de la flèche instantanée due à la surcharge à l'ÉLUT

$$y_t = \frac{bh \left(\frac{h}{2}\right) + (n_{prf} - 1)A_{prf}d_c}{bh + (n_{prf} - 1)A_{prf}} = 112.24 \text{ mm}$$

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y_t - \frac{h}{2}\right)^2 + (n_{prf} - 1)A_{prf} \left(y_t - \frac{d_c}{2}\right)^2 = 951 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_{prf}(d - kd)^2 = 45.8 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = 949.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

Étant donné que $M_{cr} = 23.8 < M_s$
 $= 28.2$, alors on doit utiliser l'inertie effective pour calculer la flèche

$$I_e = I_{cr} + (I_t - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3$$

$$I_{eD} = 347.4 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{eD+L} = 949.2 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_D = 0.0004 \text{ mm}$$

$$\Delta_{D+L} = 1.01 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = 5.84 \text{ mm ok}$$

Déformation sous charge soutenue

CSA S806-12, 7.1.2.3

$$f_{prf} = \frac{M_{u,sus}}{A_{prf}jd} = 82.97 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{prfs} = \frac{f_{prf}}{E_{prf}} = 0.0014 < 0.002$$

Calcul de la déformabilité

Valeurs à l'état limite ultime de service (où la déformation = 0.001)

$$f_c = E_c \varepsilon_c = 26.6$$

$$M_s = f_c \frac{kj}{2} b d^2 = 49.14$$

$$\varphi_s = \frac{\varepsilon_c}{kd} = 40.3 \times 10^{-6}$$

Valeurs à l'état limite ultime (où la déformation = 0.0035)

$$\varepsilon_{prfu} = \frac{f_{prfu}}{E_{prf}} = 0.0189$$

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_{prf}} \frac{f'_c}{f_{prfu}} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{prfu}} = 0.0049$$

< $\rho_{prf} = 0.0063$ donc rupture en compression

À la condition normale ($\phi = 1$) :

$$f_{prf} = 0.5 E_{prf} \varepsilon_{cu} \left[1 + \frac{4 \alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c}{\rho_{prf} \phi_{prf} E_{prf} \varepsilon_{cu}} \right] = 822.48 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{prf} = \frac{f_{prf}}{E_{prf}} = 0.0131$$

$$c = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{prf} + \varepsilon_{cu}} d = 33.04 \text{ mm}$$

$$M_u = f_{prf} A_{prf} \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 115.96 \text{ kN m}$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} = 1.06 \times 10^{-4}$$

Coefficient de déformabilité :

$$\frac{\varphi_u M_u}{\varphi_s M_s} = 6.20 > 6$$

OBJET :	CALCULS	Projet : Incinérateur de Québec Auteur : M-C B.M.
	Calculs des armatures composites Fissuration en M⁻	
	S6-06 S806-02, S806-12 A23-3-04	

Données

Armature composite		16.5.3
Φ_{trp}		

Transversales		HM
Zones négatives		
Barres	#16	
Espacement c/c	100 mm	
E_{trp}	62600 MPa	
f_{trpu}	1184.0 MPa	
d_b	15.87 mm	
A_s	198 mm ²	
$A_{s(total)}$	1979 mm ² /m	
ρ_{trp}	0.0126	
ρ_{trpb}	0.0049	
ϵ_{trpu}	0.01891	

Béton		18.1
f_c		
Φ_c		
λ		
E_c		
ϵ_o	0.002030	
ϵ_{cu}	0.0035	
α_1	0.7975	
β_1	0.8825	

Géométrie	
Hauteur h	225 mm
Largeur b	1000 mm
recouvrement +	60 mm
recouvrement -	60 mm
d-	157.06 mm

Calcul de la fissuration en moment négatif

A	11587 mm ²
d_c-	57.94 mm

Calcul de fissuration selon z		8.3.1.1
M-	34.01 kN-m	
a_{r1}	5.57 mm	
f_{s1}	117.9 MPa	
f_{s2}	117.9 MPa	
Z_{volu}	38 000 N/mm	
$Z_{réel}$	26 383 N/mm	
Δz	11 617 N/mm	
ϵ_{trps}	0.00188	

Calcul de fissuration selon w	
A	11587 mm ²
d_c-	57.94 mm
M-	34.01 kN-m
n_{trp}	2.351
k	0.2156
j	0.9281
f_{strp}	117.89 MPa
ϵ_{trps}	0.00188
$\epsilon_{trps} < \epsilon_{d(3)}$	ok
kd	33.86 mm
h_2	191.14 mm
h_1	133.2 mm
nb de barres	10.00
k_b	1
w	0.41 mm
w < 0.5	ok
$f_{trp} < 0,25 * f_{trpu}$	ok

Choix final de #16 à 100 mm

OBJET :	CALCULS	Projet : Incinérateur de Québec Auteur : M-C B.M.
Calculs des armatures composites Flèche et déformabilité	S6-06 S806-02, S806-12 A23.3-04	

Données

Armature composite		
Φ_{frp}		16.5.3
Transversales		
Zones positives		
Barres	#16	HM
Espacement c/c	200 mm	
E_{frp}	62600 MPa	
f_{frpu}	1184.0 MPa	
d_b	15.87 mm	
A_s	198 mm ²	
$A_{s(total)}$	990 mm ² /m	
ρ_{frp}	0.0063	
ρ_{frpb}	0.0049	
ϵ_{frpu}	0.01891	
Béton		
f'_c		T8.1
Φ_c		8.6.5/8.5.5
λ		8.6.2.3/8.5.2.3
E_c		
ϵ_{cu}	0.002030	
ϵ_{cu}	0.0035	8.4.1.2
α_1	0.7975	8.4.1.5
β_1	0.8825	8.4.1.5
Géométrie		
Hauteur h	225 mm	
Largeur b	1000 mm	
recouvrement +	60 mm	
d+	157.06 mm	

Calcul de la flèche instantannée due à la surcharge

Calcul de flèche +		
M_{ED}	4.14 kN-m	
$M_{s(D+L)}$	30.40 kN-m	
d_c	67.94 mm	
n_{frp}	2.351	
k	0.1579	
j	0.9474	
f_{strp}	28.12 MPa	
$f_{strp,max}$	296.00 MPa	16.8.3, 7.1.2.2
$f_{strp} < f_{strp,max}$	ok	
y_t	112.24 mm	
I_t	951.9E+6 mm ⁴	
I_{cr}	045.8E+6 mm ⁴	
M_{cr}	30.10 kN-m	
I_{eD}	347.4E+9 mm ⁴	
$I_{e(D+L)}$	923.0E+6 mm ⁴	
I_g	949.2E+6 mm ⁴	
$M_i \geq 1.5M_{cr}$	ok	
Calcul de flèche +		
W_L (camions)	26.75 kPa	
W_L (dechets)	25.00 kPa	
W_L (max)	26.75 kPa	
W_D	4.22 kPa	
L	2802.5 mm	
Δ_D	0.0004 mm	
Δ_{D+L}	1.0122 mm	
Δ_L	1.01 mm	
Δ_{max}	5.84 mm	
$\Delta_{max} \geq \Delta_L$	ok	
Calcul de flèche +		
$M_{t,u,s}$	12.89 kN-m	
f_s	82.969 MPa	
ϵ_{frps}	0.00133	7.1.2.3
$\epsilon_{frps} < 0.002$	ok	

Déformabilité

Coefficient de déformabilité	
ϵ_c	0.001
f_c	26.6
M_s	49.14 kN-m
ψ_s	40.31E-6
ϵ_{trp_u}	0.0189
ρ_b	0.0049

f_{trp}	822.48 MPa
ϵ_{trp}	0.0131
c	33.04 mm
M_u	115.96 kN-m
ψ_u	01.06E-4
Coeff. > 6	6.20

16.8.1

Autres vérifications

CSA S6-06, 8.9.3.4

Vérification du cisaillement de la dalle (béton seulement)

$$V_c = 2.5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v = 2.5(0.18)(0.75)(3.2)1000(0.9 * 127.3) = 123kN/m > V_f = 32kN/m$$

Longueur de développement

Étant donné qu'il y aura deux phases de construction et que seul le chevauchement est permis, il suffit de déterminer la longueur de développement pour une barre #13.

$$l_d = 0.45 \frac{k_1 k_4}{d_{cs} + k_{tr} \left(\frac{E_{prf}}{E_s} \right)} \frac{f_{prf}}{f_{cr}} A$$

$$k_1 = 1.0$$

$$k_4 = 0.8$$

Barres #13 :

$$f_{prf} = 940MPa$$

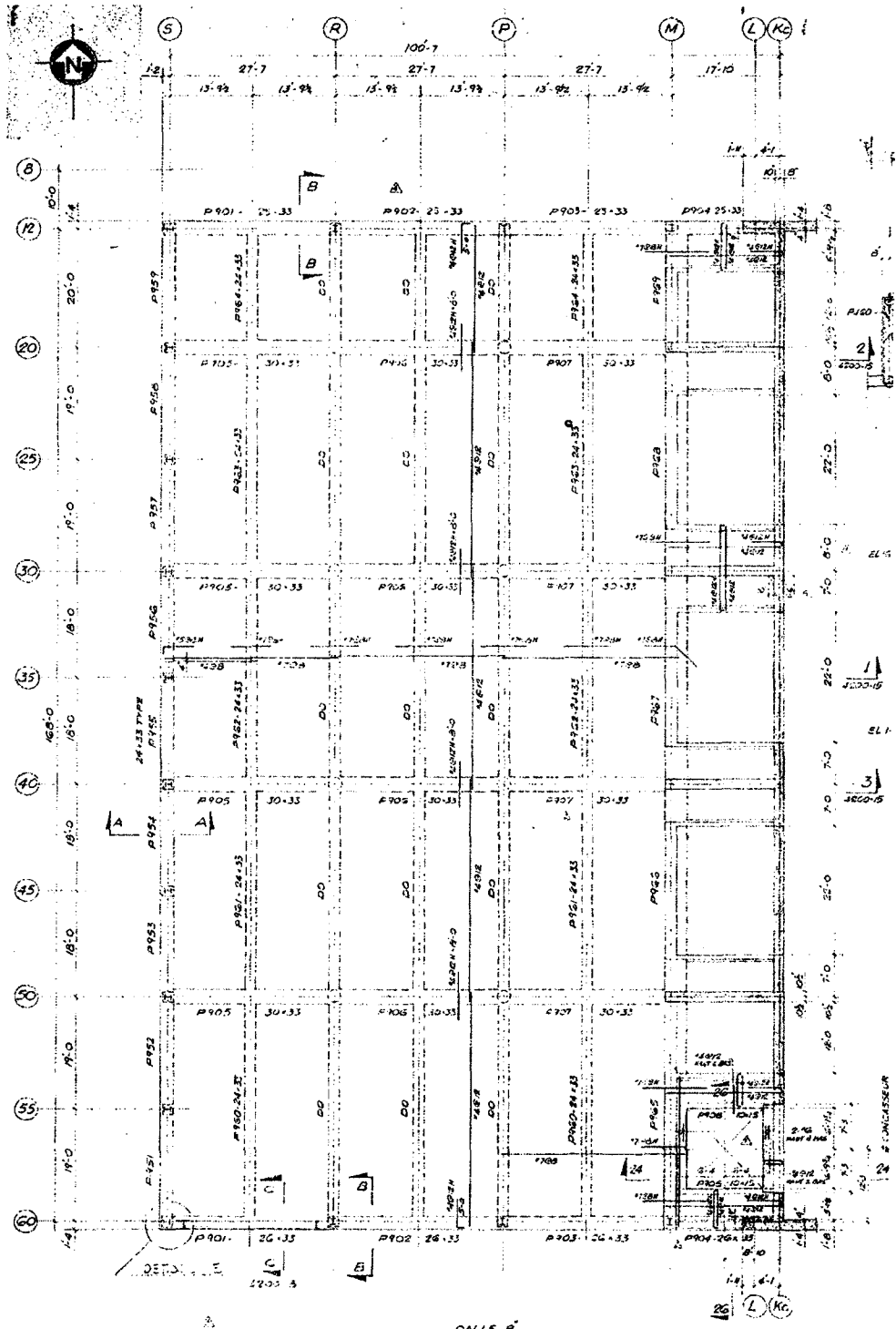
$$A = 126,7 mm^2$$

$$f_{cr} = 0.4\sqrt{35}$$

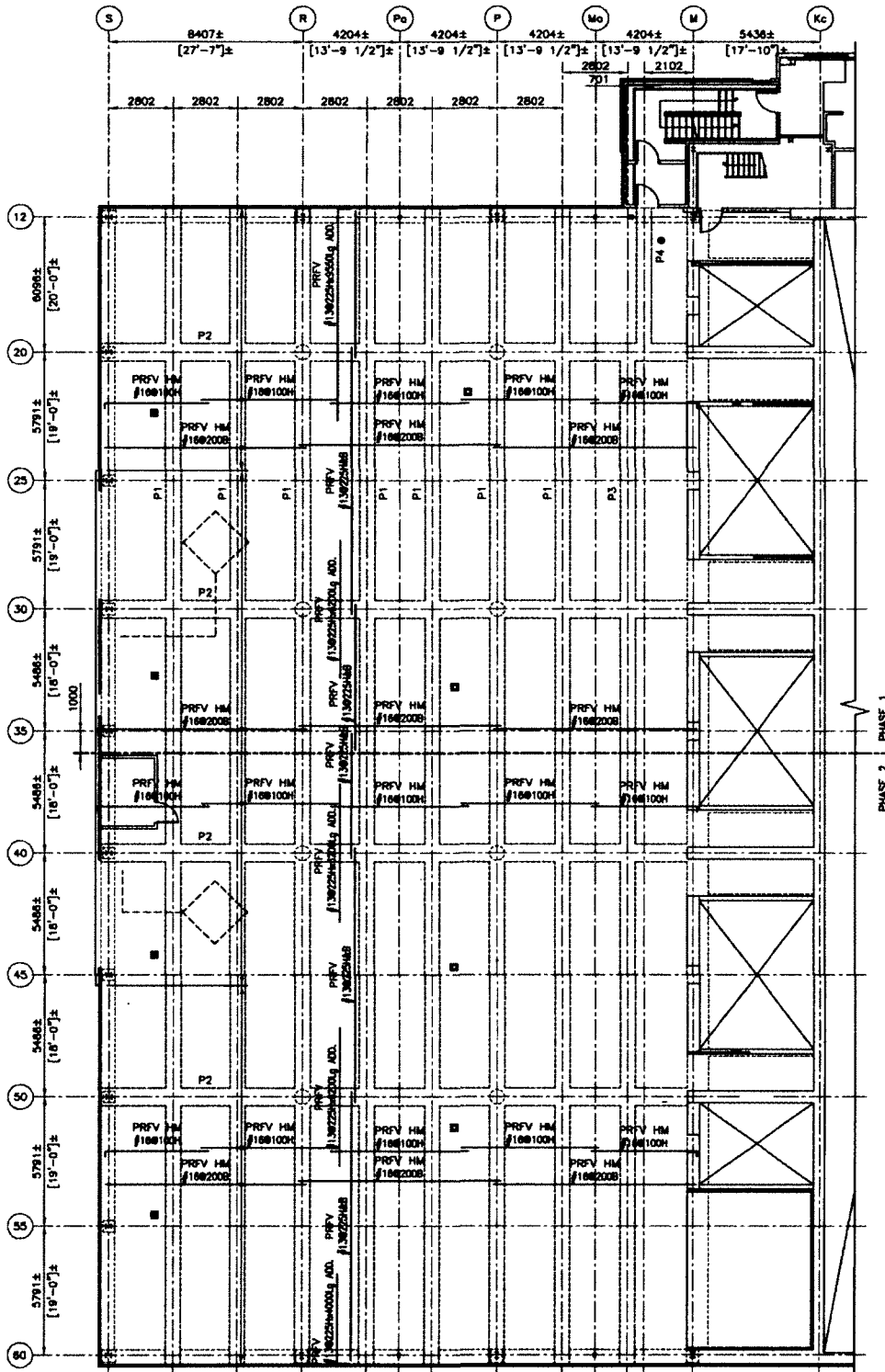
$$k_{tr} \left(\frac{E_{prf}}{E_s} \right) = 2.5 d_b = 31.7525$$

$$l_d = 571.2 mm$$

$$l_{chev} = 1.3l_d = 750 mm$$



DALLE B
PLAN DU PLANCHER EL 52.0
1/8 = 1.0



VUE EN PLAN - ARMATURES DE LA DALLE - ÉL.: 15.850±
1:125

PULTRALL**V-ROD HM**

Révision: mai 2011

V-Rod HM droite seulement, il n'existe pas de V-Rod HM courbe

		#3 GFRP	#4 GFRP	#5 GFRP	#6 GFRP	#7 GFRP	#8 GFRP	#10 GFRP
		V-ROD HM	V-ROD HM	V-ROD HM	V-ROD HM	V-ROD HM	V-ROD HM	V-ROD HM
Résistance minimum garantie en traction *	MPa	1372	1312	1184	1105	1059	1000	1093
	ksi	199	190	172	160	153	145	158
Module de Young moyen	GPa	65,1 ±2,5	65,6 ±2,5	62,6 ±2,5	64,7 ±2,5	62,6 ±2,5	66,4 ±2,5	65,1 ±2,5
	ksi	9435 ±363	9507 ±363	9072 ±363	9377 ±363	9072 ±363	9623 ±363	9435 ±363
Elongation	%	2,11	2,00	1,89	1,71	1,69	1,51	1,68
Coefficient de Poisson	(-)	0,25	0,26	0,25	0,25	0,26	0,28	0,28
Résistance moyenne en flexion	MPa	1734	1377	1239	1196	1005	1064	1105
	ksi	251	200	180	173	146	154	160
Module d'élasticité moyen en flexion	GPa	65,5	64,9	63,5	60,2	60,0	65,4	65,8
	ksi	9493	9406	9203	8725	8696	9478	9536
Elongation	%	2,65	2,12	1,95	1,99	1,68	1,63	1,68
Résistance moyenne à l'arrachement	MPa	14						
	psi	2029						
Coefficient d'adhésion	(-)	0,8						
Coefficient de dilatation thermique longitudinal	xE-6/C	6,2						
	xE-6/F	3,5						
Coefficient de dilatation thermique transversal	xE-6/C	23,8						
	xE-6/F	13,2						
Absorption d'eau	%	0,25	0,38	0,44	0,38	0,21	0,29	0,29
Taux de renfort	% vol	65						
	% mass.	83						
Masse linéaire	g/m	243	380	558	811	1156	1524	2488
	lb/ft	0,163	0,255	0,375	0,545	0,777	1,024	1,672
Section effective avec enrobage **	mm ²	170,0	197,0	291,0	394,0	396,0	674,0	1028,0
	inch ²	0,2635	0,3054	0,4511	0,6107	0,6138	1,0447	1,5934
Section nominale	mm ²	71,3	126,7	197,9	285,0	388,0	506,7	791,7
	inch ²	0,1105	0,1963	0,3068	0,4418	0,6013	0,7854	1,2272

* la résistance garantie en traction des barres droites HM ne doit pas être utilisée pour calculer la résistance de la portion courbe des barres courbes. Se référer à la fiche technique des barres V-Rod Courbes,

** contacter le fabricant pour tous travaux nécessitant la mise en place de tiges après perçage dans une structure existante.

Les longueurs de recouvrement et de développement sont disponibles mais devraient être calculées par le concepteur.

Se référer à la fiche technique des barres V-Rod courbes pour obtenir les caractéristiques des barres courbes.

L'ingénieur responsable de la conception doit s'assurer d'utiliser la dernière mise à jour de cette fiche technique en contactant le fabricant.

PULTRALL**V-ROD STANDARD**

Révision: mai 2011

V-Rod standard droite seulement, ne s'applique pas aux barres V-Rod Courbes		#2 GFRP	#3 GFRP	#4 GFRP	#5 GFRP	#6 GFRP	#7 GFRP	#8 GFRP
		V-ROD	V-ROD	V-ROD	V-ROD	V-ROD	V-ROD	V-ROD
Résistance minimum garantie en traction *	MPa	938	889	941	934	807	816	703
	ksi	136	129	136	135	117	118	102
Module de Young moyen	GPa	52,5 ±2,5	53,4 ±2,5	53,6 ±2,5	55,4 ±2,5	56,6 ±2,5	53,5 ±2,5	52,9 ±2,5
	ksi	7609 ±363	7739 ±363	7788 ±363	8029 ±363	8203 ±363	7754 ±363	7667 ±363
Elongation	%	1,79	1,66	1,76	1,69	1,43	1,53	1,33
Coefficient de Poisson	(-)	0,25	0,21	0,26	0,25	0,25	0,25	0,28
Résistance moyenne en flexion	MPa	1200	1161	1005	930	882	811	776
	ksi	174	168	146	135	128	117	112
Module d'élasticité moyen en flexion	GPa	48,8	46,1	46,8	46,8	45,1	44,6	45,1
	ksi	7071	6685	6787	6786	6533	6466	6539
Elongation	%	2,46	2,52	2,15	1,99	1,96	1,82	1,72
Résistance moyenne à l'arrachement	MPa	14						
	psi	2029						
Coefficient d'adhésion	(-)	0,8						
Coefficient de dilatation thermique longitudinal	xE-6/°C	6,2						
	xE-6/°F	3,5						
Coefficient de dilatation thermique transversal	xE-6/°C	23,8						
	xE-6/°F	13,2						
Absorption d'eau	%	0,65	0,47	0,38	0,25	0,21	0,36	0,17
Taux de renfort	% vol	65						
	% weight	83						
Masse linéaire	g/m	95	181	298	488	659	887	1132
	lb/ft	0,064	0,122	0,200	0,328	0,443	0,596	0,761
Section effective avec enrobage **	mm ²	47,0	95,0	149,0	234,0	302,0	396,0	548,0
	inch ²	0,0729	0,1473	0,2310	0,3627	0,4681	0,6138	0,8463
Section nominale	mm ²	31,7	71,3	128,7	197,9	285,0	387,9	508,7
	inch ²	0,0491	0,1104	0,1963	0,3068	0,4418	0,6013	0,7854

* la résistance garantie en traction des barres droites HM ne doit pas être utilisée pour calculer la résistance de la portion courbe des barres courbes. Se référer à la fiche technique des barres V-Rod Courbes.

** contacter le manufacturier pour tous travaux nécessitant la mise en place de tiges après perçage dans une structure existante.

Les longueurs de recouvrement et de développement sont disponibles mais devraient être calculées par le concepteur.

Se référer à la fiche technique des barres V-Rod courbes pour obtenir les caractéristiques des barres courbes.

L'ingénieur responsable de la conception doit s'assurer d'utiliser la dernière mise à jour de cette fiche technique en contactant le manufacturier.

LISTE DES RÉFÉRENCES

ARTICLES ET AUTRES DOCUMENTS :

- Abdalla, H. A. (2002). Evaluation of deflection in concrete members reinforced with fibre reinforced polymer (FRP) bars. *Composite Structures*, volume 56, numéro 1, p. 63-71.
- Ahmed, E. et Benmokrane B. (2012). Hybrid reinforced concrete bridge deck slab of 410 overpass bridge in Quebec : construction and testing. *3ième conférence internationale spécialisée sur le génie des structures*, SCGC, Edmonton, Alberta. STR-1210, 10 pages.
- Almusallam, T. H. et Al-Salloum, Y. (2006). Durability of GFRP rebars in concrete beams under sustained loads at severe environments. *Journal of Composite Materials*, volume 40, numéro 7, p. 623-37.
- Ascione, L., Mancusi, G. et Spadea, S. (2010). Flexural behaviour of concrete beams reinforced with GFRP bars. Dans , volume 46. Blackwell Publishing Ltd, 9600 Garsington Road, Oxford, OX4 2XG, United Kingdom, p. 460-469.
- Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V. L., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., Machida, A., Rizkalla, S. H. et Triantafillou, T. C. (2002). Fiber-reinforced polymer composites for construction - State-of-the-art review. *Journal of Composites for Construction*, volume 6, numéro 2, p. 73-87.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E. et El-Ragaby, A. (2004). Design, Construction and Monitoring of four innovative concrete bridge decks using non-corrosive FRP composite bars. *2004 Annual Conference of the Transportation Association of Canada*, 20 pages.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E. et El-Ragaby, A. et Lackey, T. (2003). Designing and testing of concrete bridge decks reinforced with glass FRP bars. *Journal of Bridge Engineering*, volume 11, numéro 1, p. 217-229.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Ragaby, A. et El-Gamal, S. (2007a). Performance evaluation of innovative concrete bridge deck slabs reinforced with fibre-reinforced-polymer bars. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 34, numéro 3, p. 298-310.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Gamal, S. et Goulet, S. (2007b). Construction and Testing of an innovative concrete bridge deck totally reinforced with glass FRP bars : Val-Alain Bridge on Highway 20 East. *Journal of Bridge Engineering*, volume 12, numéro 5, p. 632-645.
- Bouguerra, K., Ahmed, E. A., El-Gamal, S. et Benmokrane, B. (2011). Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. *Construction and Building Materials*, volume 25, numéro 10, p. 3956-3965.
- Chen, Y., Davalos, J. F., Ray, I. et Kim, H. (2007). Accelerated aging tests for evaluations of durability performance of FRP reinforcing bars for concrete structures. *Composite Structures*, volume 78, numéro 1, p. 101-111.

- Dallies, E. et Berthereau, A. (2008). Fibres de verre de renforcement. *Techniques de l'ingénieur*, am5132, 19 p.
- El-Gamal, S., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007). Influence of reinforcement on the behavior of concrete bridge deck slabs reinforced with FRP bars. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 5, p. 449-458.
- El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2003). Design and testing of highway concrete bridge deck reinforced with Glass and Carbon FRP Bars. *ACI Special Publication*, Field Applications of FRP reinforcement : Case Studies, SP-215-2, Detroit, p. 37-54.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B. et Desgagnés, G. (2003). FRP Composite Bars for the Concrete Bridge Deck Slab of Wotton Bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 30, numéro 5, p. 815-824.
- El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2004). Concrete bridge deck slabs reinforced with FRP composite bars : Magog Bridge. *Emirates Journal for Engineering Research*, volume 9, numéro 2, p. 21-27.
- El-Salakawy, E.F., Benmokrane, B., El-Ragaby, A. et Nadeau, D. (2005). Field Investigation on the First Glass FRP Bars Constructed in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 9, numéro 6, p. 470-479.
- Hamilton, H. R., Benmokrane, B., Dolan, C. W. et Sprinkel, M. M. (2009). Polymer materials to enhance performance of concrete in civil infrastructure. *Polymer Reviews*, volume 49, numéro 1, p. 1-24.
- Karbhari, V. M., Chin, J. W., Hunston, D., Benmokrane, B., Juska, T., Morgan, R., Lesko, J. J., Sorathia, U. et Reynaud, D. (2003). Durability gap analysis for fiber-reinforced polymer composites in civil infrastructure. *Journal of Composites for Construction*, volume 7, numéro 3, p. 238-247.
- Laoubi, K., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2006). Creep and durability of sand-coated glass FRP bars in concrete elements under freeze/thaw cycling and sustained loads. *Cement and Concrete Composites*, volume 28, numéro 10, p. 869-878.
- Mota, C., Alminar, S. et Svecova, D. (2006). Critical review of deflection formulas for FRP-RC members. *Journal of Composites for Construction*, volume 10, numéro 3, p. 183-194.
- Mufti, A. A., Onofrei, M., Benmokrane, B., Banthia, N., Boulfiza, M., Newhook, J. P., Bakht, B., Tadros, G. S. et Brett, P. (2007). Field study of glass-fibre-reinforced polymer durability in concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 34, numéro 3, p. 355-366.
- Mufti, A.A., Erki, M.-A., Jeager, L.G. (1991). Advanced composite materials with application to bridges, *The Canadian society for civil engineering*, Montréal, 1ère édition, p.297.
- Nour, A., Massicotte, B., Yildiz, E. et Koval, V. (2007). Finite element modeling of concrete structures reinforced with internal and external fibre-reinforced polymers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 34, numéro 3, p. 340-354.

- Phillips, L.N. (1989), *Design with Advanced Composite Materials*, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, Londres, 365 p.
- Tahmasebinia, F. (2008). Finite element simulation of reinforced concrete structures under impact accident. *Structural Survey*, volume 26, numéro 5, p. 445-54.
- Taylor, S.E. et Mullin B. (2005). Arching action in FRP reinforced concrete slabs. *Construction and Building Materials*, p.71-80.
- Theriault, M. et Benmokrane, B. (1998). Effects of FRP reinforcement ratio and concrete strength on flexural behavior of concrete beams. *Journal of Composites for Construction*, volume 2, numéro 1, p. 7-16.
- Zou, Y. et Huckelbridge, A. (2007). Experimental analysis of crack growth in GFRP reinforced concrete. *Journal of Bridge Engineering*, volume 12, numéro 2, p. 246-255.
- Zureick, A.-H., Shih, B., Munley, E. (1995). Fiber-Reinforced Polymeric Decks, *Structural Engineering Review*, vol. 7, no. 3, p.257-266.

MÉMOIRES ET THÈSES :

- Masmoudi, R. (1996). *Évaluation expérimentale et théorique du comportement à la flexion de poutres en béton armé de barres composites à base de fibres*. Thèse de Doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 212 p.
- Nicole, J.-F. (2000). *Étude sur les capteurs à fibre optique pour l'instrumentation de structures en génie civil*. Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 200 p.
- Zaidi, A. (2006). *Comportement thermique d'éléments en béton armé de barres en polymères renforcés de fibres (PRF)*. Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 334 p.

RESSOURCES WEB :

- Ministère des Transports du Québec (2011). Rapport annuel de gestion 2010-2011. *Ministère des Transport du Québec*, [http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/bpm/RAG%202010-2011-%C9lectronique%20\(PDF%20FINAL%20clicable%20VFF%20du%202\).pdf](http://www.mtq.gouv.qc.ca/portal/page/portal/Librairie/bpm/RAG%202010-2011-%C9lectronique%20(PDF%20FINAL%20clicable%20VFF%20du%202).pdf) (page consultée le 3 mars 2012).
- Isis Canada (2005). L'innovateur. Réseau de recherche ISIS Canada, <http://isiscanada.com/archived-isiscanada/newletter/July05Fr.pdf> (page consultée le 6 juillet 2013).

NORMES :

- Canadian Standard Association (2004). *CAN/CSA-A23.3-04 – Calcul des ouvrages en béton*, édition 2004 (confirmé en 2010). Normes CSA, Canada, 632 p.
- Canadian Standard Association (2006). *CAN/CSA-S6-06 – Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, édition 2006. Normes CSA, Canada, 820 p.
- Canadian Standard Association (1966). *CAN/CSA-S6-66 – Design of Highway Bridges*, édition 1966. Normes CSA, Canada, 170 p.
- Canadian Standard Association (2002). *CAN/CSA-S806-02 – Règles de calcul et de construction des composants des polymères renforcés de fibres*, édition 2002 (confirmé en 2007). Normes CSA, Canada, 212 p.
- Canadian Standard Association (2012). *CAN/CSA-S806-12 – Specification for fibre-reinforced polymers*, édition 2010. Normes CSA, Canada, 44 p.
- Canadian Standard Association (2010). *CAN/CSA-S807-10 – Design and construction of building structures with fibres-reinforced polymers*, édition 2012. Normes CSA, Canada, 187 p.

MANUELS, RAPPORTS ET GUIDES:

- ACI, ACI440.1R-03 (2003). *Guide for Design and Construction of Concrete with FRP Bars*, American Concrete Institute, Detroit, États-Unis, 42 p.
- ACI Education Bulletin, E2-00 (2006). *Reinforcement for concrete – Materials and applications*, American Concrete Institute, États-Unis, 16 p.
- ISIS, M-02 (2007). *Introduction à l'utilisation des composites de PRF en construction, Manuel pédagogique no.2*. ISIS Canada Corporation, Canada, 28 p.
- ISIS, M-03 (2009). *Manuel de calcul des structures en béton armé de barres en PRF, Manuel de calcul no.3*, 2e édition. ISIS Canada Corporation, Canada, 137 p.
- LVM (2011). *Expertise de la dalle du quai de déchargement de l'incinérateur de la Ville de Québec* (Rapport final, N/Réf. : 072-P042369-0500-IM-0001-00). LVM, Québec, Canada, 34 p.
- ROCTEST (2002). *Manuel d'instructions, Jauge de déformation, Modèle FOS*, Canada, États-Unis, 16p.