

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

ÉTUDE DU COMPORTEMENT D'UNE SECTION D'ESSAIS DE CHAUSSÉE DE BAC AVEC DES ARMATURES EN PRFV

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Abdoulaye Sanni B.

Jury : Brahim BENMOKRANE (directeur)
Mathieu ROBERT (rapporteur)
Brahim TIGHIOUART (examineur)

Ce mémoire est dédié à mon épouse Safiatou,
à mes deux filles Mounirath et Faridath et
à mes parents et beaux-parents qui nous té-
moignent sans cesse leur soutien.

RÉSUMÉ

Au Québec, l'épandage des sels de déglacage pendant l'entretien hivernal des routes est l'une des causes de la corrosion des armatures en acier dans les ouvrages routiers en béton armé. La corrosion de l'acier crée des tensions internes dans le béton, ce qui entraîne l'éclatement du béton qui enrobe l'armature d'acier. La durée de vie des infrastructures routières est par conséquent réduite et les coûts d'entretien sont augmentés.

Le présent projet de recherche est né d'une collaboration entre le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports (MTMDET) et l'Université de Sherbrooke. Il vise à étudier l'utilisation des barres en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV), non sujettes à la corrosion dans les dalles en béton armé continu (BAC).

Dans cette étude, une section de chaussée de 300 mètres de long a été instrumentée pendant la reconstruction de l'autoroute 40 Ouest à Montréal, pour caractériser le comportement à court et à long terme des dalles en BAC avec des armatures en PRFV. Les résultats expérimentaux montrent que les conditions climatiques affectent considérablement le comportement à la fissuration des dalles en BAC de PRFV et d'acier. Une analyse par éléments finis d'une section de la chaussée a été également réalisée avec le logiciel Abaqus en vue d'étudier l'influence de plusieurs paramètres tels que le taux d'armature longitudinale, les propriétés des barres de PRFV et leur profondeur, l'épaisseur de la dalle, le coefficient de dilatation thermique du béton et l'espacement des armatures transversales sur le comportement de la dalle en BAC de PRFV. Le modèle par éléments finis a été validé avec les résultats expérimentaux obtenus en chantier. Les résultats numériques montrent que le coefficient de dilatation thermique du béton, le taux d'armature longitudinale, les propriétés des barres de PRFV et leur positionnement dans la dalle, l'épaisseur de la dalle constituent les paramètres qui influencent le plus le comportement des dalles en BAC. Pour le dimensionnement des dalles en BAC de PRFV, des taux d'armature ainsi que des propriétés de barres de PRFV ont été proposés en tenant compte des résultats expérimentaux ainsi que de l'analyse par éléments finis.

Mots-clés : Chaussée rigide, béton armé continu, instrumentation, barres en PRFV, dimensionnement, éléments finis

REMERCIEMENTS

Je tiens en premier lieu à remercier mon directeur de recherche le Professeur Brahim Benmokrane pour m'avoir donné l'opportunité de faire partie de son groupe de recherche, pour sa patience et pour ses judicieux conseils qui ont été bénéfiques tout au long de ce projet. Ce projet de recherche n'aurait pu se réaliser sans son soutien moral, technique et financier. Merci d'avoir fait confiance à mon travail.

J'adresse mes vifs remerciements au Dr Hamdy Mohamed pour ses précieux conseils. Je tiens aussi à remercier toutes les personnes qui ont aidé de près ou de loin à concrétiser ce travail de recherche, en particulier les techniciens Simon Kelley et Martin Bernard, les membres du groupe de recherche du Professeur Benmokrane pour leur aide et précieux conseils.

J'aimerais également remercier le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, Pultrall Inc., le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour leurs contributions à la réalisation de ce projet de recherche.

Enfin j'adresse mes remerciements à mes parents, mes amis proches et ma conjointe Safiatou pour leur contribution, leur soutien et surtout leur patience tout au long de ma maîtrise.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Introduction	1
1.1.1	Mise en contexte et problématique	1
1.2	Objectifs du projet de recherche	3
1.2.1	Objectifs généraux	3
1.2.2	Objectifs spécifiques	4
1.3	Description du projet et méthodologie	4
1.4	Contributions originales	7
1.5	Organisation du mémoire	7
2	ÉTAT DE L'ART	9
2.1	Introduction	9
2.2	Dalle en béton armé continu	10
2.2.1	Espacement des fissures	12
2.2.2	Ouverture des fissures	14
2.2.3	Armatures longitudinales et transversales	18
2.2.4	Dégradations par <i>punchout</i>	18
2.2.5	Méthodes de dimensionnement	20
2.3	Généralités sur les matériaux composites de polymères renforcés de fibres	24
2.3.1	Introduction	24
2.3.2	Barres de polymères renforcés de fibres	25
2.3.3	Fibres	26
2.3.4	Les résines	27
2.4	Barres de PRFV dans les dalles en BAC	28
2.5	Résumé	30
3	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	31
3.1	Description de la section d'essais de chaussée en BAC	31
3.2	Instrumentation des barres en PRFV	31
3.3	Instrumentation de la dalle	32
3.3.1	Jauges de déformation à noyer dans le béton	32
3.3.2	Capteurs de température à fibre optique	33
3.3.3	Système d'acquisition de données	35
3.4	Construction de la section de la chaussée en BAC	36
3.4.1	Assise de la chaussée	36
3.4.2	Armatures en PRFV	37
3.4.3	Armatures en acier	37
3.4.4	Béton	37
3.4.5	Bétonnage de la dalle en BAC	38
3.5	Démolition et réparation de la section de chaussée endommagée	39
3.6	Réparation des capteurs à fibres optiques	40

3.7	Résumé	42
4	RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	43
4.1	Collecte des données expérimentales	43
4.2	Évolution de la température dans la chaussée	44
4.2.1	Variation de la température au cours des saisons dans la section de chaussée	44
4.2.2	Variation non linéaire de la température dans la section transversale de chaussée	48
4.3	Comportement à la fissuration	49
4.4	Déformations dans les barres d'armature en PRFV	52
4.5	Déformations dans le béton	54
4.6	Résumé	56
5	ÉTUDE NUMÉRIQUE	59
5.1	Choix de la plateforme Abaqus	59
5.2	Géométrie de la dalle	59
5.3	Lois de comportement des matériaux	60
5.3.1	Modélisation du béton en compression	60
5.3.2	Modélisation du béton en traction	62
5.3.3	Armatures d'acier et de PRFV	65
5.4	Analyse thermomécanique à couplage faible	66
5.5	Modélisation des charges roulantes	70
5.6	Maillage	71
5.7	Conditions aux limites	71
5.8	Validation expérimentale du modèle numérique	72
5.9	Étude paramétrique	73
5.10	Résultats de l'étude numérique	74
5.10.1	Comportement de la dalle sous charges roulantes	74
5.10.2	Comportement de la dalle sous combinaison de charges roulantes et thermiques	81
5.10.3	Comparaison de la section d'acier et de PRFV	83
5.10.4	Influence du taux d'armature	87
5.10.5	Influence du diamètre des barres	89
5.10.6	Influence de l'épaisseur de la dalle	91
5.10.7	Influence du module de Young moyen des barres	93
5.10.8	Influence de la profondeur des barres	95
5.10.9	Influence du coefficient de dilatation thermique du béton	97
5.10.10	Influence de l'espacement des barres transversales	99
5.11	Recommandations de dimensionnement des dalles en BAC de PRFV	101
5.12	Résumé	102
6	CONCLUSION	105
6.1	Résultats expérimentaux	106
6.2	Analyse par éléments finis	107

6.3	Recommandations de dimensionnement des dalles en BAC de PRFV	108
6.4	Recommandations pour de futurs travaux	109
A	DONNÉES EXPÉRIMENTALES	111
A.1	Emplacement des capteurs à fibre optique sur les barres d'armature en PRFV	112
A.2	Rapport d'implantation combiné des jauges de déformation	114
A.3	Caractéristiques des jauges et thermocouples	116
A.4	Réparation de la dalle de chaussée en béton armé continu	118
B	RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX	121
B.1	Température dans la chaussée de béton	122
B.2	Évolution de la fissuration dans la dalle de béton	124
B.3	Déformations dans les barres d'armature de PRFV	130
B.4	Déformations dans la dalle de béton	147
	LISTE DES RÉFÉRENCES	149

LISTE DES FIGURES

1.1	Étapes de réalisation du projet de recherche	6
2.1	Section type de chaussée	9
2.2	Dalle en béton armé continu	11
2.3	Facteurs influençant le comportement des dalles en BAC	12
2.4	Fissuration initiale dans un élément tendu totalement retenu	15
2.5	Contraintes finales dans le béton et l'acier	17
2.6	Exemples de <i>punchout</i> dans les dalles en BAC	20
2.7	Courbes contrainte-déformation des PRF, des fibres et de la matrice	25
2.8	Procédé de fabrication par pultrusion	26
3.1	Instrumentation des barres d'armature en PRFV	32
3.2	Emplacement des jauges de déformation à noyer dans le béton	32
3.3	Emplacement des capteurs de température	33
3.4	Chantier de l'autoroute 40 à Montréal	33
3.5	Installation des barres d'armature en PRFV	34
3.6	Installation des six barres d'armature en PRFV instrumentées	34
3.7	Jauge de déformation et capteur de température	35
3.8	Installation du coffret d'instrumentation	36
3.9	Assise de la dalle de chaussée en béton armé continu	36
3.10	Bétonnage de la section de la dalle d'essais	38
3.11	Section d'essais bétonnée	38
3.12	Partie gauche de la chaussée endommagée	39
3.13	Zone endommagée sciée	40
3.14	Endommagement des capteurs à fibres optiques	41
3.15	Déplacement du boîtier d'instrumentation et boîte de jonction	41
3.16	Soudure des fibres optiques brisées	42
4.1	Récupération des données du coffret d'instrumentation	44
4.2	Températures dans la chaussée sur 2 semaines après le bétonnage	46
4.3	Températures dans la chaussée sur 48 heures en hiver 2014	46
4.4	Températures dans la chaussée sur 48 heures au printemps 2014	47
4.5	Températures dans la chaussée sur 1 mois en hiver 2014	47
4.6	Températures dans la chaussée sur 1 mois au printemps 2014	48
4.7	Gradient de température à l'hiver 2014	49
4.8	Gradient de température au printemps 2014	49
4.9	Fissuration de la dalle après le bétonnage	50
4.10	Variation du taux de fissuration en fonction du temps	52
4.11	Déformations dans la barre 2 - automne 2013	53
4.12	Déformations dans la barre 2 - hiver 2014	53
4.13	Déformations dans la barre 2 - été 2014	54
4.14	Déformations dans les jauges à noyer dans le béton - automne 2013	55

4.15	Déformations dans les jauges à noyer dans le béton - hiver 2014	55
4.16	Déformations dans les jauges à noyer dans le béton - printemps 2014	56
5.1	Section de la dalle modélisée	60
5.2	Diagramme contrainte-déformation du béton en compression sous Abaqus	61
5.3	Courbe contrainte-déformation pour l'étude numérique	62
5.4	Diagramme contrainte-déformation du béton en traction sous Abaqus	63
5.5	Courbes contrainte-déformation pour le raidissement en traction	65
5.6	Courbe contrainte-déformation du béton en traction pour l'étude numérique	65
5.7	Courbes contrainte déformation des armatures d'acier et de PRFV	66
5.8	Transfert de chaleur entre la chaussée de béton et son environnement immédiat	66
5.9	Température de l'air et point de rosée	69
5.10	Emplacement des charges de roulement	70
5.11	Maillage d'une section de la chaussée	71
5.12	Conditions frontière pour le modèle 3D	72
5.13	Validation pour l'analyse thermique	73
5.14	Validation pour l'analyse de contraintes	73
5.15	Modèle 3D de la dalle sous charges roulantes	75
5.16	Contraintes principales maximales dans la dalle	76
5.17	Contraintes principales maximales suivant AA' et CC'	77
5.18	Contraintes principales maximales suivant BB' et DD'	77
5.19	Contraintes principales maximales à la position de la charge roulante	78
5.20	Contraintes principales maximales - charges roulantes à 0,39 m de A	79
5.21	Contraintes principales maximales - charge roulante à 2,46 m de A	79
5.22	Contraintes principales maximales - charge roulante à 2,70 m de A	80
5.23	Contraintes principales maximales - charge roulante à 4,89 m de A	80
5.24	Champ de contraintes dans la dalle en BAC de PRFV	81
5.25	Combinaison des contraintes principales maximales dans la dalle - charge roulante au droit de l'armature longitudinale	82
5.26	Combinaison des contraintes principales maximales dans la dalle - charge roulante à 2,46 m de l'armature longitudinale	82
5.27	Contraintes principales maximales dans une armature longitudinale	83
5.28	Champ de contraintes dans la dalle en BAC de PRFV et d'acier	84
5.29	Contraintes principales maximales - charge roulante au centre de la dalle	84
5.30	Contraintes principales maximales - charge roulante à l'extrémité droite de la dalle	85
5.31	Contraintes principales maximales - charges thermiques	86
5.32	Contraintes principales maximales - charges thermiques et roulantes	86
5.33	Contraintes principales dans le sens transversal	87
5.34	Effet du taux d'armature	88
5.35	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale	88
5.36	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale	89
5.37	Effet du diamètre des barres longitudinales	90
5.38	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale	90
5.39	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale	91

5.40	Effet de l'épaisseur de la dalle	92
5.41	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale . .	92
5.42	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale .	93
5.43	Effet du module de Young moyen des barres longitudinales	94
5.44	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale . .	94
5.45	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale .	95
5.46	Effet de la profondeur des barres	96
5.47	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale . .	96
5.48	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale .	97
5.49	Effet du coefficient de dilatation thermique du béton	98
5.50	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale . .	98
5.51	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale .	99
5.52	Effet de l'espacement des barres transversales	100
5.53	Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale . .	100
5.54	Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale .	101
A.1	Emplacement des capteurs à fibre optique sur les barres d'armature en PRFV	113
A.2	Jauges de déformation fonctionnelles actuellement fonctionnelles sur les barres d'armature en PRFV	113
B.1	Températures dans les thermocouples TB-C1, TB-C2 et TB-C3	123
B.2	Températures ambiantes et dans TB-C1, TB-C2 et TB-C3	123
B.3	Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (octobre - novembre 2013) . .	125
B.4	Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (avril 2014)	125
B.5	Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (mai 2014)	126
B.6	Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (juillet 2014)	126
B.7	Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (novembre 2014)	127
B.8	Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (octobre - novembre 2013)	127
B.9	Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (avril 2014)	128
B.10	Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (mai 2014)	128
B.11	Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (juillet 2014)	129
B.12	Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (novembre 2014)	129
B.13	Déformations dans la barre 1 en PRFV	131
B.14	Déformations dans la barre 2 en PRFV	131
B.15	Déformations dans la barre 3 en PRFV	132
B.16	Déformations dans la barre 4 en PRFV	132
B.17	Déformations dans la barre 5 en PRFV	133
B.18	Déformations dans la barre 6 en PRFV	133
B.19	Déformations dans les jauges D01-D05 (barre 1) - automne 2013	134
B.20	Déformations dans la barre 1	134
B.21	Déformations dans la jauge D05 (barre 1) - hiver 2014	135
B.22	Déformations dans les jauges D01-D04 (barre 1) - printemps 2014	135
B.23	Déformations dans la jauge D05 (barre 1) - printemps 2014	136
B.24	Déformations dans les jauges D06-D010 (barre 2) - automne 2013	136
B.25	Déformations dans les jauges D06-D010 (barre 2) - hiver 2014	137

B.26 Déformations dans les jauges D06-D010 (barre 2) - printemps 2014	137
B.27 Déformations dans les jauges D12-D15 (barre 3) - automne 2013	138
B.28 Déformations dans les jauges D12-D15 (barre 3) - hiver 2014	138
B.29 Déformations dans les jauges D12-D15 (barre 3) - printemps 2014	139
B.30 Déformations dans les jauges C01-C05 (barre 4) - automne 2013	139
B.31 Déformations dans les jauges C02-C05 (barre 4) - hiver 2014	140
B.32 Déformations dans la jauge C01 (barre 4) - hiver 2014	140
B.33 Déformations dans les jauges C01-C05 (barre 4) - printemps 2014	141
B.34 Déformations dans la jauge C01 (barre 4) - printemps 2014	141
B.35 Déformations dans les jauges C06-C10 (barre 5) - automne 2013	142
B.36 Déformations dans les jauges C06-C09 (barre 5) - hiver 2014	142
B.37 Déformations dans la jauge C10 (barre 5) - hiver 2014	143
B.38 Déformations dans les jauges C06-C09 (barre 5) - printemps 2014	143
B.39 Déformations dans la jauge C10 (barre 5) - printemps 2014	144
B.40 Déformations dans les jauges C11-C15 (barre 6) - automne 2013	144
B.41 Déformations dans les jauges C11-C13 et C15 (barre 6) - hiver 2014	145
B.42 Déformations dans la jauge C14 (barre 6) - hiver 2014	145
B.43 Déformations dans les jauges C11-C13 et C15 (barre 6) - printemps 2014	146
B.44 Déformations dans la jauge C14 (barre 6) - printemps 2014	146
B.45 Déformations dans la dalle de béton	148

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Résistances en traction de barres d'armature	25
3.1	Propriétés mécaniques des barres de PRFV	37
4.1	Taux de fissuration des sections de PRFV et d'acier	51
5.1	Propriétés des matériaux	70
5.2	Section de PRFV	74
5.3	Section d'acier	74
A.1	Caractéristiques des jauges de déformation et thermocouples	117

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Introduction

1.1.1 Mise en contexte et problématique

Le réseau routier québécois comprend environ 285 000 km de routes. Le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) est responsable de la gestion du réseau routier supérieur composé de 30 633 km d'autoroutes, de routes nationales, de routes régionales, de routes collectrices ainsi que de chemins d'accès aux ressources [Transports Québec, 2014]. Ce réseau routier est essentiel au développement socio-économique du Québec ainsi qu'aux activités quotidiennes de ses citoyens. Les chaussées en béton représentent environ 3% du réseau routier. Malgré leur pourcentage faible, les chaussées rigides assurent environ 35% du débit de circulation (hors pointe) des véhicules lourds [Thébeau, 2002].

Avant les années 90, les chaussées en béton n'ont pas connu le succès escompté en raison de la diminution des ressources financières allouées à leur entretien ainsi qu'aux méthodes de conception et de construction inadaptées au climat québécois [Thébeau *et al.*, 2014]. Après les années 90, la conception et la construction des routes à Transport Québec ont bénéficié de nombreux progrès suite à la prise de conscience du ministère et des entrepreneurs engagés dans les projets de constructions. Cette prise de conscience a permis des changements notables dans les spécifications de conception des chaussées et à l'amélioration des pratiques de construction en chantier. Soucieux de la qualité et de la durabilité du réseau routier, le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports (MTMDET) a adopté en 1994 une nouvelle norme de conception des chaussées basée sur la norme AASHTO.

Les types de chaussées rigides actuellement utilisés au MTMDET sont constitués de dalles courtes goujonnées (DCG) et de dalles en béton armé continu (BAC). La dalle en béton armé continu (BAC) est un revêtement en béton caractérisé par la présence d'armatures continues dans le béton et par l'absence de joints transversaux autres que les joints de fin de coulée [Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, 2016]. Les dalles en BAC offrent l'avantage d'une grande longévité et leur coût

d'entretien est normalement très réduit. La première chaussée expérimentale de BAC au Québec a été construite en 2000 sur l'autoroute 13 à Laval. Cinq (5) ans après la mise en service de cette chaussée expérimentale, des problèmes de corrosion de l'acier au droit des fissures ont été observés [Thébeau et Davidson, 2006]. Le Québec est une province aux conditions climatiques très sévères et il s'utilise en moyenne entre 40 et 60 tonnes de sel de déverglaçage sur une route à deux voies en hiver [Hall *et al.*, 2007]. L'action des cycles de gel-dégel est à l'origine de la fissuration interne et de l'écaillage des surfaces en présence de sels fondants [Ollivier et Vichot, 2008]. L'utilisation de sels pour l'entretien hivernale des routes amplifie et accélère également le processus de corrosion dans les dalles en BAC. La corrosion de l'acier crée des tensions internes dans le béton, ce qui entraîne l'éclatement du béton qui enrobe l'armature d'acier, créant des dégradations prématurées dans la chaussée. La détérioration des pièces de béton tendues est d'autant plus grande que les fissures sont ouvertes. Dès lors, le MTMDET a opté pour l'utilisation de l'acier galvanisé dans les dalles en BAC pour limiter la corrosion de l'acier, tout en finançant des projets recherche dont l'objectif est de proposer des matériaux alternatifs à l'acier et qui permettraient d'inhiber la corrosion de l'acier et d'améliorer la durée de vie des dalles en béton armé continu.

Ces dernières années, les matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) sont devenus une alternative pour le renforcement interne et externe d'ouvrages en béton armé. Les barres de PRFV sont le plus souvent utilisées dans le renforcement interne en raison de leur coût relativement bas comparé aux autres barres en matériaux composites de PRF (carbone et aramide) et des propriétés mécaniques (résistance en traction) supérieures à celle de l'armature d'acier. De plus, les barres de PRFV ne sont pas sujettes à la corrosion et pourraient être utilisées en remplacement aux barres en acier actuellement utilisées dans les dalles en béton armé continu par le MTMDET. Ce qui se traduirait par l'augmentation de la durée de vie des chaussées et des coûts d'entretien réduits.

Depuis 2006, plus de cinq (5) projets de recherche entre le MTMDET et l'Université de Sherbrooke sur les dalles en béton avec des armatures en polymères renforcés de fibres (PRF) ont été réalisés [Loranger et Nazair, 2014]. L'un de ces projets concerne l'autoroute 40 Est à Kirkland en 2006. Ce projet fut d'ailleurs une première mondiale. Quinze (15) sections d'essais de PRFV et trois (3) sections témoins d'acier galvanisé ont été construites durant ce projet [Thébeau, 2014]. Les conclusions de ce projet de recherche ont montré un comportement satisfaisant de la dalle expérimentale armée de PRFV, malgré des erreurs de mise en place du joint entre le tronçon existant et la dalle expérimentale [Claude *et al.*, 2013]. L'erreur de mise en place du joint, corrigée finalement en 2009, empêchait la dalle

expérimentale de travailler comme une dalle en béton armé continu. Des dégradations de *punchout* ont été aussi observées dans la dalle expérimentale. Le taux de fissuration dans les sections en PRFV était supérieur à celui de l'acier. L'étude analytique proposée dans le cadre de ce projet a donné des résultats satisfaisants en ce qui concerne l'ouverture des fissures, mais le modèle devrait être calibré quant au nombre de fissures. Le rapport recommande également l'utilisation d'un taux d'armature de PRFV de 1,24 %, des diamètres d'armatures longitudinales de 25,4 mm espacées de 143 mm avec un enrobage de 90 mm et un chevauchement des barres de 900 mm.

Pour poursuivre les objectifs du projet de 2006, une nouvelle section d'essais de 300 m en BAC avec des armatures en PRFV a été construite durant l'été 2013 sur l'autoroute 40 Ouest à Montréal. Ce projet de recherche vise à améliorer les performances des dalles en béton armé continu de PRFV en limitant l'ouverture et le nombre de fissures et surtout les dégradations par *punchout*.

Il existe de nombreux guides pour le dimensionnement des dalles en béton armé continu d'acier. Les méthodes de dimensionnement des dalles en béton armé continu de PRFV sont inexistantes voire encore à l'étape de projet de recherche [Benmokrane *et al.*, 2008a; Choi et Chen, 2005; Liu et Lin, 2012]. Ainsi, le projet de recherche vise également à proposer une méthode de dimensionnement efficace pour les dalles en béton armé continu de PRFV adaptée au climat québécois.

1.2 Objectifs du projet de recherche

1.2.1 Objectifs généraux

L'objectif général poursuivi par ce projet est de résoudre le problème potentiel de la corrosion des barres d'armature en acier des dalles en béton armé continu, particulièrement vis-à-vis des fissures transversales, en leur substituant un matériau non métallique et non sujet à la corrosion, soit un matériau composite en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). Le remplacement de l'acier par ce type de matériau pourrait augmenter la durée de vie des dalles en BAC et réduirait ainsi les travaux d'entretien. Le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports (MTMDET) bénéficierait alors d'une diminution des charges financières liées aux travaux d'entretien ainsi que les problèmes de circulation causés par ces dernières.

1.2.2 Objectifs spécifiques

Ce projet de recherche vise le développement et la conception de nouvelles dalles en BAC avec des armatures en matériaux composites de PRFV. Les objectifs spécifiques de ce projet sont :

1. Comprendre le comportement des dalles en béton armé continu (BAC) de PRFV en faisant un suivi de la fissuration transversale de la section de la dalle expérimentale, incluant l'espacement et l'ouverture des fissures. Un suivi des déformations dans le béton et dans les barres de PRFV est également réalisé.
2. Comparer les résultats expérimentaux à ceux prédits par les modèles numériques.
3. Modéliser le comportement de la dalle en BAC de PRFV
4. Proposer une méthode de dimensionnement des dalles en BAC de PRFV en utilisant les résultats expérimentaux et numériques (analyse par éléments finis).

1.3 Description du projet et méthodologie

Le projet de recherche consiste à étudier le comportement à la fissuration d'une dalle en béton armé continu avec des armatures en matériaux composites de PRFV, sous des charges de trafic et des conditions climatiques de service. La section d'essais fait partie du projet de réfection de chaussée de l'autoroute 40 Ouest, entre le pont de l'Île-aux-Tourtes et le boulevard St-Charles, dans les municipalités de Senneville, Ste-Anne-de-Bellevue, Baie-d'Urfé, Beaconsfield et Kirkland. La longueur totale de la dalle en béton armé continu est de 9 km [Thébeau, 2014] et elle est armée d'acier galvanisé à l'exception de la section d'essais qui est armée de PRFV. La section d'essais est constituée d'une dalle en BAC de 300 m de longueur et d'une épaisseur de 315 mm. Une section témoin en BAC d'acier a été également prévue. L'accotement est constitué de dalles courtes goujonnées (DCG) en béton. La chaussée est constituée de trois voies de 3,7 m de large chacune. L'accotement de droite dans la direction ouest a une largeur de 4 m, tandis que l'accotement de gauche a une largeur de 3 m. Pour atteindre les objectifs du projet de recherche, le programme de recherche est divisé en trois (3) étapes résumées à la figure 1.1.

L'étude expérimentale est menée sur la section d'essais de la dalle en béton armé continu de PRFV. Au total, six (6) barres #8 de PRFV ont été instrumentées à l'aide de jauges de déformations à fibre optique. Trois (3) thermocouples et quatre (4) jauges de déformations à noyer dans le béton ont été également installés dans la section d'essais. Une modélisation

par éléments finis a été effectuée sous le logiciel Abaqus pour étudier l'influence des paramètres tels que les taux des armatures longitudinales, la profondeur et les propriétés des barres d'armature de PRFV, l'épaisseur de la dalle, le coefficient de dilatation thermique du béton ainsi que l'espacement des armatures transversales sur le comportement de la dalle en BAC de PRFV.

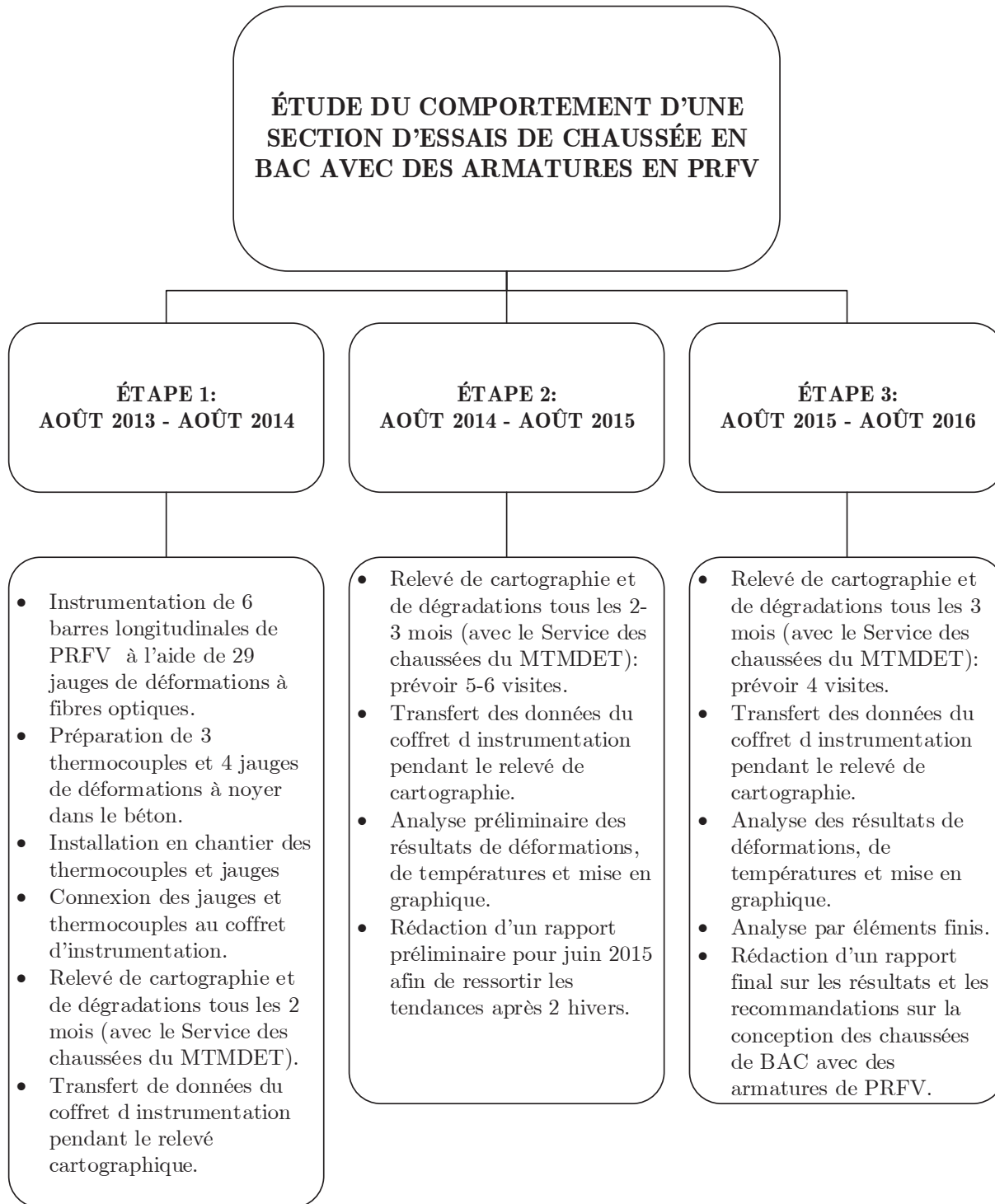


Figure 1.1 Étapes de réalisation du projet de recherche

1.4 Contributions originales

Le projet de recherche s'inscrit dans la stratégie de développement durable 2009 - 2013 du ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports (MTMDET), en rejoignant les principes de développement durable suivants :

1. Protection de l'environnement : ce matériau est recyclable et permettra, en ne corrodant pas, de performer plus longtemps que les barres d'armature en acier. Le nombre d'interventions d'entretien en serait donc diminué et la reconstruction du revêtement repoussée dans le temps. Ceci aura moins d'impact sur les usagers.
2. Efficacité économique : en optimisant la conception des dalles en BAC de PRFV, leur coût pourrait devenir très économique à court terme (pour les coûts initiaux) et bien entendu à long terme pour une durée de service très supérieure à celle avec des dalles en BAC avec acier.
3. Accès au savoir : la recherche de l'innovation dans ce domaine sera stimulée.

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire est composé de six chapitres. Suite à la présente introduction, le chapitre 2 présente un bref état de l'art sur les dalles en béton armé continu, le chapitre 3 décrit le programme expérimental. L'instrumentation des barres de PRFV et de la section d'essais y est décrite en détail. Le chapitre 4 présente les résultats expérimentaux obtenus. L'évolution de la température et des déformations dans les barres de PRFV et dans le béton est présentée dans ce chapitre. Le chapitre 5 présente en détail l'étude numérique réalisée dans le cadre du projet de recherche à l'aide du logiciel Abaqus. Une section de la chaussée a été modélisée en 3D sous le logiciel Abaqus. Par la suite, des analyses thermo-mécaniques à couplage faible ont été réalisées en considérant plusieurs paramètres tels que le taux d'armature, le diamètre, le module de Young moyen et la profondeur des barres, l'épaisseur de la dalle, le coefficient de dilatation thermique du béton et l'espacement des barres d'armature transversale. Enfin, le chapitre 6 présente les conclusions du projet de recherche et formule les recommandations basées sur les résultats expérimentaux et sur l'étude par éléments finis.

CHAPITRE 2

ÉTAT DE L'ART

Ce chapitre traite de l'état de l'art sur les dalles en béton armé continu (BAC) et sur les matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF), ainsi que leur application dans les dalles en BAC. Quelques paramètres influençant le comportement des dalles en BAC, à savoir l'espacement et l'ouverture des fissures, les armatures longitudinales et transversales, les dégradations par *punchout* sont également présentés dans ce chapitre, de même que le dimensionnement des dalles en BAC d'acier. Enfin, des études sur l'utilisation des barres de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) dans les dalles en BAC sont présentées.

2.1 Introduction

Le patrimoine routier d'un pays joue un rôle important dans le développement socio-économique de ce dernier, tout en assurant de façon sécuritaire le transport des personnes et des biens. Les routes comme les ouvrages d'ingénierie doivent donc être conçus convenablement afin de jouer efficacement leurs rôles. Il existe plusieurs types de chaussées. Les deux grandes catégories de revêtements de sol sont les chaussées rigides (en béton) et les chaussées souples. Dans le cas des chaussées rigides, la rigidité du béton joue un rôle important dans la répartition uniforme des charges sur une plus grande surface. Ce qui n'est pas le cas pour les chaussées souples où l'infrastructure subit de grandes pressions (figure 2.1).

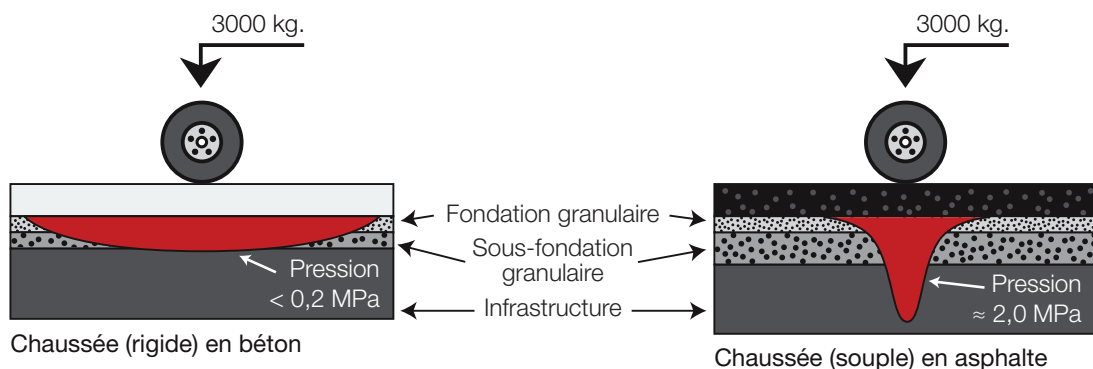


Figure 2.1 Section type de chaussée, ([Association Canadienne du Ciment, 2007])

D'après le Tome 2 des normes du MTMDET [Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, 2016], une chaussée rigide se compose généralement d'un revêtement en béton, d'une fondation en granulat concassé et d'une sous-fondation. Les différents types de chaussées rigides couramment rencontrés sont les dalles courtes non armées goujonnées, les dalles armées goujonnées, les dalles en béton armé continu, les dalles précontraintes et préfabriquées, les revêtements en béton compacté au rouleau [Delatte, 2014]. Actuellement, les dalles courtes goujonnées et les dalles en béton armé continu sont les plus utilisées au Québec.

Les chaussées rigides sont beaucoup plus avantageuses que les chaussées souples dans les applications suivantes [Newman et Choo, 2003] :

- Charges ponctuelles élevées
- Possibilités de déversement de produits pétroliers qui peuvent nuire aux autres matériaux alternatifs
- Faible capacité portante de la fondation de la chaussée
- Trafic lourd

Une étude indépendante effectuée par la firme internationale de consultants *Applied Research Associates inc. (ARA)* a démontré que les chaussées de béton sont plus durables que les chaussées en enrobés pour les routes municipales [Applied Research Associates, Inc., 2011]. Les chaussées en béton nécessitent également moins d'entretien que les chaussées souples pendant leur durée de vie.

2.2 Dalle en béton armé continu

La dalle en béton armé continu (BAC) est un revêtement en béton, caractérisé par la présence d'armatures continues dans le béton et par l'absence de joints transversaux autre que les joints de fin de coulée [Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, 2016]. Les dalles en BAC offrent l'avantage d'une grande longévité et le coût de leur entretien est normalement très réduit. Une des particularités des dalles en BAC est la présence de fissures transversales qui se développent de façon aléatoire sur la surface de roulement et qui ne sont pas préjudiciables à l'intégrité structurelle de la chaussée. Les fissures résultent de contraintes internes dues au retrait du béton, à la dilatation et à la contraction du béton ainsi qu'à la fatigue et aux sollicitations thermiques

cycliques et de trafic. La figure 2.2 présente une vue en plan et une section type de dalle en BAC.

L'espacement des fissures dans la dalle en BAC varie en moyenne entre 0,46 m et 1,82 m. De plus, la dalle en BAC nécessite des ancrages spéciaux au début et à la fin de la chaussée pour maintenir les extrémités fixes, ce qui permet le développement d'une cartographie de fissuration bien spécifique à ce type de dalle. Les dalles en BAC sont beaucoup plus chères à réaliser que les dalles courtes non armées (goujonnées ou non) et les dalles armées goujonnées. Ceci est dû au taux souvent élevé d'armature nécessaire au renforcement interne de la dalle en BAC, en vue de garantir un contrôle adéquat des fissures. Cependant, les dalles en BAC peuvent se révéler rentables pour les chaussées à fort trafic en raison de leur meilleure performance à long terme face aux autres types de dalles de chaussée.

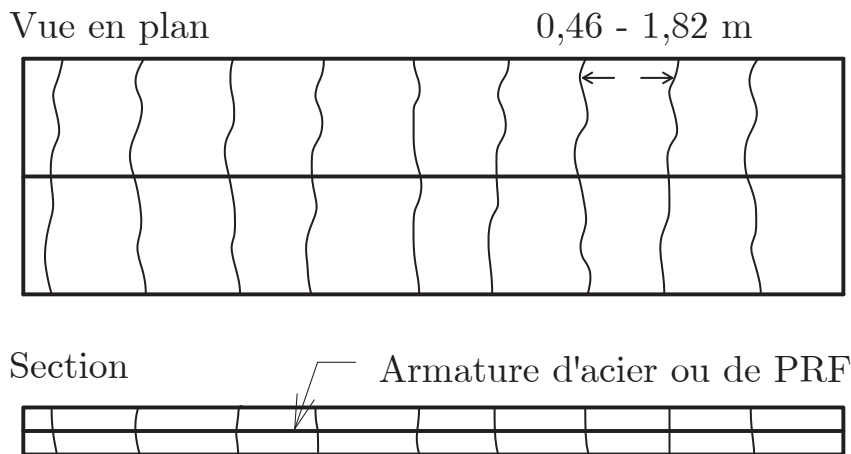


Figure 2.2 Dalle en béton armé continu, (adapté de Roesler *et al.* [2016])

En Amérique du Nord, la chaussée en béton armé continu a été introduite la première fois en 1921 sur l'autoroute Columbia Pike en Virginie aux États-Unis [Delatte, 2014]. Au Québec, il faut attendre les années 2000 pour voir émerger des projets pilotes de chaussées en béton armé continu, avec une mission en Belgique sur les chaussées de béton [Thébeau, 2004].

Bien que très peu rencontrées au Québec, les chaussées en béton armé continu sont beaucoup utilisées chez nos voisins du sud, précisément au Texas qui, depuis 1960, a construit plus de dalles en BAC que tous les autres états et peut-être même plus que tous les autres états américains combinés [Nam, 2005].

Les facteurs qui influencent le comportement des dalles en béton armé continu sont l'espacement et l'ouverture des fissures, l'engrenure des granulats, la résistance au frottement

entre la couche de fondation et la dalle (confinement), les caractéristiques du béton et des barres d'armature, le type de fondation de la chaussée, l'épaisseur de la dalle ainsi que les charges de trafic (figure 2.3). Les contraintes thermiques qui apparaissent dans le béton dépendent des propriétés thermiques du béton (hydratation et coefficient de dilatation thermique), de la cure du béton, des conditions environnementales (température ambiante et radiations solaires), des dimensions et de la géométrie de la structure. Le retrait ainsi que les propriétés thermiques du béton sont les facteurs qui influencent le plus le comportement des dalles de BAC de PRFV [Choi et Chen, 2015].

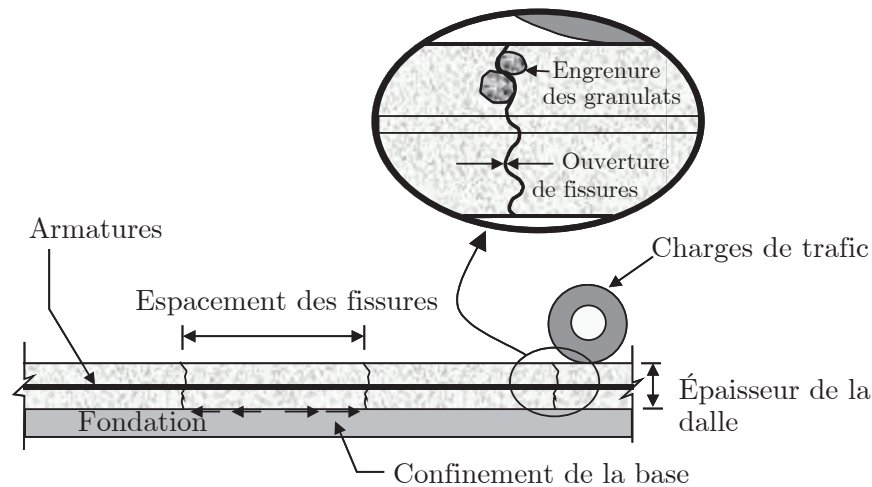


Figure 2.3 Facteurs influençant le comportement des dalles en BAC, (adapté de [Rasmussen *et al.*, 2011])

2.2.1 Espacement des fissures

Les changements volumétriques tels que le fluage, le retrait et les variations de température de même que les charges externes répétées sont à l'origine de la fissuration dans les membrures en béton armé. Certaines fissures se développent avant le durcissement du béton tandis que d'autres se développent après le durcissement tout au long de la vie utile de l'ouvrage.

L'augmentation de la température cause la dilatation du béton tandis que la diminution de température entraîne le rétrécissement du béton. Dans le cas des dalles en béton armé continu (BAC), les fissures transversales sont pour la plupart du temps causées par la combinaison des sollicitations cycliques du trafic lourd et de contraintes dues au gradient thermique, au gradient d'humidité et au retrait de séchage dans des conditions de confinement [Huang, 2003]. Le confinement est créé par l'ancrage des extrémités de la dalle, les armatures d'acier ou de PRFV ainsi que la friction de la base de la chaussée avec le sol de

fondation. Par conséquent, des fissures transversales apparaissent et elles sont maintenues fermées par les armatures longitudinales assurant ainsi un transfert de charge adéquat.

Les fissures transversales caractérisent le comportement structural des dalles en béton armé continu (BAC) et ne sont pas nécessairement des sources de dégradations de la chaussée. Les fissures apparaissent librement et elles sont en majorité perpendiculaires à la ligne centrale de la chaussée. L'espacement et l'ouverture des fissures ainsi que le taux d'armature sont interreliés. La variation d'un de ces paramètres entraîne des changements dans les autres paramètres [Ha *et al.*, 2012]. La performance de la dalle en béton armé continu est fortement reliée à l'espacement et la largeur des fissures. La friction entre la dalle de béton et la couche de fondation joue un rôle important dans l'espacement des fissures [Delatte, 2014]. La plupart des normes de conception assument un frottement modéré entre la dalle et la fondation de la chaussée pour un dimensionnement conservateur. L'espacement des fissures varie aussi en fonction des propriétés du béton, des conditions environnementales, des charges de trafic et de l'âge de la chaussée de béton.

En plus des fissures transversales, il peut aussi se créer des fissures horizontales à la profondeur de l'armature d'acier. Choi *et al.* [2011] ont étudié les mécanismes de la fissuration horizontale dans les chaussées en BAC armé d'acier soumises aux variations de températures et d'humidité. Ils sont arrivés à la conclusion que les armatures longitudinales jouent un rôle important dans le développement des fissures horizontales dans les dalles en BAC. Pour des bétons ayant un coefficient de dilatation thermique élevé, le risque de fissuration horizontale est élevé. Le risque de fissuration croît aussi avec l'augmentation du module d'élasticité et du gradient thermique.

Pour minimiser d'éventuelles fissurations, la norme AASHTO 93 [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993] recommande de limiter l'espacement des fissures entre 1,1 m et 2,4 m . Le guide de conception 2008 de l'AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008] est basé sur une méthode empirique-mécaniste, et recommande quant à lui un espacement de fissures entre 0,9 m et 1,8 m. Selon ledit guide, l'espacement des fissures peut être obtenu à partir de l'équation 2.1.

$$\bar{L} = \frac{\left\{ f_t - C\sigma_0 \left(1 - \frac{2\zeta}{H} \right) \right\}}{\frac{f}{2} + \frac{U_m P_b}{c_1 d_b}} \quad (2.1)$$

Avec \bar{L} l'espacement moyen (pouce), f_t est la résistance en traction du béton (psi), f est le coefficient de friction de la fondation selon l'AASHTO, U_m est la contrainte maximale d'adhérence (psi), P_b est le taux d'armature d'acier, d_b est le diamètre des barres d'acier (pouce), c_1 est le coefficient d'adhérence, H est l'épaisseur de la dalle (pouce), ζ est la profondeur des armatures (pouce), C est le coefficient de Bradbury et σ_0 est la contrainte de traction du béton due aux sollicitations environnementales (psi).

2.2.2 Ouverture des fissures

L'ouverture des fissures représente un critère de performance des dalles en béton armé continu (BAC), car il affecte l'engrenure des granulats et le transfert de cisaillement entre les sections de dalle [Kohler et Roesler, 2005]. C'est un paramètre qui varie avec la température de mise en place du béton, l'espacement des fissures, le retrait du béton, le taux d'armature et la friction à la base de la dalle de chaussée [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008]. L'ouverture des fissures a une importance capitale dans la performance des dalles en BAC en particulier au Québec où les hivers sont très froids. Une largeur excessive de fissure peut causer l'infiltration d'eau dans la dalle de béton tout en entraînant la corrosion des barres d'armature en acier, une diminution de l'engrenure des granulats, et une faible efficacité de transfert de charge (*Load Transfer Efficiency, LTE*) au droit de la fissure. La norme AASHTO 93 [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993] recommande une limite d'ouverture de fissures à 1 mm ou moins. Le guide de conception 2008 de l'AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008] limite l'ouverture des fissures à 0,5 mm. Il est également démontré que la largeur des fissures ne doit pas être supérieure à 0,63 mm au point de congélation de l'eau pour minimiser la corrosion de l'acier et assurer un transfert optimal des charges de roulement à la fondation [McCullough *et al.*, 1976; Selezneva *et al.*, 2003]. En général, l'augmentation du taux d'armature dans la dalle en BAC conduit à des fissures moins larges et à des contraintes moindres dans les barres d'acier [Delatte, 2014]. Selon le guide de calcul de l'AASHTO 2008, l'ouverture moyenne des fissures à un incrément temporel peut être calculée à l'aide de l'équation 2.2.

$$cw = Max \left(L \times \left(\varepsilon_{shr} + \alpha_{PCC} \Delta T_{\zeta} - \frac{c_2 \sigma_{long}}{E_{PCC}} \right) \times 1000 \times C_c \times 0,001 \right) \quad (2.2)$$

Avec cw l'ouverture moyenne de fissure (10^{-3} pouce), L est l'espacement moyen des fissures (pouce), ε_{shr} est le retrait libre du béton à la profondeur de l'acier d'armature (10^{-6}), α_{PCC} est le coefficient de dilatation thermique du béton ($/^{\circ}F$), ΔT_{ζ} est la différence de

température par rapport à la condition de contrainte nulle (*zero stress*) à la profondeur de l'acier et pendant le mois de construction de la chaussée ($^{\circ}\text{F}$), c_2 est le second coefficient d'adhérence (psi), σ_{long} est la contrainte maximale longitudinale dans le béton, à la profondeur de l'armature d'acier, E_{PCC} est le module élastique du béton (psi) et C_c est le coefficient de calibration local ($C_c = 1$ pour une calibration globale).

Gilbert et Ranzi [2010] ont présenté un modèle de fissuration dans un élément en béton armé totalement retenu et soumis à la tension uniquement (figure 2.4).

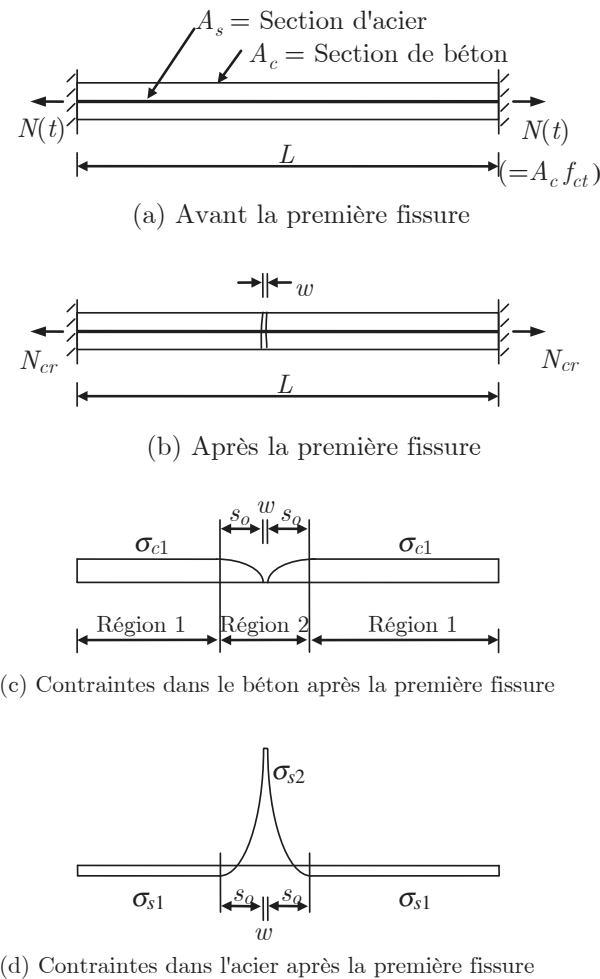


Figure 2.4 Fissuration initiale dans un élément tendu totalement retenu, (adapté de [Gilbert et Ranzi, 2010])

$N(t)$ représente la force de tension dans le béton (figure 2.4a). Elle augmente graduellement jusqu'à l'apparition de la première fissure. Juste après la première fissure, la force $N(t)$ dans le béton est réduite à N_{cr} et la contrainte à partir de la fissure est inférieure à la

résistance en tension du béton f_{ct} . La largeur de la fissure est $w(t)$ et dépend de la section d'armature (figure 2.4b). Au droit de la fissure, l'armature reprend totalement la force de tension N_{cr} et la contrainte dans le béton est nulle. Dans les régions adjacentes à la fissure, les contraintes dans le béton et dans la barre d'armature varient considérablement et la contrainte d'adhérence au niveau de l'interface béton-barre d'armature est élevée. À une distance s_o de la fissure de part et d'autre de la fissure, le béton et l'armature ne sont plus directement influencés par la présence de la fissure (figure 2.4c et 2.4d). Les valeurs de N_{cr} , σ_{c1} , σ_{s1} , σ_{s2} sont exprimées à travers les équations suivantes.

$$N_{cr} = \frac{n\rho f_{ct} A_c}{C_1 + n\rho(1 + C_1)} \quad (2.3)$$

$$\sigma_{c1} = \frac{N_{cr}(1 + C_1)}{A_c} \quad (2.4)$$

$$\sigma_{s1} = -C_1\sigma_{s2} \quad (2.5)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{N_{cr}}{A_s} \quad (2.6)$$

$$C_1 = \frac{2s_o}{3L - 2s_o} \quad (2.7)$$

$$s_o = \frac{d_b}{10\rho} \quad (2.8)$$

Avec n le ratio entre le module de l'acier et du béton E_s/E_c , ρ est le ratio entre la section d'armature et la section de béton A_s/A_c , et d_b est le diamètre de la barre d'armature.

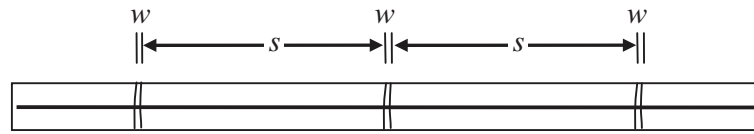
La figure 2.5 représente la membrure en tension après l'apparition de toutes les fissures. σ_{s1}^* et σ_{c1}^* sont les contraintes dans l'acier et le béton à la fissuration finale dans la région 1. La largeur finale des fissures w est donnée par l'équation 2.9.

$$w = - \left[\frac{\sigma_{c1}^*}{E_e} \left(s - \frac{2}{3}s_o^* \right) + \varepsilon_{sh}^* s \right] \quad (2.9)$$

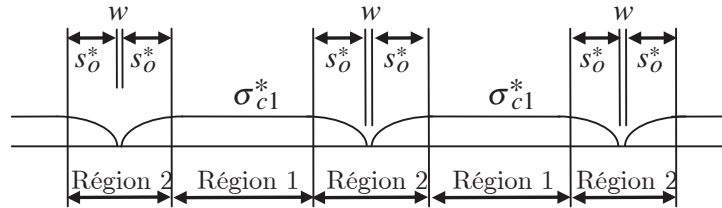
Avec s_o^* prise égale à 1,33, la valeur de s_o donnée par l'équation 2.8, s est la moyenne de l'espacement des fissures, ε_{sh}^* est la déformation finale due au retrait du béton et E_e est le module effectif final du béton (équation 2.10)

$$E_e = \frac{E_c}{1 + \phi^*(\tau_d)} \quad (2.10)$$

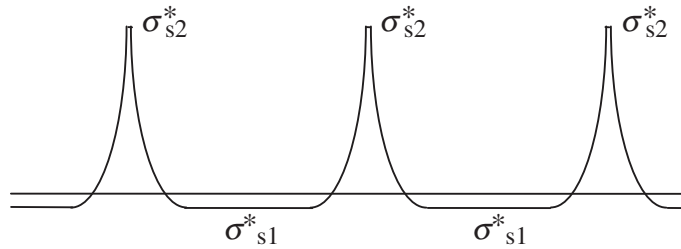
Avec $\phi^*(\tau_d)$, le coefficient de fluage final du béton. Ce coefficient varie entre 2 et 4.



(a) Portion de la membrure totalement retenue après l'apparition des fissures



(b) Contraintes dans le béton après toutes les fissures de retrait



(c) Contraintes dans l'acier après toutes les fissures de retrait

Figure 2.5 Contraintes finales dans le béton et l'acier, (adapté de [Gilbert et Ranzi, 2010])

En application aux dalles en béton armé continu, Ouzaa et Benmansour [2014] ont proposé des équations pour déterminer le nombre maximal de fissures et leur largeur. Ainsi, la largeur des premières fissures est :

$$w = \frac{2s_o\varepsilon(t_1) + \varepsilon_1(3L - 2s_o)}{3} \quad (2.11)$$

Le nombre maximal de fissures n est :

$$n = \frac{3\varepsilon_1 L}{2s_o(\varepsilon_1 + \varepsilon_2)} \quad (2.12)$$

La largeur des fissures en connaissant le nombre de fissure n est :

$$w = \frac{2s_o\varepsilon(t) + \varepsilon_1(3s_t - 2s_o)}{3} \quad (2.13)$$

Avec n le nombre maximal de fissures, ε_1 est la déformation ultime du béton dans la région 1, ε_2 est la déformation ultime de l'acier dans la région 2, ε_t est la déformation ultime du béton, ε_{t_1} est la déformation ultime du béton dans la région 2, L est la longueur de la membrure retenue, s_o est la demi-longueur au-delà de laquelle le béton et l'armature ne sont plus influencés par la fissure et s_t représente le ratio entre la longueur de l'élément et le nombre de fissures ($s_t = L/n$).

2.2.3 Armatures longitudinales et transversales

L'armature d'acier est la plus utilisée dans les dalles en béton armé continu (BAC). D'autres types d'armatures comme les barres de PRF sont de plus en plus utilisées pour résoudre le problème de corrosion des barres d'acier. Les armatures longitudinales sont dimensionnées pour assurer un patron de fissuration adéquat, une ouverture de fissure minimale, et des contraintes dans les armatures conformes à des limites acceptables [Roesler *et al.*, 2016]. Les armatures longitudinales contribuent donc à garder les fissures fermées assurant ainsi un meilleur transfert de charge pendant toute la durée de vie utile de la dalle en BAC.

Quant aux armatures transversales, elles supportent les armatures longitudinales et réduisent le risque d'ouverture aléatoire de fissures longitudinales, réduisant ainsi la possibilité de *punchout*. Al-Qadi et Elseifi [2006] ont étudié l'effet du taux d'armature transversal sur la formation et l'espacement des fissures transversales. Ils sont parvenus à la conclusion que les paramètres tels que la concentration de contraintes de compression uniformes longitudinales sur la surface de la chaussée ainsi que la concentration de contrainte de traction au droit de l'armature transversale pourraient contribuer à l'initiation des fissures transversales dans les dalles en BAC. Ils ont aussi démontré une corrélation entre l'espacement des fissures transversales et l'espacement des armatures transversales.

2.2.4 Dégradations par *punchout*

La dégradation des chaussées rigides est le résultat de la combinaison de deux types d'effets à savoir les effets dus aux charges de trafic (plus particulièrement le trafic lourd) et ceux dus aux variations climatiques. Les contraintes thermiques qui apparaissent dans le béton dépendent des propriétés thermiques du béton (hydratation et coefficient d'expansion

thermique), de la cure du béton, des conditions environnementales (température ambiante et radiations solaires), des dimensions et de la géométrie de la structure. Les dégradations dans les chaussées rigides peuvent être de type structural ou superficiel. Dans le cas des dalles en BAC, le *punchout* constitue la principale dégradation structurale. Le *punchout* est causé par des contraintes de fatigues à la surface de la chaussée entre deux fissures transversales très rapprochées créant ainsi une fissure longitudinale courte [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008].

Jung *et al.* [2012] ont proposé un modèle amélioré de prédiction de *punchout* pour le dimensionnement mécaniste-empirique des dalles en BAC. Ils ont distingué deux types de *punchout* à savoir les *punchout* à profondeur complète et partielle (figure 2.6). L'érosion de la fondation est liée au développement du *punchout* à profondeur complète et se produit à la suite d'apparition de contraintes de cisaillement horizontal sur la fondation, en raison de la déflexion de la dalle sous charges répétées et aboutissant à des contraintes de cisaillement vertical à l'interface de la fissure.

Le *punchout* à profondeur partielle résulte de la délamination (ou fissuration horizontale) au niveau de l'armature d'acier pendant la phase de durcissement du béton, possiblement en raison de l'adhérence élevée entre la dalle en BAC et la fondation en plus du confinement créé par l'armature d'acier. Ainsi, en raison de la délamination horizontale, la dalle de béton est séparée en deux couches qui sont retenues uniquement par la friction entre ces dernières.

Les moyens les plus efficaces pour contrôler le *punchout* dans les dalles en BAC comprennent la réduction de l'ouverture des fissures (augmentation du taux d'armature longitudinal), le positionnement des barres dans la moitié supérieure de la dalle, l'utilisation de béton à faible coefficient de dilatation thermique, l'augmentation de l'épaisseur de la dalle, la construction d'accotements en béton liés à la dalle par des tirants, l'utilisation d'une fondation stabilisée, la réduction du retroussement de la dalle après la mise en place du béton et l'augmentation de la résistance du béton [ARA, Inc, ERES Consultants, 2004].

Le manuel de conception de l'AASHTO 2008 [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008] recommande un maximum de 6 *punchout*/km pour les routes inter états, 9 *punchout*/km pour les autoroutes principales et 12 *punchout*/km pour les autoroutes secondaires [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008; ARA, Inc, ERES Consultants, 2004]. L'ACPA (*The American Concrete Pavement Association*) quant à lui recommande un maximum de 6 *punchout*/km pour un débit journalier moyen supérieur à 10 000 véhicules/jour, 15 *punchout*/km pour un débit

journalier moyen compris entre 3000 et 10 000 véhicules/jour, et 24 *punchout*/km pour un débit journalier inférieur à 3000 véhicules/jour [American Concrete Pavement Association, 1997].

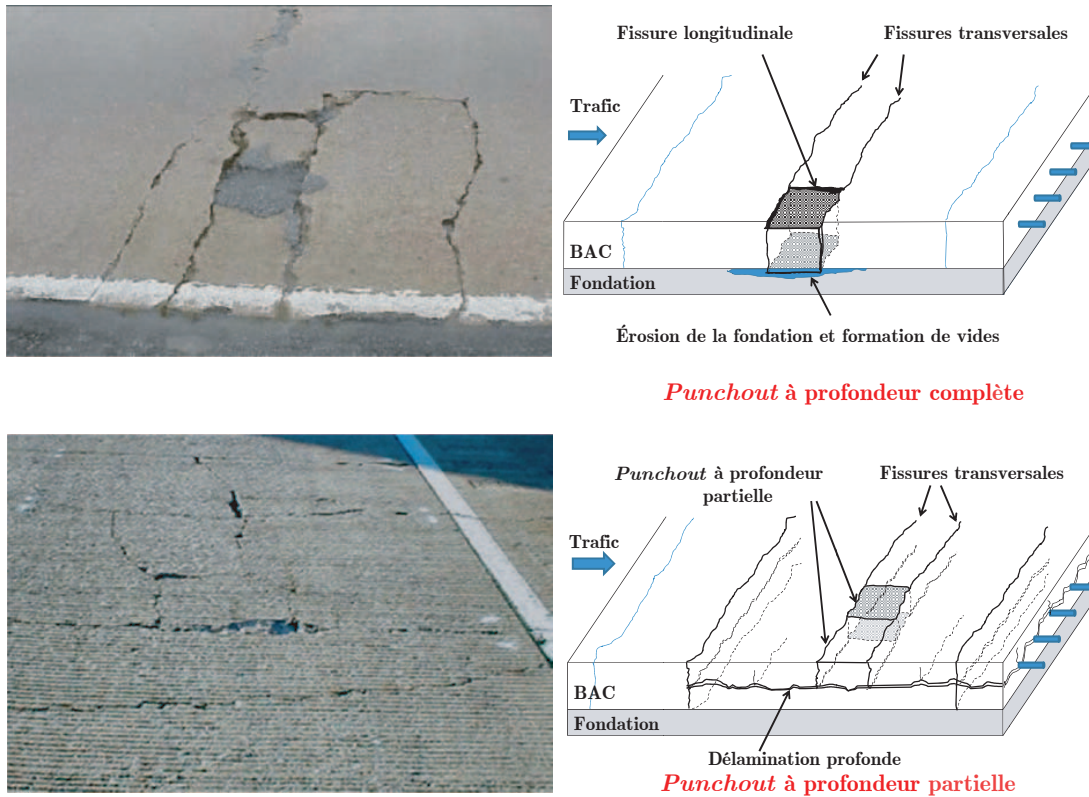


Figure 2.6 Exemples de *punchout* dans les dalles en béton armé continu, (adapté de [Jung *et al.*, 2012])

2.2.5 Méthodes de dimensionnement

Les méthodes de dimensionnement des dalles en béton armé continu les plus couramment utilisées sont la méthode AASHTO-86/93 *Guide for design of Pavement Structures* et la méthode mécaniste-empirique AASHTO 2008 [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008].

La méthode AASHTO-86/93

La méthode AASHTO-86/93 *Guide procedure for CRCP* utilise les mêmes considérations pour les dalles en béton armé goujonnées. La procédure de conception est basée sur une plage désirée d'espacement et d'ouverture maximale de fissures, de contraintes maximales dans les barres d'armature en acier. Cette méthode ne considère malheureusement pas le

phénomène de *punchout* qui est pourtant une des causes de dégradations les plus fréquentes des dalles en béton armé continu. En comparaison avec les dalles armées goujonnées, l'épaisseur des dalles en béton armé continu est légèrement réduite dans des conditions de chargement et climatiques similaires. En effet, dans la dalle en béton armé continu, les armatures maintiennent les fissures fermées. Ainsi, le coefficient de transfert de charge est surestimé, ce qui conduit à sous-estimer l'épaisseur de la dalle. Il est démontré qu'un taux d'armature d'acier variant entre 0,6 % et 0,85 % permet d'avoir des largeurs de fissures adéquates [Rasmussen *et al.*, 2011].

Le dimensionnement d'une dalle en BAC d'acier selon la norme AASHTO 1993 est basé sur les critères suivants :

- Limitation de l'espacement des fissures entre 1,1 m et 2,4 m pour réduire le risque de *punchout*,
- Limitation de la largeur des fissures à 1 mm pour réduire le risque de pénétration d'eau ou l'épaufrure de la dalle.
- Limitation des contraintes dans les barres d'acier à 75 % de la limite élastique pour éviter des dommages dans les barres d'armature.

Le respect de ces trois critères permet de sélectionner adéquatement le pourcentage d'acier longitudinal nécessaire à l'aide de monographies fournies à la section 3.4.2 du guide de design de l'AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993]. L'épaisseur de la dalle est déterminée dans un premier temps puis dans un second temps, le calcul des armatures est fait.

Taux d'armature longitudinale en fonction de l'espacement des fissures : Huang [2003] a fourni des équations de dimensionnement basées sur la méthode AASHTO 1993 pour déterminer le taux d'armature longitudinale (P) en fonction de l'espacement des fissures.

$$P = \frac{1,062 \left(1 + \frac{f_t}{6894}\right)^{1,457} \left(1 + \frac{\alpha_s}{2\alpha_c}\right)^{0,25} (1 + 0,04\varphi)^{0,476}}{1,294\bar{X}^{0,217} \left(1 + \frac{\sigma_w}{6894}\right)^{1,13} (1 + 1000Z)^{0,389}} - 1 \quad (2.14)$$

Avec f_t la résistance à l'écrasement radial du béton en kPa, déterminée par application d'une contrainte radiale, α_s/α_c est le ratio entre les coefficients d'expansion thermiques de l'acier et du béton respectivement, φ est le diamètre de la barre d'acier en mm, X est l'espacement des fissures en m, σ_w est la contrainte due aux charges du trafic en kPa et Z

est le retrait du béton en mm/mm à 28 jours de murissement. L'équation doit être résolue à la fois pour l'espacement minimal (1,1 m) et maximal (2,4 m) des fissures en vue de déterminer le taux maximal et minimal d'armature d'acier.

Taux d'armature longitudinale en fonction de la largeur des fissures : Huang [2003] a également fourni des équations de dimensionnement basées sur la méthode AASHTO 1993 pour déterminer le taux d'armature longitudinale (P) en fonction de la largeur des fissures.

$$P = \frac{0,358 \left(1 + \frac{f_t}{6894}\right)^{1,435} (1 + 0,04\varphi)^{0,484}}{(0,04 \times CW)^{0,220} \left(1 + \frac{\sigma_w}{6894}\right)^{1,13}} - 1 \quad (2.15)$$

Avec CW , l'ouverture maximale des fissures et les autres variables sont définies au paragraphe précédent. Étant donné que la largeur des fissures est limitée à 1 mm, nous obtenons l'équation suivante :

$$P = \frac{0,727 \left(1 + \frac{f_t}{6894}\right)^{1,435} (1 + 0,04\varphi)^{0,484}}{\left(1 + \frac{\sigma_w}{6894}\right)^{1,13}} - 1 \quad (2.16)$$

Taux d'armature longitudinale en fonction de la contrainte dans les barres d'acier : En considérant la contrainte dans les barres d'acier, Huang [2003] a fourni une équation de dimensionnement basée sur la méthode AASHTO 1993 pour déterminer le taux d'armature longitudinale (P).

$$P = \frac{50,834 \left(1 + \frac{DT_D \times 1,8 + 32}{100}\right)^{0,155} \left(1 + \frac{f_t}{6894}\right)^{1,493}}{(145\sigma_s)^{0,365} \left(1 + \frac{\sigma_w}{6894}\right) (1 + 1000Z)^{0,180}} - 1 \quad (2.17)$$

Avec DT_D la différence entre la moyenne de la température après le bétonnage de la dalle et la moyenne journalière des températures minimales hivernales en °C, σ_s est la contrainte de calcul de l'acier en MPa et les autres variables sont définies aux paragraphes précédents.

Taux d'armature transversale : En ce qui concerne le taux d'armature transversale, le guide de conception de l'AASHTO 93 ne fait pas de recommandation particulière. Huang [2003] a proposé une équation basée sur la température de la barre d'acier pour calculer

la section d'armature transversale (A_s).

$$A_s = \frac{\gamma_c D L' f_a}{2 f_s} \quad (2.18)$$

Avec γ_c le poids volumique du béton en N/mm^3 , D est l'épaisseur de la dalle en mm, L' est la distance du joint longitudinal au bord libre de la dalle en m, f_a est le coefficient de frottement moyen entre la dalle et la fondation de la chaussée et f_s est la contrainte de calcul des barres d'acier en MPa.

La méthode mécaniste-empirique AASHTO 2008

La méthode AASHTO 2008 est une méthode mécaniste-empirique. Elle est basée sur la détermination des propriétés mécaniques des matériaux formant la chaussée, l'analyse des contraintes et des déformations, les effets du climat et du trafic. La méthode mécaniste-empirique considère les effets de tous les matériaux et épaisseurs de couche dans le dimensionnement de la chaussée [Roesler *et al.*, 2016]. Les critères de performance selon le guide de conception de l'AASHTO 2008 pour les dalles en béton armé continu sont l'espacement et l'ouverture de fissures, l'efficacité du transfert de charge (*Load Transfer Efficiency*, LTE) au droit des fissures, le *punchout* et l'indice de rugosité international (IRI) [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008].

Le nombre maximum de *punchout* par kilomètre selon le manuel de conception de l'AASHTO 2008 est présenté à la section 2.2.4. Le manuel de conception de l'AASHTO 2008 recommande également un maximum d'IRI à 2,7 m/km pour les routes inter états, 3,2 m/km pour les autoroutes principales et 4m/km pour les autoroutes secondaires [American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008]. L'ACPA (*The American Concrete Pavement Association*) quant à lui recommande un maximum d'IRI de 2,5 m/km pour un débit journalier moyen supérieur à 10 000 véhicules/jour, 3 m/km pour un débit journalier moyen compris entre 3000 et 10 000 véhicules/jour, et 3,5 m/km pour un débit journalier inférieur à 3000 véhicules/jour [American Concrete Pavement Association, 1997].

2.3 Généralités sur les matériaux composites de polymères renforcés de fibres

2.3.1 Introduction

Les matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) sont utilisés depuis plusieurs années dans beaucoup de domaines dont l'aéronautique, l'aérospatial et l'automobile. Toutefois, l'application des matériaux de PRF dans le domaine de génie civil a réellement débuté dans les années 70. Ces applications sont rendues possibles grâce aux propriétés exceptionnelles de ces matériaux. Il s'agit entre autres de leur rigidité et résistance à la traction qui sont élevées par rapport à leur poids ainsi que leur résistance à la corrosion. Actuellement, il existe beaucoup d'applications dans les ouvrages civils utilisant les matériaux en PRF [Singh, 2014].

Les matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) sont utilisés dans des applications de génie civil essentiellement sous la forme d'éléments de traction (bandes, feuilles, barres ou câbles) et sous la forme d'éléments de flexion (profilés, panneaux de dalles cellulaires ou sandwich) [Keller, 2002]. L'utilisation de barres d'armature de PRF pour le renforcement interne consiste à remplacer partiellement ou totalement les barres d'armature ou les treillis en acier par des barres de PRF. Des tendons de PRF sont également utilisés dans les ouvrages en béton armé précontraint. Les matériaux de PRF sont constitués d'une matrice et de fibres. Les fibres ont une résistance supérieure aux matrices (figure 2.7).

Au Canada, les travaux du centre d'excellence ISIS Canada d'une part, de la chaire industrielle CRSNG sur les matériaux composites novateurs de PRF et de la chaire du Canada en matériaux composites d'avant garde pour les structures de génie civil d'autre part ont contribué à la croissance des applications des matériaux de PRF en génie civil. Au Québec plus particulièrement, plusieurs projets de recherches ont été réalisés entre le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET) et l'Université de Sherbrooke. Les applications concernent en grande partie des ponts et des autoroutes ([Ahmed *et al.*, 2014; Ahmed et Benmokrane, 2011; Ahmed *et al.*, 2013; Benmokrane *et al.*, 2004, 2007; Bouguerra *et al.*, 2011; El-Gamal *et al.*, 2005, 2007; El-Ragaby *et al.*, 2007a,b; El-Salakawy et Benmokrane, 2003; El-Salakawy *et al.*, 2003a, 2005, 2003b, 2004]).

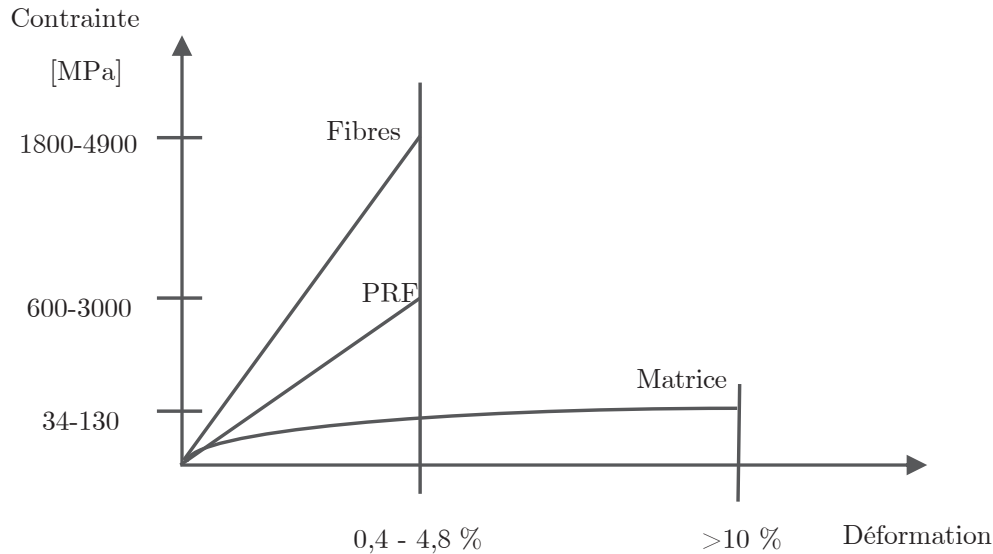


Figure 2.7 Courbe contrainte-déformation des PRF, des fibres et de la matrice, (adapté de Rizkalla [2001])

2.3.2 Barres de polymères renforcés de fibres

Les barres en PRF sont obtenues par union de plusieurs fibres et d'une résine. Les fibres assurent la fonction de renfort du produit final obtenu. La résistance du PRF est donc étroitement liée au type de fibre et à son pourcentage. La matrice protège, et assure le transfert des efforts aux fibres en les maintenant par la même occasion. Le type de résine définit le mécanisme de rupture de la barre. Le tableau 2.1 compare les propriétés en traction de barres d'acier avec des barres de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV), de fibres de carbone (PRFC) et de fibres d'aramide (PRFA).

Tableau 2.1 Résistances en traction de barres d'armature, (adapté de ACI Committee 440 [2015])

Propriétés	Acier	PRFV	PRFC	PRFA
Limite élastique (MPa)	276 - 517	-	-	-
Résistance en traction (MPa)	483 - 1600	483 - 690	600 - 3690	1720 - 2540
Module d'élasticité (GPa)	200	35 - 51	120 - 580	41 - 125
Déf. limite élastique (%)	0,14 - 0,25	-	-	-
Déf. à la rupture (%)	6 - 12	1,2 - 3,1	0,5 - 1,7	1,9 - 4,4

Déf. = Déformation. Taux de renfort des PRF : 0,5 - 0,7.

Les barres de PRF sont obtenues par plusieurs techniques telles que la pultrusion, le tressage et l'enroulement filamentaire. La pultrusion est la méthode la plus utilisée pour la fabrication des barres de PRF. La pultrusion est un procédé de moulage en continu qui combine un renfort fibreux et une résine thermodurcissable (figure 2.8).

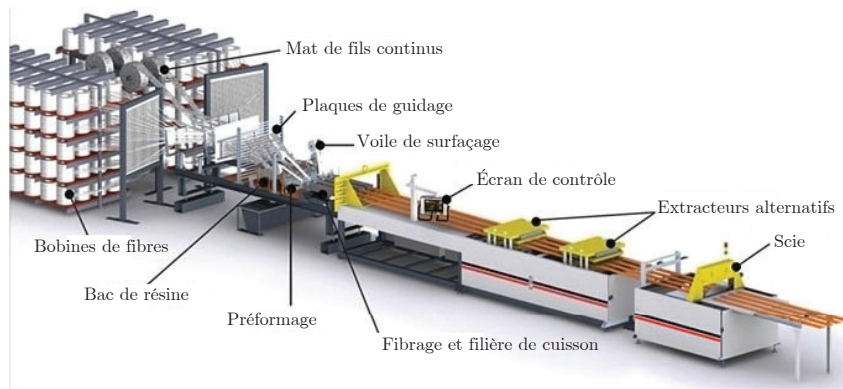


Figure 2.8 Procédé de fabrication par pultrusion, (adapté de [Goncalves et Margarido, 2015])

Ce procédé est idéal pour la fabrication en continu de pièces en matériaux composites qui ont un profil de section transversale constante, telles que les barres d'armature.

Les fibres sont tirées à travers un bain de résine thermodurcissable liquide. Les fibres imprégnées de résine sont d'abord guidées à travers une filière métallique qui définit la taille de la barre finale et ensuite, entrent dans un four de cuisson à température contrôlée. La chaleur permet l'activation du durcissement de la résine. La barre solide sort du four à la taille exacte voulue et est continuellement tirée puis coupée à la longueur désirée. La durée du processus varie en fonction de la taille de la barre finale et du type de machine utilisée. Généralement, la vitesse de production est de l'ordre de 2 m par minute [Barbero, 2010].

2.3.3 Fibres

Les fibres les plus utilisées sont la fibre de verre, de carbone, d'aramide et de basalte. La fibre de basalte est la plus récente sur le marché et pourrait être une alternative à la fibre de verre.

Fibre de verre : la fibre de verre est obtenue à partir du sable siliceux. Les types de fibres de verre couramment utilisés sont : le type E (électrique), le type S (résistance), le type AR (résistance aux alcalis). Les fibres de type E présentent des propriétés d'isolation

électrique très élevées, une faible sensibilité à l'humidité et des propriétés mécaniques élevées. Les fibres de type S sont plus coûteuses, mais ont un module et une résistance à la traction élevés. Les fibres de type AR sont par contre résistantes aux attaques alcalines. La fibre de verre offre un rapport coût/résistance supérieur aux autres fibres, ce qui fait qu'elle est plus utilisée dans les applications de génie civil.

Fibre de carbone : La fibre de carbone est obtenue selon plusieurs procédés. Les fibres de carbones pour les applications de génie civil sont obtenues à partir du polyacrylonitrile (PAN). Ce type de fibre présente une grande résistance à la traction et un module élevé.

Fibre d'aramide : la fibre d'aramide est une fibre organique polyamide aromatique. Les types de fibres d'aramide disponibles sont le kevlar, le twaron et le technora.

La fibre de basalte : la fibre de basalte est légèrement plus résistante et plus rigide que la fibre de verre de type E. Elle a également une empreinte environnementale faible. Elle est non toxique, non corrosive et non magnétique [Nanni *et al.*, 2014]. Elle a une stabilité à haute température et des propriétés isolantes [Mingchao *et al.*, 2008; Sim *et al.*, 2005]. La fibre de basalte est fabriquée avec la même technologie que la fibre de verre. Néanmoins, son processus de fabrication est moins énergivore que la fibre de verre [Nanni *et al.*, 2014]. De nombreux projets de recherche sont en cours dans de nombreuses universités du monde pour étudier la possibilité d'utiliser la fibre de basalte dans les barres d'armature.

2.3.4 Les résines

Les résines ont pour principal rôle de lier et de maintenir les fibres en position, de permettre le transfert et la redistribution des charges entre les fibres, de protéger les fibres contre l'environnement [Benmokrane, 2015]. Il existe des résines thermoplastiques et des résines thermodurcissables. Les résines communément utilisées sont généralement les résines thermodurcissables. Dans leur forme initiale, les résines thermodurcissables sont généralement liquides ou solides avec un point de fusion faible et elles sont durcies avec un catalyseur et de la chaleur, ou une combinaison des deux. Contrairement aux résines thermoplastiques, une fois durcies, les résines thermodurcissables ne peuvent pas être remodelées ou converties à leur forme liquide initiale. Les résines thermodurcissables les plus couramment utilisées dans l'industrie des composites sont des résines époxy, des polyesters et des esters vinyliques. Les additifs et les fillers peuvent être mélangés avec la résine pour améliorer

les performances, et réduire les coûts du matériau composite obtenu. Seules les résines thermodurcissables sont acceptées par les codes et guides de calcul en usage.

2.4 Barres de PRFV dans les dalles en BAC

En raison de leur résistance à la corrosion et de leur grande résistance en traction, les barres de polymères renforcés de fibres (PRF) sont souvent utilisées dans les dalles en béton d'une part comme goujons et d'autre part comme armature longitudinale ou transversale.

L'utilisation des barres de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) comme armatures longitudinales ou transversales dans les dalles en béton armé continu au Québec remonte à 2006. Cette période coïncide avec la normalisation de la dalle en BAC au Québec [Thébeau *et al.*, 2014].

Benmokrane *et al.* [2008b]; Claude *et al.* [2013]; Eisa *et al.* [2006, 2007]; Thébeau et Davidson [2006]; Thébeau *et al.* [2008, 2010] ont étudié le comportement de sections de dalle en béton armé continu (BAC) comportant des barres d'armature de PRFV. Le projet comprenait l'instrumentation et la construction de dix-huit (18) sections complètes de BAC sur l'autoroute 40 à Montréal. Les paramètres étudiés sont le taux d'armature longitudinale et transversale, le nombre de lits d'armatures et l'épaisseur de la dalle de béton. Le taux d'armature longitudinale de PRFV variait de 0,77% à 1,57%. Pour la section d'acier témoin, le taux d'armature était de 0,77%. Les résultats ont montré qu'après 6 ans de service de la chaussée, le comportement général des dalles de BAC de PRFV était satisfaisant [Claude *et al.*, 2013]. La variation des conditions climatiques affecte considérablement le comportement à la fissuration ainsi que les déformations dans le béton et les barres d'armatures. Des dégradations par *punchout* ont été observées dans la chaussée. De plus, la largeur moyenne des fissures dans les dalles en BAC de PRFV se situe à l'intérieur de la limite de design AASHTO [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993] qui est de 1,0 mm.

Chen et Choi [2002] ont étudié le comportement des dalles en béton armé continu avec des barres de PRFV. Dans cette étude, l'influence de l'utilisation des barres de PRFV sur le développement des contraintes dans les dalles en béton armé continu (BAC) a été analysée. Un modèle analytique a été développé pour simuler le retrait et la distribution des contraintes thermiques dans le béton due au confinement engendré par les barres de PRFV. Ces contraintes ont été ensuite comparées aux contraintes induites par les barres d'acier. Les résultats ont montré que les contraintes dans la section de PRFV sont réduites en raison de la rigidité des barres de PRFV qui est inférieure à celle de l'acier. De plus,

un modèle analytique a été utilisé pour estimer les déformations dans le béton dues aux changements volumétriques.

Choi et Chen [2005] ont également étudié le comportement des dalles en béton continu de PRFV comparé au comportement des dalles de BAC d'acier. Comme dans leur précédente étude, ils ont constaté que le module de Young relativement bas des barres de PRFV (par rapport à l'acier) était à l'origine de la diminution de contraintes dans la section de béton. Ils ont aussi réalisé une étude par éléments finis d'une section de dalle de PRFV pour analyser l'influence des paramètres tels que le coefficient de dilatation thermique du béton, la friction entre la fondation et la dalle, l'adhérence entre les barres et le béton sur le développement de contrainte et l'ouverture de fissures de la section de BAC. Les résultats ont montré qu'un faible coefficient de dilatation thermique du béton était à l'origine de la réduction des contraintes dans le béton. De même, une friction élevée induisait une contrainte plus élevée à la base et donc des initiations de fissures à l'interface fondation-dalle.

Walton et Bradberry [2005] ont étudié la possibilité d'utiliser des barres de PRFV dans une dalle en béton armé continu (BAC). Les résultats de l'étude analytique ont montré que les performances de la dalle en BAC de PRFV étaient similaires à celles des dalles en BAC d'acier si un taux d'armature adéquat était utilisé. Aussi, si le taux d'armature n'est pas suffisant, les fissures présentent de larges ouvertures, tandis que si le taux d'armature est très élevé, les fissures sont très rapprochées, augmentant ainsi les possibilités de dégradations par *punchout*.

Choi et Chen [2015] ont étudié la conception de dalles en BAC de PRFV et l'influence des propriétés des matériaux sur le comportement de ces dernières. Ils ont remarqué que l'ouverture et l'espacement moyen des fissures des sections de dalle en BAC de PRFV sont supérieurs à ceux des dalles en BAC d'acier. Ils sont arrivés à la conclusion que le retrait et les propriétés thermiques du béton constituent les paramètres qui influencent le plus le comportement des dalles en BAC de PRFV. D'autre part, le coefficient de dilatation thermique des barres de PRFV semble avoir moins d'influence sur la performance des dalles en BAC de PRFV. Ce qui signifie que pour atteindre une bonne performance des dalles en BAC de PRFV, une attention accrue devrait être accordée au contrôle du béton pendant sa conception et sa construction.

Aux États-Unis, l'idée d'application des barres de PRFV dans une dalle en BAC a été proposée en 1999 par des chercheurs de l'Université de Virginie-Occidentale [Choi et Chen, 2015]. Les recherches au Canada ainsi qu'aux États-Unis sur l'utilisation des barres PRFV

dans les dalles de béton ([Benmokrane *et al.*, 2008b; Chen et Choi, 2002; Choi et Chen, 2003, 2005; Eisa *et al.*, 2006; Walton et Bradberry, 2005]) ont permis la conception d'une section expérimentale sur la Route 9 à Martinsburg (Virginie-Occidentale) en 2007 [Chen *et al.*, 2008]. Le département des transports de la Virginie-Occidentale en collaboration avec les chercheurs de l'Université de Virginie-Occidentale a construit deux sections de dalle en BAC de PRFV et d'acier de 305 m de long chacune sur la Route 9. Des barres #7 de PRFV et #6 d'acier espacées de 15,24 cm ont été utilisées dans ce projet. Les résultats dès les premiers jours des essais ont montré l'absence de fissures longitudinales dans les deux types de sections. Ils ont aussi remarqué que l'espacement des fissures dans la section de PRFV était supérieur à celle de la section d'acier. Quant à la largeur des fissures, les chercheurs ont observé des résultats mitigés. Les ouvertures de fissures sont restées inchangées ou même sont devenues plus petites au cours de la deuxième journée, puis ont commencé à augmenter. Les fissures apparues le premier jour avaient généralement des ouvertures plus grandes, tandis que les fissures supplémentaires trouvées à des âges plus avancés avaient des ouvertures plus petites.

2.5 Résumé

Ce chapitre a présenté les dalles en béton armé continu (BAC) ainsi que leurs méthodes de dimensionnement. La dalle en BAC est caractérisée par la présence d'armatures continues dans la dalle et par l'absence de joints transversaux autre que les joints de fin de coulée. Les facteurs qui influencent le comportement des dalles en béton armé continu sont l'espacement et l'ouverture des fissures, l'engrenure des granulats, la résistance au frottement entre la couche de fondation et la dalle (confinement), les caractéristiques du béton et des barres d'armature, le type de fondation de la chaussée, l'épaisseur de la dalle ainsi que les charges de trafic. Le chapitre a également présenté brièvement les matériaux composites de polymères renforcés de fibres ainsi que leurs applications dans les dalles en BAC. Plusieurs projets ont été réalisés au Québec et aux États-Unis d'Amérique impliquant l'utilisation des barres de PRFV dans les dalles en BAC.

CHAPITRE 3

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce chapitre présente de façon détaillée le programme expérimental utilisé dans le cadre du projet. Le projet de recherche consiste à étudier le comportement d'une section d'essais de dalle en béton armé continu (BAC) avec des armatures de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). Le programme expérimental est composé de trois (3) étapes distinctes. La première étape est celle de l'instrumentation, du bétonnage sur le terrain et du suivi de performance de la section d'essais. Le suivi de performance comprend les relevés cartographiques de dégradations de la chaussée ainsi que le transfert des données du coffret d'instrumentation. Les deuxième et troisième étapes sont constituées du suivi régulier de la performance de la section d'essais ainsi que du traitement des données recueillies. Le traitement des données comprend entre autres l'analyse des résultats de déformations et de la température de la chaussée.

3.1 Description de la section d'essais de chaussée en BAC

L'autoroute 40 Ouest (Montréal) est constituée de trois (3) voies de 3,7 m de large chacune. La dalle de chaussée a une épaisseur de 315 mm. La section d'essais est constituée d'une dalle en béton armé continu de 300 m de long. À cela s'ajoute une section témoin armée d'armatures en acier. Les sections de la dalle témoin varient de 0 à 94 m tandis que les sections de la dalle armée de PRFV varient de 94 m à 400 m.

3.2 Instrumentation des barres en PRFV

Au total, six (6) barres d'armature longitudinale de diamètre 25,4 mm (#8) de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) ont été instrumentées. Chaque barre d'armature comporte cinq (5) jauges de déformation à fibre optique FOS, à l'exception de la barre #3 qui n'en comporte que quatre (4). Les jauges de déformation sont de type Fabry-Pérot et permettent de mesurer l'expansion ou la contraction des barres de PRFV causées par les sollicitations thermiques et de trafic. La figure A.1 de l'annexe A présente l'emplacement des jauges de déformation dans les barres. Les coordonnées d'implantation ainsi que les

caractéristiques des jauges de déformation sont présentées respectivement aux annexes A.2 et A.3. La figure 3.1 présente l'instrumentation des barres de PRFV.

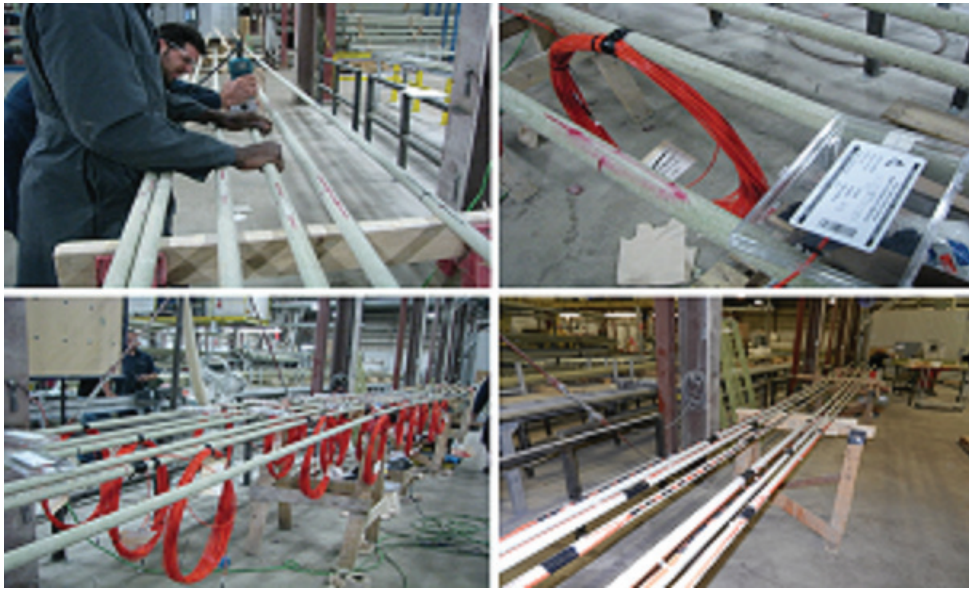


Figure 3.1 Instrumentation des barres d'armature en PRFV

3.3 Instrumentation de la dalle

3.3.1 Jauges de déformation à noyer dans le béton

Une fois les six (6) barres d'armature instrumentées, elles ont été mises en place sur le chantier de l'autoroute 40 conformément aux recommandations de l'ingénieur en charge du projet. Quatre (4) jauges de déformation à noyer dans le béton (DB-C1, DB-C2, DB-C3 et DB-C4) ont été installées dans la dalle de béton à différentes hauteurs de l'épaisseur de la dalle (figure 3.2). L'annexe A.3 présente les caractéristiques des jauges de déformation.

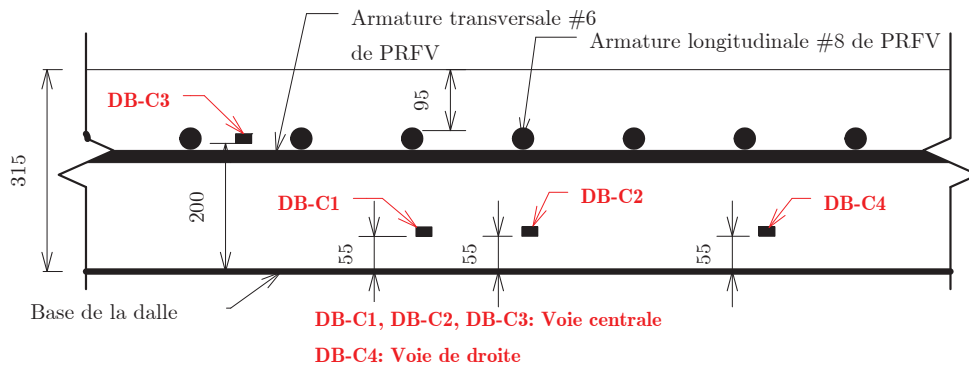


Figure 3.2 Emplacement des jauges de déformation à noyer dans le béton

3.3.2 Capteurs de température à fibre optique

Trois (3) capteurs de température à fibre optique (TB-C1, TB-C2 et TB-C3) ont été également installés à différentes hauteurs de la dalle (figure 3.3). Les figures 3.4 à 3.7 présentent l'instrumentation de la dalle.

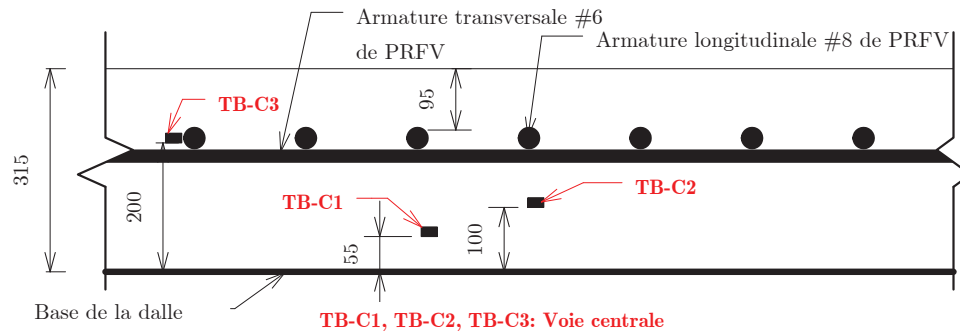


Figure 3.3 Emplacement des capteurs de température



Figure 3.4 Chantier de l'autoroute 40 à Montréal



Figure 3.5 Installation des barres d'armature en PRFV



Figure 3.6 Installation des six barres d'armature en PRFV instrumentées

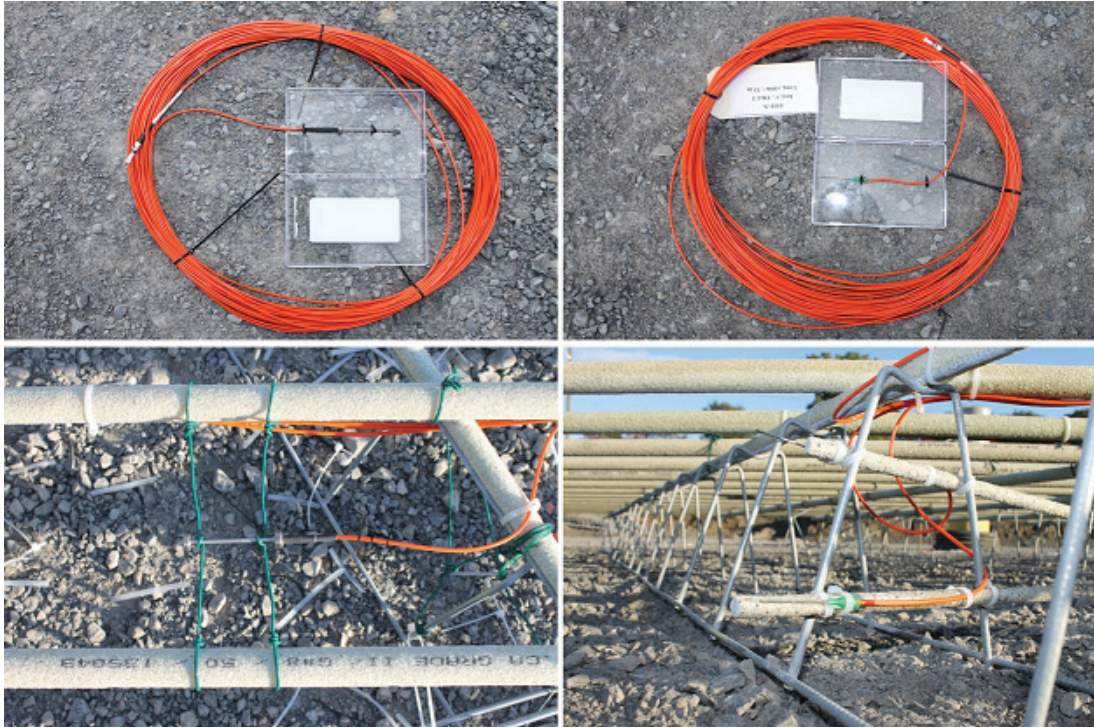


Figure 3.7 a) Jauge de déformation à noyer dans le béton. b) Capteur de température à fibre optique

3.3.3 Système d'acquisition de données

Le système d'acquisition de données est constitué de deux enregistreurs de données multivoies (figure 3.8). Ce système permet la lecture et l'acquisition des données et il est entièrement compatible avec les capteurs à fibre optique Fabry-Pérot. Trente-deux (32) capteurs à fibres ont été connectés au système d'acquisition de données du bas, tandis que quatre (4) capteurs à fibre optique ont été connectés au système du haut, soit donc un total de trente-six (36) capteurs à fibre optique pour l'ensemble du système. Le temps de balayage des canaux de lecture par l'enregistreur de données multivoies est de 150 ms. Ce qui implique donc que les lectures de déformations et de température ne sont pas instantanées et sont par conséquent faites à un intervalle de 150 ms.

Lors de la mise en marche du système d'acquisition de données le 25 septembre 2013, les trente-six (36) capteurs à fibre optique étaient fonctionnels. Cependant, le 3 octobre 2013 le système d'acquisition de données du haut a cessé de fonctionner, rendant ainsi inopérables quatre (4) capteurs à fibre optique (trois (3) jauges de déformation implantées dans les barres de PRFV et une (1) jauge déformation à noyer dans le béton).



Figure 3.8 Installation du coffret d'instrumentation

3.4 Construction de la section de la chaussée en BAC

3.4.1 Assise de la chaussée

La chaussée rigide de béton repose sur une fondation en matériau granulaire densifié MG-20 d'épaisseur 165 mm (figure 3.9), et sur une sous-fondation également en matériau granulaire densifié MG-112 ou MR, d'épaisseur 750 mm.



Figure 3.9 Assise de la dalle de chaussée en béton armé continu

3.4.2 Armatures en PRFV

Les barres d'armature longitudinale et transversale de la section expérimentale de l'auto-route 40 sont composées d'un polymère renforcé de fibres de verre avec une matrice de vinylester. Les barres d'armature transversale forment un angle de 30 degrés par rapport aux barres d'armature longitudinale. Les armatures de type PRF V-RODTM de l'entreprise Pultrall Inc. de Thetford Mines ont été utilisées dans le cadre de ce projet de recherche. L'épaisseur de recouvrement des d'armatures longitudinales en PRFV est de 95 mm \pm 10 mm. Le taux d'armature retenu pour la section d'essais de PRFV est de 0,93%. Les propriétés mécaniques des barres de PRFV sont présentées au tableau 3.1.

Tableau 3.1 Propriétés mécaniques des barres de PRFV

Grosueur de barre	Diamètre (mm)	Section mm ²	Module de Young (GPa)	Résistance en traction (MPa)
#6	19,1	285,0	52,5 \pm 2,5	1110
#8	25,4	506,7	52,5 \pm 2,5	800

Source : Pultrall Inc

3.4.3 Armatures en acier

Les barres d'armature longitudinale (20M) et transversale (15M) sont en acier galvanisé de nuance 400R pour la section témoin de la dalle en béton armé continu. Elles sont conformes aux exigences de la norme 5101 du Tome VII des normes du MTMDET. Les barres d'armature transversale forment un angle de 30 degrés par rapport aux barres d'armature longitudinale. Le taux d'acier galvanisé est de 0,73%.

3.4.4 Béton

Pour le revêtement en béton armé continu (BAC), un béton de type IIIA conforme aux exigences de la norme 3101 du Tome VII des normes du MTMDET a été utilisé. Pour les dalles courtes goujonnées (DCG), conformément au cahier des charges et devis généraux (CCDG), un béton de type IIIA ou IIIB conforme aux exigences de la norme 3101 du Tome VII des normes du MTMDET a été utilisé.

3.4.5 Bétonnage de la dalle en BAC

Le bétonnage de la section d'essais a été réalisé dans la nuit du 25 au 26 septembre 2013. La dalle en béton armé continu comprend trois (3) voies et deux (2) accotements. Suivant la direction ouest, les dalles de droite et de centre ont été bétonnées ensemble. La troisième dalle ainsi que les accotements ont été bétonnés peu après. Une fois la finition du béton achevée, les joints de retrait longitudinaux ont été repérés manuellement aux 5 m, afin de positionner les traits de scie vis-à-vis de la ligne de contact entre deux dalles coulées en même temps. La figure 3.10 présente le bétonnage de la dalle et la figure 3.11 présente la dalle en BAC une fois bétonnée.



Figure 3.10 Bétonnage de la section de la dalle d'essais



Figure 3.11 Section d'essais bétonnée

3.5 Démolition et réparation de la section de chaussée endommagée

Quelques jours après le bétonnage de la troisième voie de la chaussée, une partie de la chaussée a été endommagée par le passage d'un camion de chantier. Cet incident est survenu alors que le béton n'était pas encore complètement durci. La figure 3.12 illustre l'endommagement de la dalle de béton. La réparation de la partie endommagée a été réalisée conformément au dessin normalisé 028 du Tome II des normes du MTMDET [Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports, 2016]. Le dessin normalisé est présenté à l'annexe A.4. La dalle a été sciée sur toute sa profondeur dans la zone dégradée, puis à une distance minimale de 700 mm au-delà de la zone dégradée (figure 3.13). Les armatures de remplacement ont été mises en place dans la zone dégradée avec un recouvrement minimal de 650 mm. La zone dégradée a été ensuite bétonnée à l'aide d'un béton type IV.



Figure 3.12 Partie gauche de la chaussée endommagée



Figure 3.13 Zone endommagée sciée

3.6 Réparation des capteurs à fibres optiques

Durant les travaux aux alentours de l'emplacement du boîtier d'instrumentation en juin 2014, le réseau de fibres optiques a été endommagé. Onze (11) capteurs à fibre optique sur les trente-deux (32) fonctionnels ont été brisés pendant l'incident (figure 3.14). Des réparations ont été alors entreprises les mois suivant l'incident pour souder les fibres optiques brisées. Le boîtier d'instrumentation a été déplacé puis une boîte de jonction a été installée non loin de ce dernier (figure 3.15). Ensuite, les fibres optiques brisées qui ne sont pas enterrées ont été soudées (figure 3.16). Au total, quinze (15) capteurs à fibre optique dont une jauge de déformation à noyer dans le béton et quatorze (14) jauges de déformations implantées sur les barres de PRFV sont actuellement fonctionnels. Les jauges de déformation des barres instrumentées de la voie de gauche direction ouest de la chaussée, et les capteurs de température à fibre optique ne fonctionnent plus. La figure A.2 de l'annexe A présente les jauges de déformation fonctionnelles à ce jour.



Figure 3.14 Endommagement des capteurs à fibres optiques



Figure 3.15 Déplacement du boîtier d'instrumentation et boîte de jonction



Figure 3.16 Soudure des fibres optiques brisées

3.7 Résumé

Ce chapitre a présenté le programme expérimental du projet de recherche. Au total, six (6) barres de PRFV ont été instrumentées à l'aide de vingt-neuf (29) jauges de déformation. La section d'essais comprend quant à elle trois (3) thermocouples et quatre (4) jauges de déformation à noyer dans le béton. Après le bétonnage de la section d'essais dans la nuit du 25 au 26 septembre 2013, toutes les jauges de déformations et thermocouples étaient fonctionnelles. Par la suite, le système d'acquisition de données a connu des pannes et des capteurs à fibre optique ont été endommagés. Actuellement, seuls quinze (15) capteurs à fibre optique dont une (1) jauge de déformation à noyer dans le béton et quatorze (14) jauges de déformations implantées sur les barres de PRFV fonctionnent.

CHAPITRE 4

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre du projet de recherche suivant le montage expérimental présenté au chapitre 3. Le processus de collecte de données expérimentales est présenté suivi de l'évolution de la température et des déformations dans la dalle de béton et dans les barres de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). L'évolution du taux de fissuration dans les trois (3) voies de la section de PRFV et de la section d'acier ainsi qu'une analyse de résultats sont également présentées. Les données expérimentales ont été aussi comparées à la variation de la température ambiante. Les données de la station météo de Sainte-Anne-de-Bellevue 1, situé à environ 800 m du site du projet ont été utilisées dans la comparaison.

4.1 Collecte des données expérimentales

Les premières lectures de déformations et de températures ont été collectées le 3 octobre et le 31 octobre 2013, soit respectivement huit (8) jours et trente-six (36) jours après le bétonnage de la section d'essais en PRFV. Par la suite, le système d'acquisition de données a connu une panne à cause de la défectuosité de la batterie d'alimentation. Le système d'acquisition de données a été remis en marche à partir du 17 décembre 2013 et une collecte des données a été effectuée le 9 janvier 2014. La figure 4.1 illustre la récupération des données du coffret d'instrumentation.

Il est important de rappeler que le temps de balayage des canaux de lecture par l'enregistreur de données multivoies est de 150 ms. Ce qui implique donc que les lectures de déformations et de températures ne sont pas instantanées et sont par conséquent faites à un intervalle de 150 ms.

Des cartographies de fissuration de la section de PRFV et de la section témoin de la dalle de chaussée ont été également réalisées pendant la collecte des données. Les relevés cartographiques sont effectués périodiquement par la Direction du Laboratoire des chaussées du Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET).



Figure 4.1 Récupération des données du coffret d'instrumentation

4.2 Évolution de la température dans la chaussée

Les variations de température des capteurs à fibre optique ont été enregistrées durant toutes les phases du projet. Suite à l'endommagement des fibres optiques (section 3.6), aucun thermocouple ne fonctionne depuis juin 2014.

4.2.1 Variation de la température au cours des saisons dans la section de chaussée

La figure B.1 en annexe présente l'évolution de la température dans la section de PRFV. La figure B.2, quant à elle présente l'évolution de la température dans la même section de dalle, comparée à celle de la température ambiante. Les données météo de la station Sainte-Anne-de-Bellevue 1 située à environ 800 m du site de projet et obtenues sur le site web d'Environnement Canada ont été considérées dans cette comparaison. Les thermocouples TB-C1 et TB-C2 sont posés respectivement à environ 55 mm et 100 mm du sol tandis que le thermocouple TB-C3 est posé à la même hauteur que l'armature longitudinale supérieure de la dalle.

Pour une meilleure analyse des résultats, les courbes de variation de température sont présentées sur de courtes périodes allant de 48 heures à un mois pendant l'automne 2013, l'hiver et la fin du printemps 2014 (figures 4.2 à 4.6). La figure 4.2 présente les courbes de variation de la température dans la chaussée deux (2) semaines après le bétonnage de

la dalle. La température dans le béton aux premières heures de bétonnage résulte d'une combinaison de la chaleur d'hydratation et de la température ambiante. Après les premières heures de bétonnage, la température croît jusqu'à 32 °C. Par la suite, la température des trois (3) thermocouples décroît progressivement au fil du temps.

Les figures 4.3 et 4.4 illustrent respectivement la variation de la température dans la chaussée sur 48 heures à l'hiver et à la fin du printemps 2014. On remarque un décalage de pic entre les températures des trois (3) thermocouples d'une part et entre les températures des thermocouples et la température ambiante d'autre part. Le décalage de pic est plus prononcé dans le cas de la température ambiante. La température dans le thermocouple TB-C1 qui est situé à 55 mm de la base de la dalle de chaussée varie moins comparativement aux autres thermocouples TB-C2 et TB-C3 (figures 4.2 à 4.4). Les courbes de variation des thermocouples suivent également un profil sinusoïdal (figure 4.4).

Les figures 4.5 et 4.6 illustrent l'évolution de la température sur une période d'un mois à l'hiver et à la fin du printemps 2014 respectivement. Les pics de température sont plus fréquents et plus prononcés durant la fin du printemps (figure 4.6). Pendant l'hiver, les températures dans la dalle se situent entre les pics de la température ambiante. La valeur absolue de la température ambiante est presque toujours supérieure à celle de la température des trois (3) thermocouples (figure 4.5). Par contre à la fin du printemps, les températures dans les trois (3) thermocouples TB-C1, TB-C2 et TB-C3 sont la plupart du temps supérieures à la température ambiante (figure 4.6).

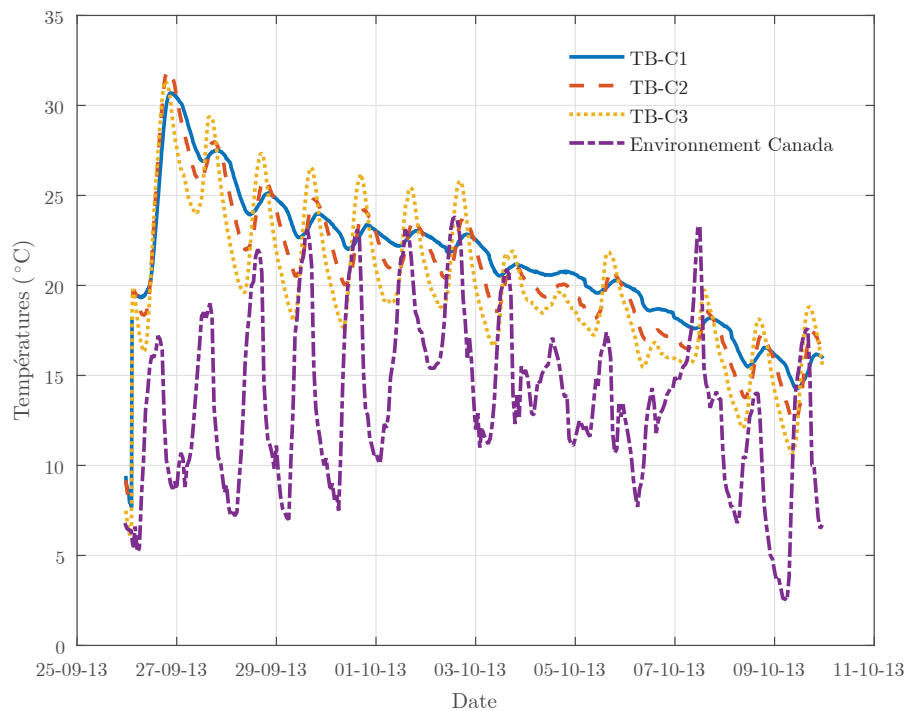


Figure 4.2 Températures dans la chaussée sur 2 semaines après le bétonnage

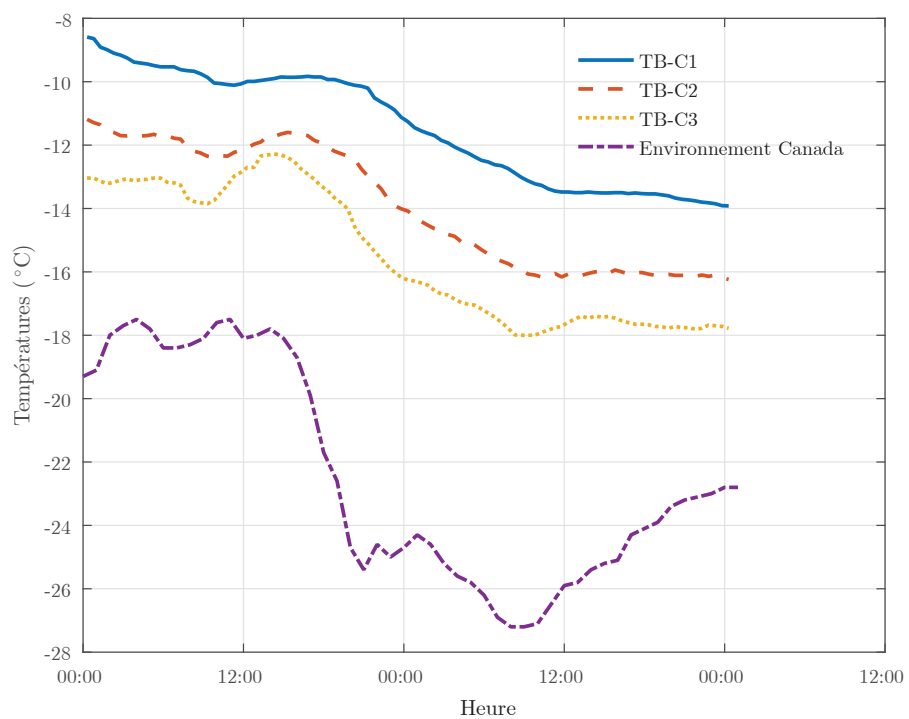


Figure 4.3 Températures dans la chaussée sur 48 heures en hiver 2014

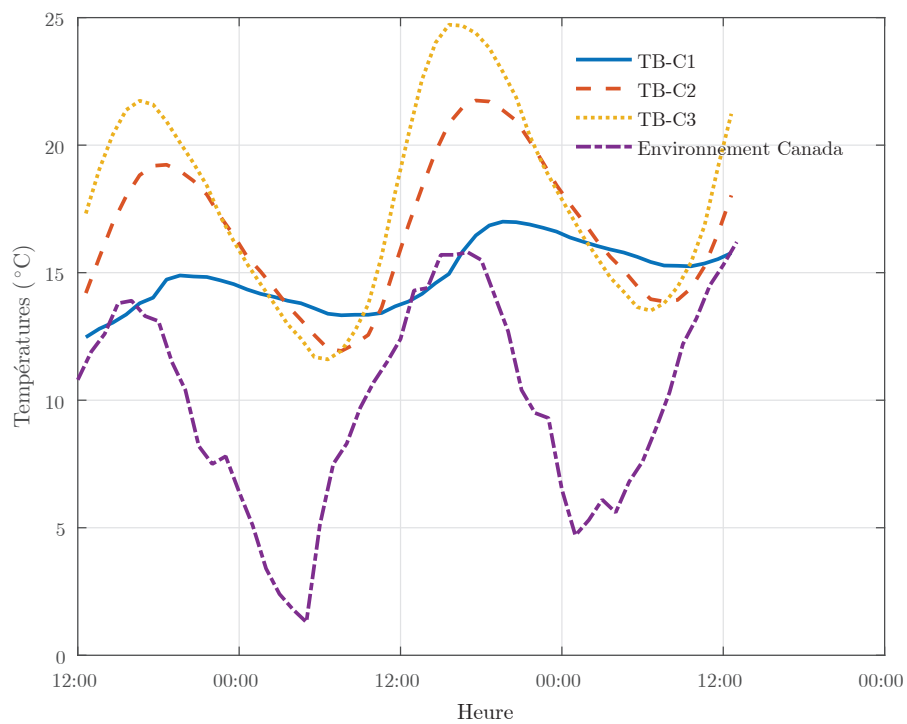


Figure 4.4 Températures dans la chaussée sur 48 heures au printemps 2014

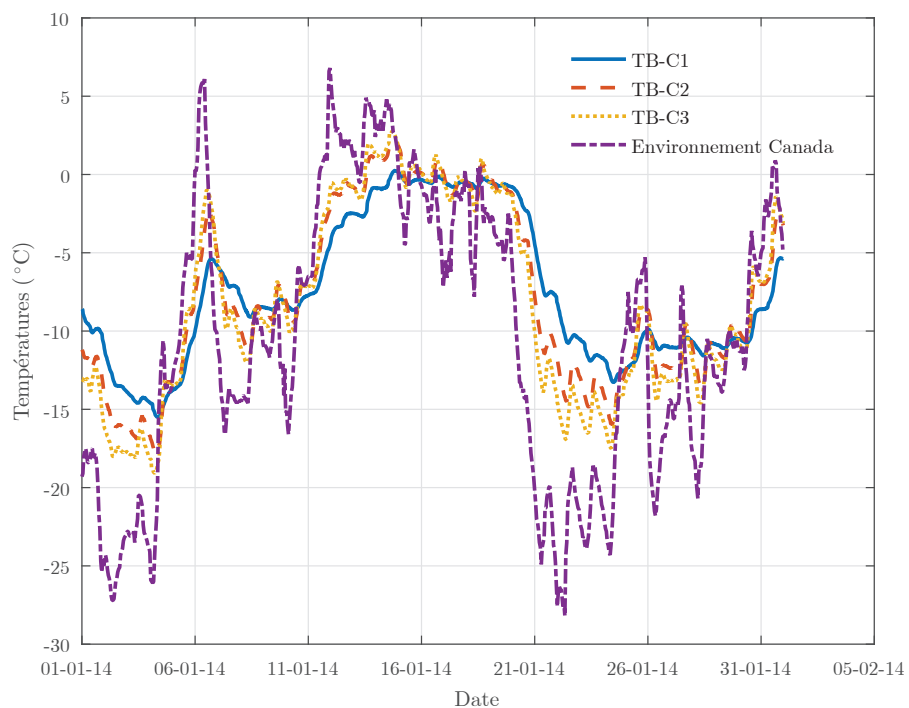


Figure 4.5 Températures dans la chaussée sur 1 mois en hiver 2014

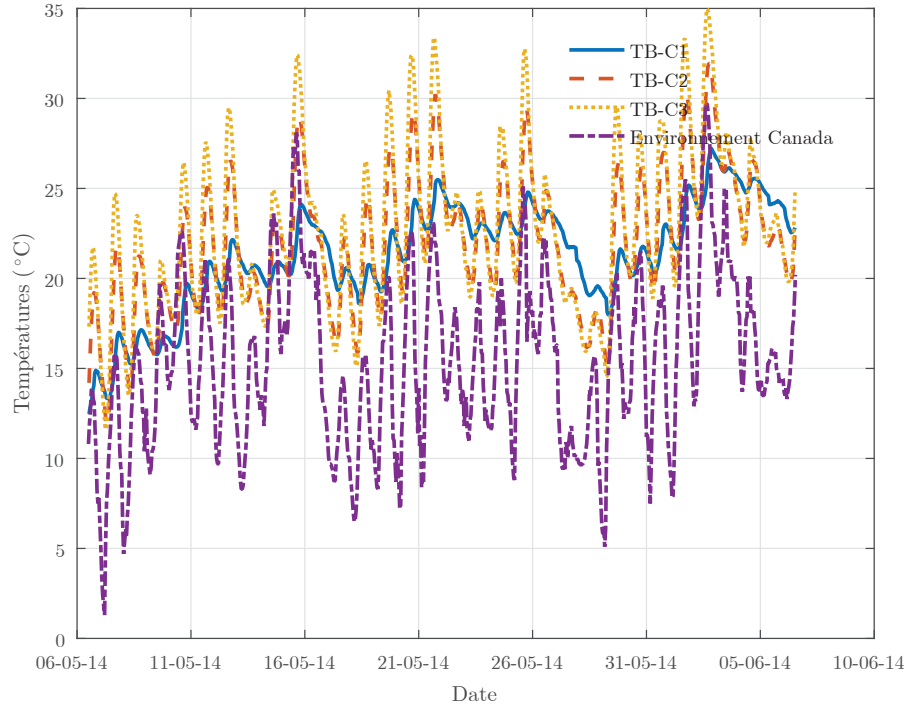


Figure 4.6 Températures dans la chaussée sur 1 mois au printemps 2014

4.2.2 Variation non linéaire de la température dans la section transversale de chaussée

Les figures 4.7 et 4.8 présentent respectivement l'évolution de la température dans la section transversale de la dalle de chaussée sur une période de 24h à l'hiver et au printemps 2014. Ces figures montrent clairement que la variation de la température dans la section transversale de la dalle de béton est non linéaire au fil des saisons. Les variations de température sont plus prononcées vers la surface de la chaussée. On remarque également que des gradients thermiques positifs et négatifs se forment à la fois en journée et en soirée.

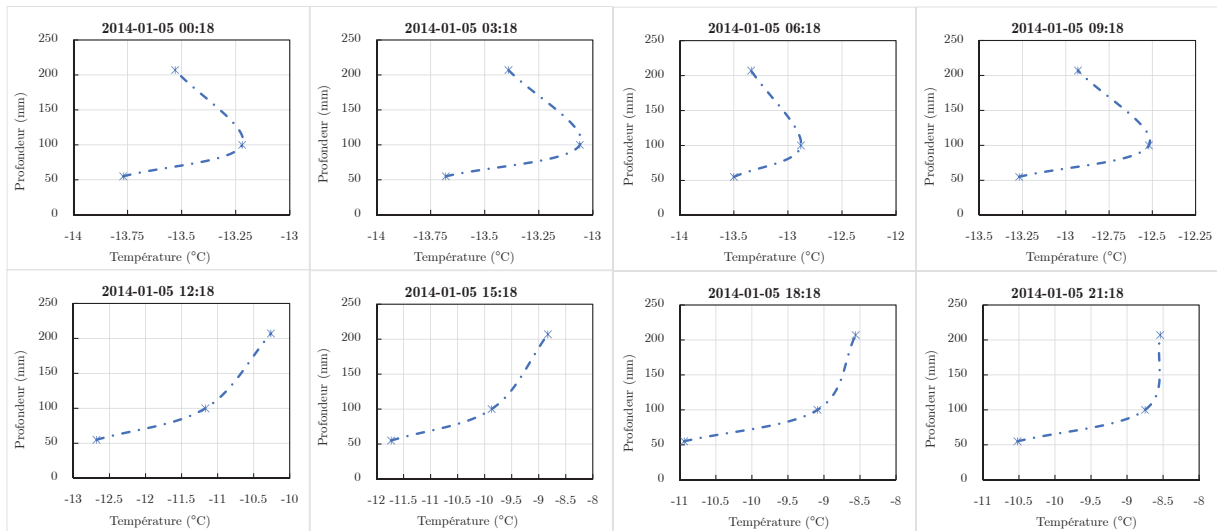


Figure 4.7 Gradient de température à l'hiver 2014

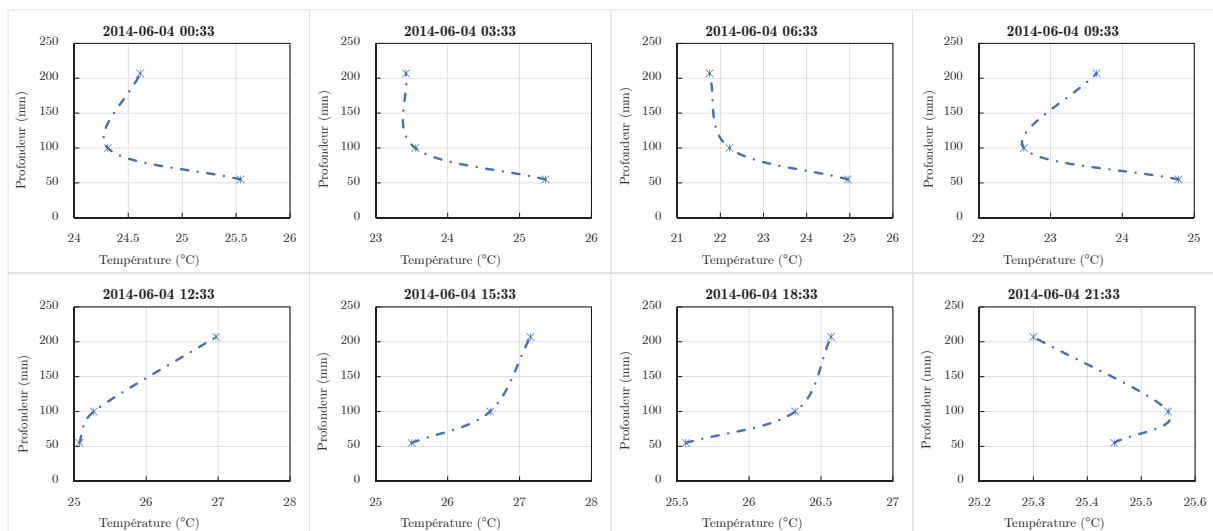


Figure 4.8 Gradient de température au printemps 2014

4.3 Comportement à la fissuration

Les cartographies de fissuration sont effectuées par la Direction du Laboratoire des chaussées du ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports (MTMDT). Les relevés sont réalisés périodiquement pendant les fermetures de l'autoroute 40 Ouest en soirée. La figure 4.9 présente la fissuration de la dalle quelques jours après le bétonnage. De telles fissures sont dues au retrait et aux variations de température ambiante de la chaussée.

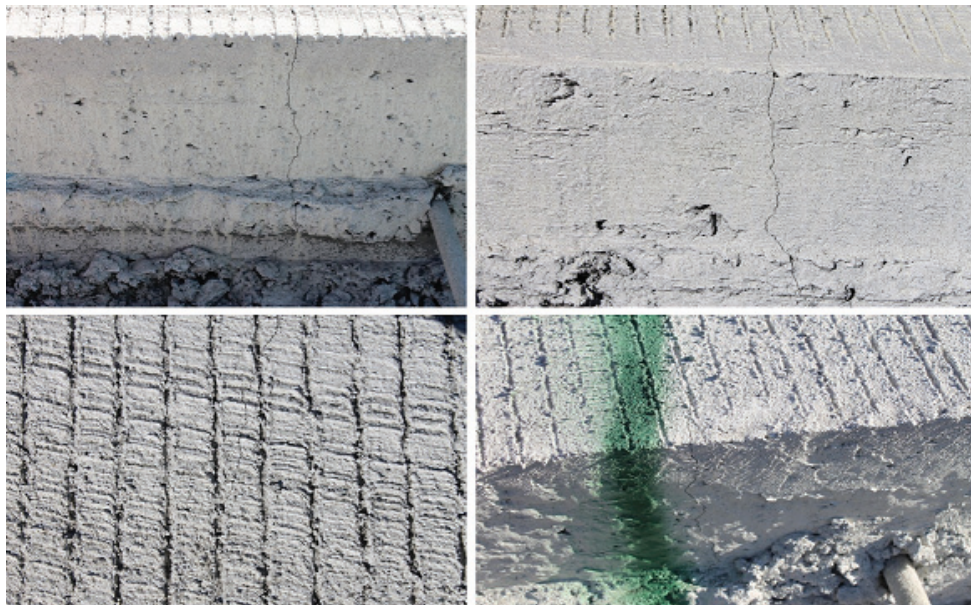


Figure 4.9 Fissuration de la dalle après le bétonnage

Le tableau 4.1 présente l'évolution des taux de fissuration des sections de PRFV et témoin (section d'acier) sur différentes périodes de relevés. L'évolution des taux de fissuration des deux sections est également présentée à la figure 4.10. Les voies V1, V2 et V3 désignent respectivement les voies de droite, de centre et de gauche de l'autoroute 40 dans la direction ouest.

Les taux de fissuration varient différemment pour les trois (3) voies et suivant le type de section (acier ou PRFV). Ce qui est à priori normal étant donné que les trois (3) voies ne sont pas soumises aux mêmes sollicitations de trafic. Pendant les périodes hivernales (février 2014, février 2015 et janvier 2016), le taux de fissuration des trois (3) voies des sections de PRFV et d'acier croît comparativement au taux de fissuration des mois précédents à l'exception de la voie V2 de la section de PRFV qui semble garder un taux constant (comparé aux mois précédents). Vers la fin du printemps (mai 2014), on observe une décroissance du taux de fissuration comparativement aux taux de fissuration des mois précédents pour les trois (3) voies de la section d'acier. Cependant, le constat n'est pas le même pour la section de PRFV où les taux de fissuration des trois (3) voies croissent pour la même période. À la fin du printemps de juin 2015, les taux de fissuration des trois (3) voies de la section de PRFV sont inférieurs aux taux de fissurations des mois précédents. Dans le cas de la section d'acier, seule la voie V3 a un taux de fissuration inférieur au taux du mois précédent pour la même période. Le taux de fissuration de la voie V3 est inférieur au taux des autres voies (V1 et V2) pour la section de PRFV. Pour la section d'acier, le taux de fissuration de la voie V3 se situe entre celui de la voie V1 et V3 et est pour la

plupart du temps inférieur au taux de V1 et V2 (section d'acier). Ce constat est tout à fait normal, car le trafic lourd est plus concentré sur les voies V1 et V2. On remarque aussi que le taux de fissuration de la section d'acier est en moyenne supérieur au taux de fissuration de la section de PRFV pour toutes les périodes de relevés de cartographie à l'exception du premier relevé d'automne 2013. Ce qui pourrait indiquer qu'il se forme plus de fissures dans la section d'acier que dans la section de PRFV pour les périodes considérées. Quant à la décroissance des taux de fissuration de la section d'acier et de PRFV au fil du temps, elle est due aux difficultés de distinguer les fissures en raison des conditions météo et de la propreté de la dalle lors des relevés de cartographie.

Les cartographies de fissuration des sections 0-25 d'acier et 200-225 de PRFV sont présentées aux figures B.3 à B.12 de l'annexe B.2. L'ouverture des fissures dans la section d'acier varie de 0,15 mm à 0,80 mm pour les périodes de relevés allant d'octobre 2013 à novembre 2014. Pour la section de PRFV, elle varie de 0,15 mm à 0,60 mm pour la même période. Ces deux valeurs d'ouvertures de fissures sont inférieures au maximum d'ouverture de fissures conformément à la norme AASHTO 93 [American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993] qui est de 1 mm. Les fissures semblent également plus rapprochées dans la section de PRFV que dans celle de l'acier.

Tableau 4.1 Taux de fissuration des sections de PRFV et d'acier. Source : MTMDET

Date	Âge (mois)	Taux PRFV (m/m ²)				Taux acier (m/m ²)			
		V1	V2	V3	Moyenne	V1	V2	V3	Moyenne
4-oct-13	0	0,130	0,140	-	0,135	0,128	0,128	-	0,128
16-oct-13	0,5	0,150	0,160	0,159	0,156	0,170	0,170	0,128	0,156
14-nov-13	1,5	0,260	0,265	0,159	0,228	0,324	0,298	0,149	0,257
06-déc-13	2	0,385	0,355	0,183	0,308	0,430	0,423	0,335	0,396
06-févr-14	4	0,390	0,518	0,255	0,388	0,535	0,548	0,481	0,521
03-avr-14	6	0,458	0,485	0,255	0,399	0,504	0,585	0,527	0,539
28-mai-14	8	0,495	0,535	0,270	0,433	0,494	0,570	0,521	0,529
18-févr-15	15,5	0,607	0,665	0,438	0,570	0,699	0,811	0,742	0,751
02-juin-15	19	0,570	0,585	0,415	0,523	0,763	0,843	0,715	0,774
10-sept-15	23	0,587	0,677	0,425	0,563	0,657	0,830	0,660	0,715
26-jan-16	27	0,615	0,665	0,450	0,577	0,803	0,867	0,739	0,803

Note : Une augmentation linéaire du taux de fissuration est assumée entre mai 2014 et février 2015.

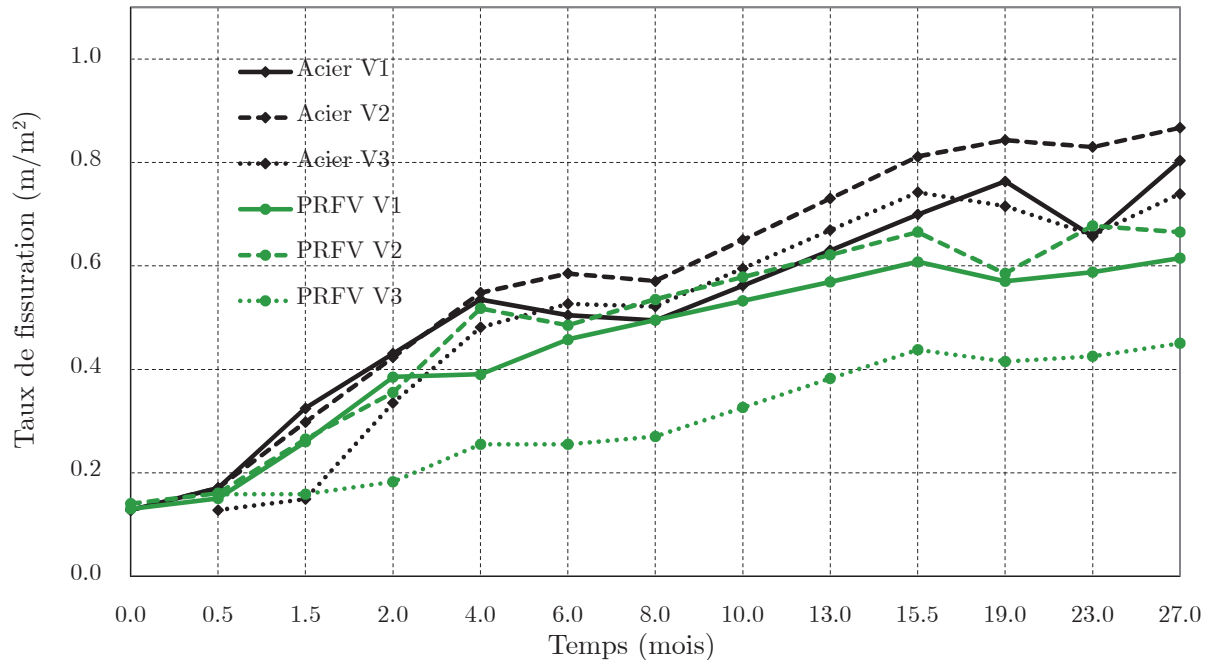


Figure 4.10 Variation du taux de fissuration en fonction du temps

Source : MTMDET

4.4 Déformations dans les barres d'armature en PRFV

Les figures B.13 à B.18 (annexe B.3) présentent les déformations en fonction du temps dans les jauges de déformation à fibre optique pour les six (6) barres de PRFV instrumentées. Suite à l'endommagement d'une partie du réseau de fibres optiques (section 3.6), les jauges de déformation des barres #4, #5 et #6 ne sont plus fonctionnelles depuis la fin du mois de juin 2014 (figure A.2).

Pour une meilleure visualisation des résultats, les courbes de variations de déformations sont présentées sur de courtes périodes de deux (2) semaines à l'automne 2013, l'hiver et la fin du printemps 2014. Sur ces courbes est également représentée la variation des températures de thermocouples TB-C1 et TB-C3. Les lectures de déformation sont décalées en moyenne de 150 ms. Les figures 4.11 à 4.13 présentent l'évolution des déformations dans la barre #2. Comme on peut le constater, pendant l'automne et l'hiver, l'augmentation de la température à la surface de la chaussée s'accompagne d'une augmentation des contraintes de traction dans les jauges D06 à D10 à l'exception de la jauge D09 à l'automne 2013 (figures 4.11 et 4.12). Par contre vers la fin du printemps 2014, on constate qu'une augmentation de la température dans la chaussée se traduit par l'augmentation des contraintes de compression dans les jauges D06 à D10 à l'exception de la jauge D06 (figure 4.13). Les

mêmes comportements sont observés dans les autres barres instrumentées (figures B.19 à B.44 de l'annexe B.3).

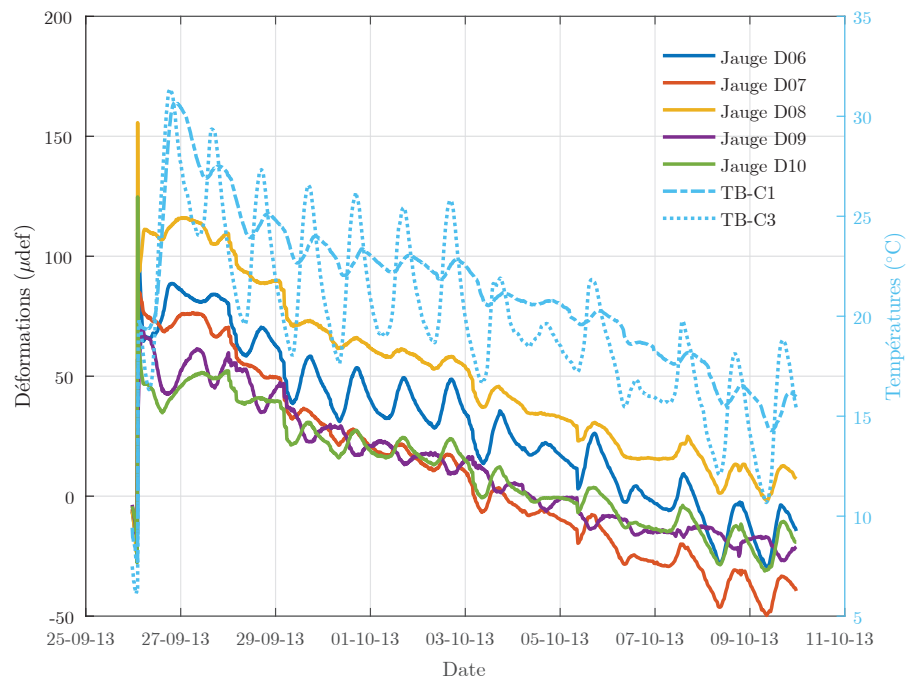


Figure 4.11 Déformations dans la barre 2 - automne 2013

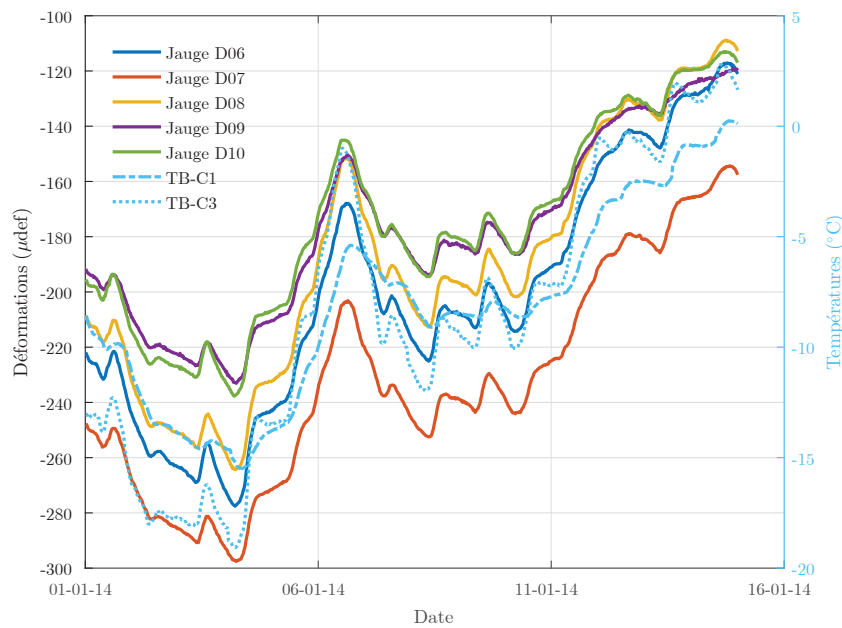


Figure 4.12 Déformations dans la barre 2 - hiver 2014

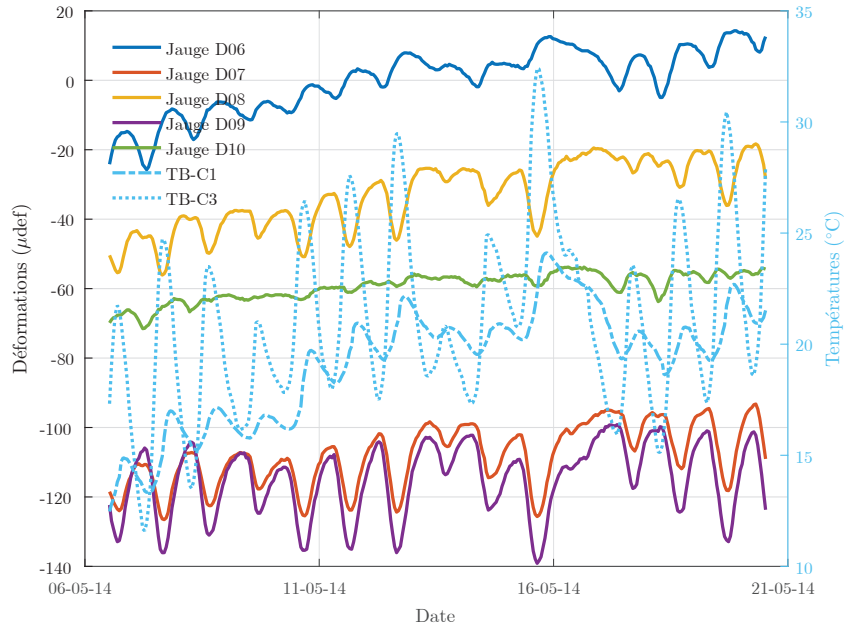


Figure 4.13 Déformations dans la barre 2 - été 2014

4.5 Déformations dans le béton

La figure B.45 (annexe B.4) présente les déformations enregistrées dans les jauges de déformation à noyer dans le béton. Au total, quatre (4) jauges de déformation à noyer dans le béton sont installées dans la dalle de la chaussée.

L'évolution des déformations est également représentée sur de courtes périodes de deux (2) semaines (figures 4.14 à 4.16). On constate que les pics de températures dans la chaussée sont en phase avec les pics de déformations pour les périodes considérées. Par conséquent, une augmentation de la température dans la chaussée se traduit par une augmentation des contraintes de traction dans la dalle de chaussée. Aussi, les déformations (en valeur absolue) dans la jauge DB-C3, posée au même niveau que les armatures longitudinales sont presque toujours supérieures aux autres jauges qui sont posées près du sol.

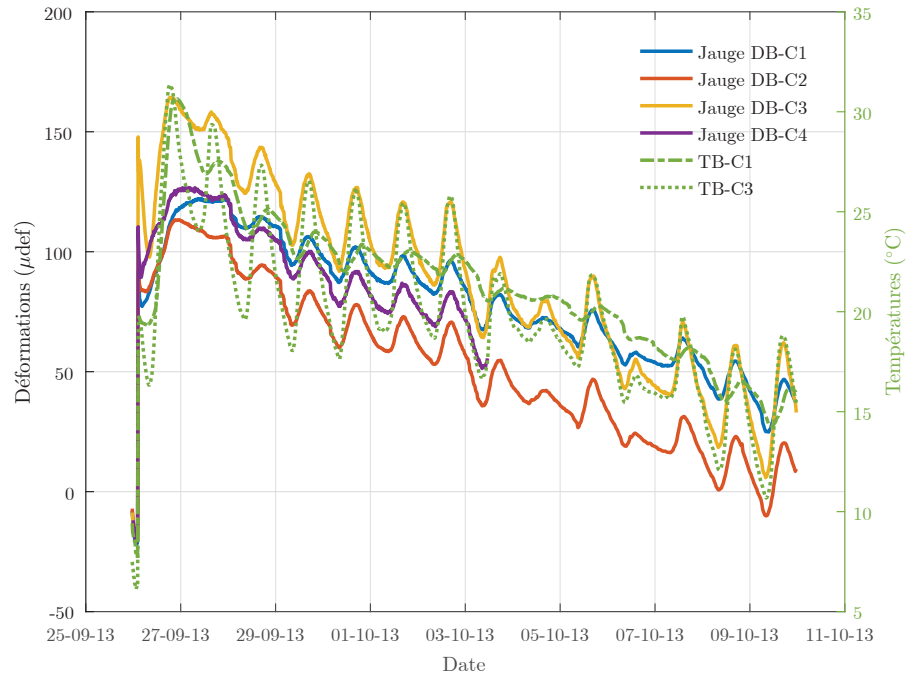


Figure 4.14 Déformations dans les jauges à noyer dans le béton - automne 2013

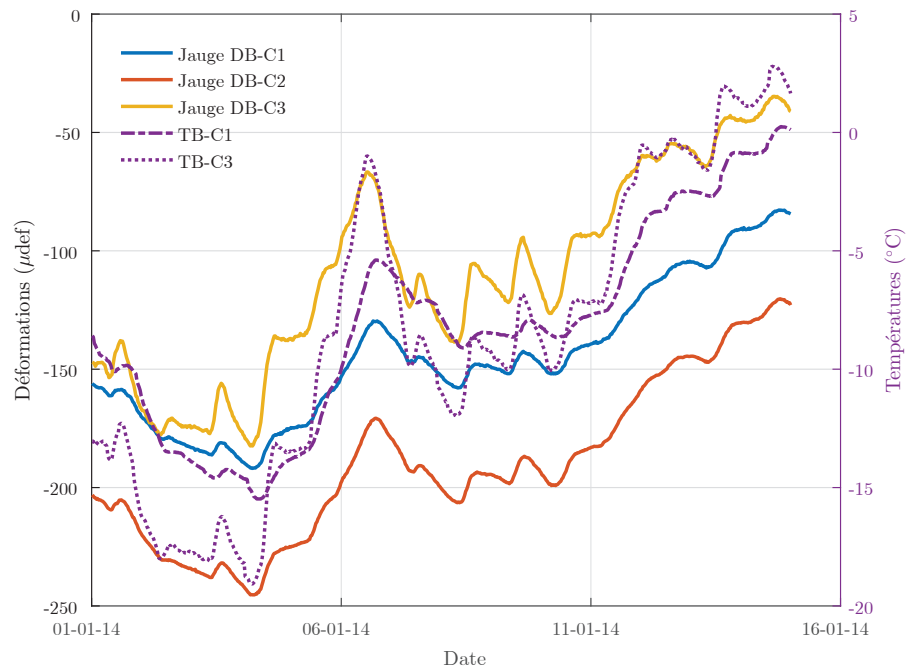


Figure 4.15 Déformations dans les jauges à noyer dans le béton - hiver 2014

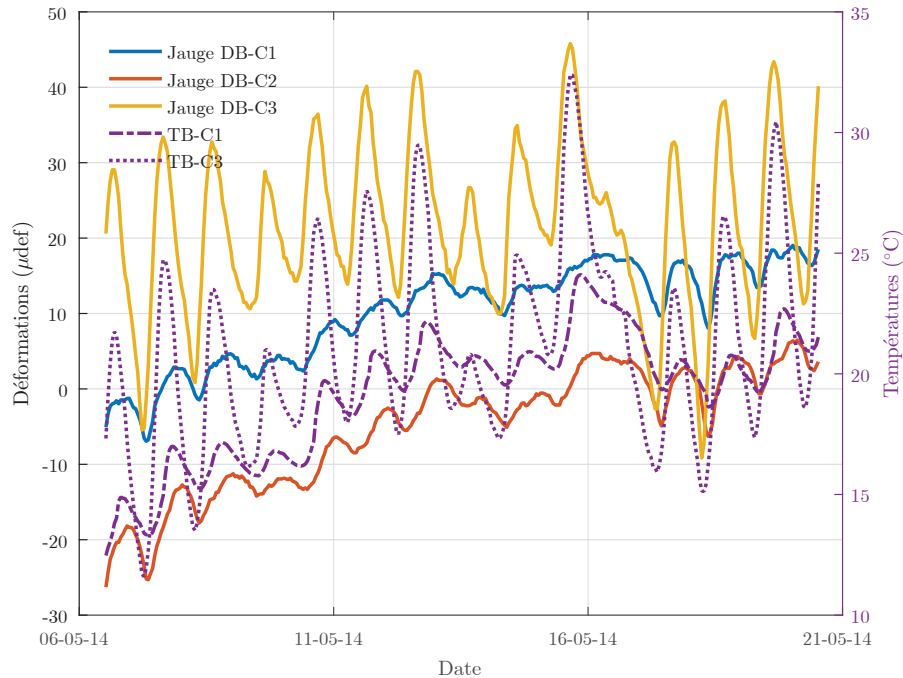


Figure 4.16 Déformations dans les jauges à noyer dans le béton - printemps 2014

4.6 Résumé

Ce chapitre a présenté les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre du projet de recherche. L'évolution des déformations dans les barres de PRFV et dans la dalle en BAC, ainsi que la variation de la température de la dalle ont été présentées et analysées. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

1. Les déformations dans les barres de PRFV et dans le béton ainsi que le comportement à la fissuration de la dalle en BAC sont considérablement affectés par les conditions climatiques.
2. Il y a plus d'ouvertures de fissures pendant les températures froides (automne et hiver) que pendant les températures chaudes (été).
3. Le taux de fissuration moyen de la section d'essais en PRFV est inférieur au taux de fissuration de la section témoin en acier.
4. L'ouverture des fissures dans la section d'acier varie de 0,15 mm à 0,80 mm pour les périodes de relevés allant d'octobre 2013 à novembre 2014. Pour la section de PRFV, elle varie de 0,15 mm à 0,60 mm pour la même période. Ces deux valeurs d'ouvertures

de fissures sont inférieures au maximum d'ouverture de fissures conformément à la norme AASHTO 93 qui est de 1 mm.

5. Il existe des groupes de fissures dans la section d'essais et dans la section témoin. Ces groupes de fissures sont précurseurs du phénomène de *punchout*. Les groupes de fissures sont plus fréquents dans la section de PRFV.

CHAPITRE 5

ÉTUDE NUMÉRIQUE

Ce chapitre présente les études par éléments finis de la dalle en béton armé continu (BAC) d'acier et de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV). Deux (2) modèles 3D (section d'acier et de PRFV) ont été conçus avec le logiciel Abaqus. Le modèle 3D de la section de PRFV a été validé en utilisant les résultats expérimentaux de la section d'essais pour la période d'hiver 2014. Par la suite, des études paramétriques thermomécaniques à couplage faible ont été réalisées sur plus de vingt-et-un (21) modèles de section de PRFV pour étudier l'influence des paramètres tels que les taux des armatures longitudinales et transversales, la profondeur et les propriétés des barres d'armature de PRFV, l'épaisseur de la dalle, ainsi que le coefficient de dilatation thermique du béton sur le comportement de la dalle en BAC de PRFV.

5.1 Choix de la plateforme Abaqus

Le logiciel Abaqus est un code de calcul par la méthode des éléments finis utilisé dans ce projet de recherche. Il comprend quatre (4) grands codes à savoir *Abaqus/Standard* (résolution par un algorithme statique implicite), *Abaqus/Explicit* (résolution par un algorithme dynamique explicite), *Abaqus/CFD* (résolution de problèmes liés à la dynamique des fluides) et *Abaqus/Electromagnetic* (résolution des problèmes d'électromagnétisme). Le logiciel Abaqus est utilisé dans cette étude, car il permet de définir de nombreuses interactions, contraintes, maillage et différents types de chargement qui font de lui un logiciel complet et capable de réaliser des analyses non linéaires très complexes. Il a été d'ailleurs utilisé dans beaucoup de modélisation 3D impliquant les chaussées en béton [Al-Qadi et Elseifi, 2006; Choi et Chen, 2005; Ioannides *et al.*, 2006; Oh *et al.*, 2014; Seo et Kim, 2013].

5.2 Géométrie de la dalle

Un modèle 3D a été développé pour étudier le comportement d'une section en béton armé continu. Pour profiter de la symétrie de la chaussée, la moitié d'une voie a été modélisée dans cette étude. La figure 5.1 illustre la section 3D de la dalle modélisée. La base, la sous-base et le sol ont une forme légèrement plus large que la dalle en BAC (un élargissement de 0,5 m pour chaque bord de la dalle) pour permettre une meilleure

répartition des contraintes. L'épaisseur de la couche de sol est prise égale à 2 m pour simuler une profondeur infinie de la fondation.

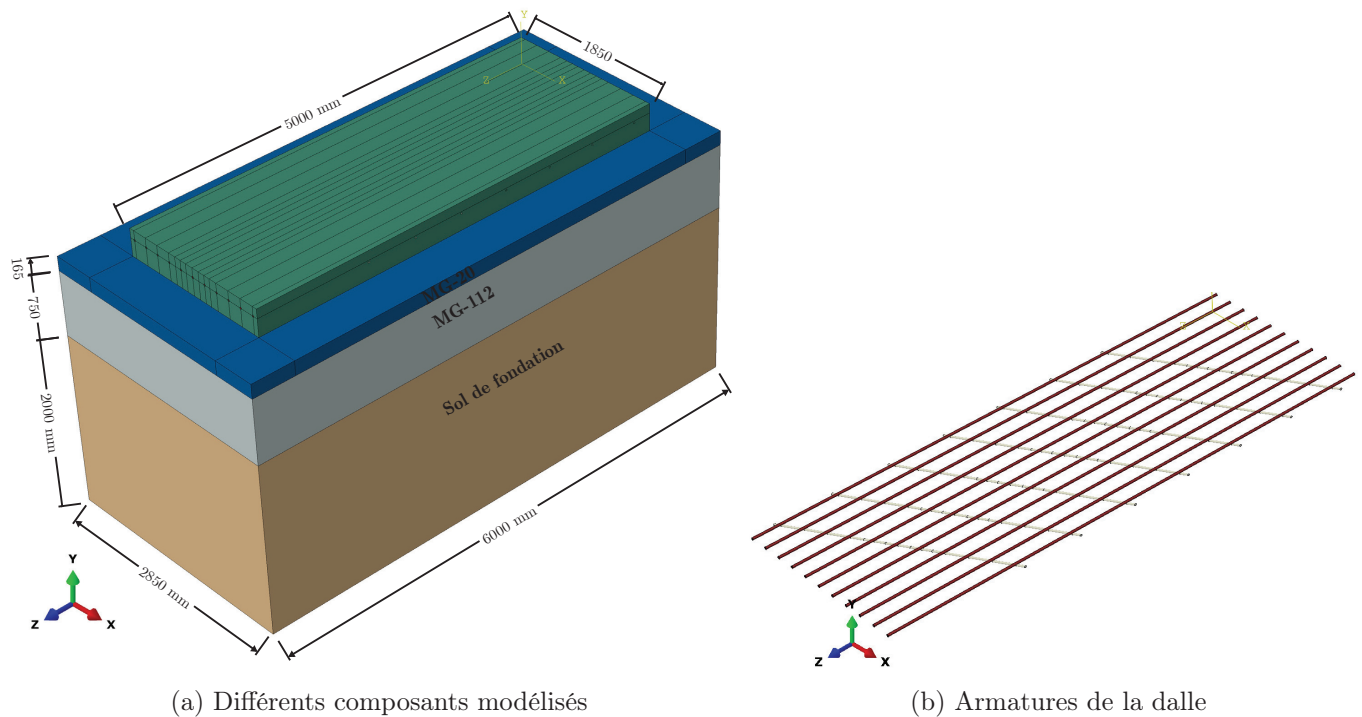


Figure 5.1 Section de la dalle modélisée

5.3 Lois de comportement des matériaux

5.3.1 Modélisation du béton en compression

Trois différents modèles de béton soumis à de faibles pressions de confinement sont proposés dans Abaqus. Il s'agit du *smearred crack concrete*, du *brittle cracking*, et du *concrete damaged plasticity model*. Dans la présente analyse, le modèle de béton *concrete damaged plasticity model* a été utilisé. Le modèle de béton *concrete damaged plasticity* permet la modélisation du comportement du béton et d'autres types de matériaux quasi fragiles pour tous les types de structures (poutres, fermes, coques et solides, etc.). Ce modèle de béton est conçu pour les applications dans lesquelles le béton est soumis à des charges monotones, cycliques ou dynamiques sous faible pression de confinement [Dassault Systèmes, 2015]. Dans le modèle *concrete damaged plasticity*, le comportement du béton est considéré indépendamment de l'armature. Les effets associés à l'interface barres d'armature-béton, tels que le glissement et l'adhérence sont modélisés approximativement en introduisant un certain raidissement de tension ou *tension stiffening* (section 5.3.2) dans la modélisation

de béton pour simuler le transfert de charge aux armatures longitudinales et transversales à travers les fissures. La figure 5.2 illustre le comportement unidirectionnel en compression du béton sous Abaqus. La courbe contrainte-déformation du béton est pratiquement li-

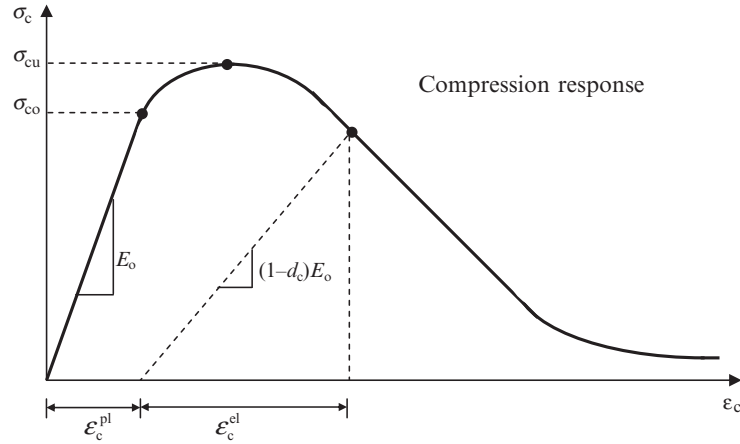


Figure 5.2 Diagramme contrainte-déformation du béton en compression sous Abaqus, (Adapté de [Dassault Systèmes, 2015])

néaire jusqu'à l'atteinte de la contrainte σ_{co} qui correspond au début de la non-linéarité de la courbe. Après ce point, le comportement du béton est non linéaire et la courbe atteint son pic à σ_{cu} au-delà duquel la courbe est descendante. Pour modéliser le comportement non linéaire du béton, le module d'élasticité du béton non fissuré (E_{co}) ainsi que les déformations inélastiques (ε_c^{in}) doivent être saisis dans le logiciel Abaqus. Les déformations inélastiques sont calculées à l'aide de l'équation 5.1.

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_{co}} \quad (5.1)$$

Où ε_c^{in} est la déformation inélastique du béton, ε_c est la déformation totale en compression, ε_{oc}^{el} est la déformation élastique en compression correspondante au béton non fissuré, σ_c est la contrainte en compression du béton et E_{co} est le module d'élasticité du béton correspondant au béton non fissuré.

Dans le cadre de la présente étude, les équations 5.2 à 5.8 [Paultre, 2011] ont été utilisées pour définir la courbe contrainte-déformation du béton en compression pour la section d'acier et de PRFV (figure 5.3).

$$f_c = f'_c \left(\frac{n(\varepsilon_{cf}/\varepsilon'_c)}{n-1 + (\varepsilon_{cf}/\varepsilon'_c)^{nk}} \right) \quad (5.2)$$

Avec

$$n = \frac{E_{ct}}{E_{ct} - E'_c} \quad (5.3)$$

$$E_c = (3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\lambda_c}{2300} \right) \quad (5.4)$$

$$E_{ct} = 1,1E_c \quad (5.5)$$

$$E'_c = \frac{f'_c}{\varepsilon'_c} \quad (5.6)$$

$$\varepsilon'_c = 0,5 \times 10^{-3} f'_c{}^{0,4} \quad (5.7)$$

$$k = \begin{cases} 1, & \text{pour } \varepsilon_{cf} \leq \varepsilon'_c \\ 0,67 + \frac{f'_c}{62} \geq 1, & \text{pour } \varepsilon_{cf} > \varepsilon'_c \end{cases} \quad (5.8)$$

Où f_c est la contrainte dans le béton (MPa), f'_c est la résistance spécifiée en compression du béton (MPa) ($f'_c = 43,7$ MPa selon les essais de compression), ε'_c est la déformation correspondante à f'_c , ε_{cf} déformation du béton causée par une contrainte f_c , k est un paramètre contrôlant la pente descendante de la courbe, E_{ct} est le module tangent (MPa), E'_c est le module sécant à ε'_c (MPa), E_c représente le module élastique du béton (MPa), λ représente la masse volumique du béton (kg/m^3).

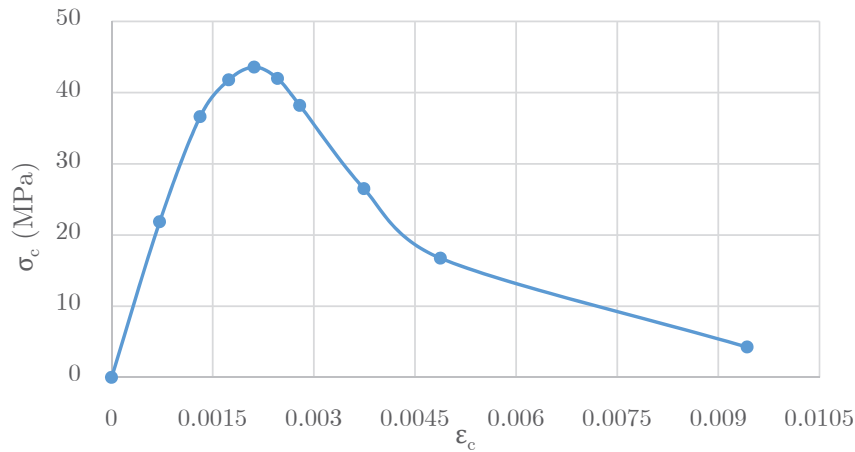


Figure 5.3 Courbe contrainte-déformation pour l'étude numérique

5.3.2 Modélisation du béton en traction

La figure 5.4 illustre le comportement unidirectionnel en traction du béton dans le logiciel Abaqus.

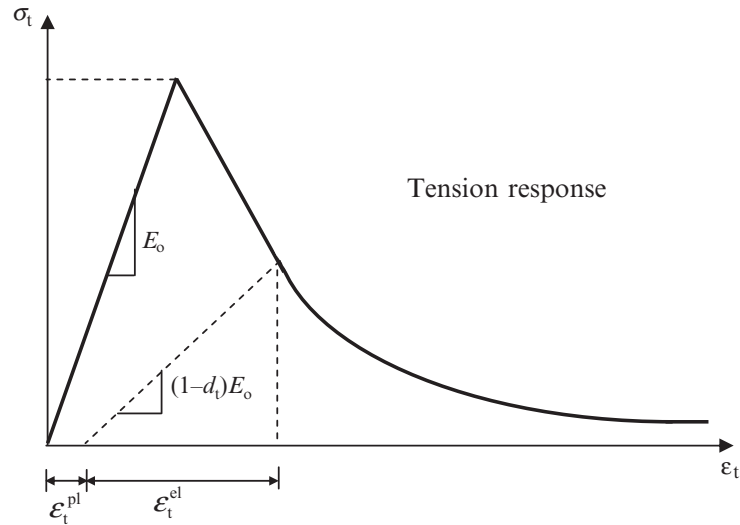


Figure 5.4 Diagramme contrainte-déformation du béton en traction sous Abaqus, (Adapté de [Dassault Systèmes, 2015])

Comme dans la section précédente, pour modéliser le comportement non linéaire du béton en traction, les déformations de fissuration (ϵ_t^{ck}) doivent être saisies dans le logiciel. Les déformations de fissuration sont calculées à l'aide de l'équation 5.9.

$$\epsilon_t^{ck} = \epsilon_t - \epsilon_{ot}^{el} = \epsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_{co}} \quad (5.9)$$

où ϵ_t^{ck} est la déformation de fissuration du béton, ϵ_t est la déformation totale en traction, ϵ_{ot}^{el} est la déformation élastique en traction correspondante au béton non fissuré, σ_t est la contrainte de traction du béton et E_{co} est le module d'élasticité du béton correspondant au béton non fissuré.

Le raidissement en traction ou *tension stiffening* est le phénomène par lequel le béton reprend des contraintes de traction entre les fissures. L'interaction entre les armatures (PRFV et d'acier) et le béton est prise en compte dans la modélisation par l'entremise du raidissement en traction. Dans cette étude, le raidissement en traction est pris en considération dans le modèle numérique en modifiant la courbe contrainte déformation du béton en traction. Les équations 5.10 à 5.16 proposées par [Nour *et al.*, 2007] et Bischoff et Paixao [2004] ont été utilisées dans cette étude (figure 5.5).

$$\sigma_t = \begin{cases} f_t \left\{ 1 - [1 - \beta(\varepsilon)] \frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right\}, & \text{pour } \varepsilon < \varepsilon_1 \\ \beta(\varepsilon) f_t, & \text{pour } \varepsilon_1 < \varepsilon < \varepsilon_2 \\ \beta(\varepsilon) f_t \left(\frac{\varepsilon_{bar,y} - \varepsilon}{\varepsilon_{bar,y} - \varepsilon_2} \right), & \text{pour } \varepsilon_2 < \varepsilon < \varepsilon_{bar,y} \end{cases} \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_1 = [1,3 - \beta(\varepsilon)] f_t \left(\frac{1}{E_{bar}\rho_{eff}} + \frac{1}{E_c} \right) \quad (5.11)$$

$$\varepsilon_2 = E_{bar,y} - \beta(\varepsilon) f_t \left(\frac{1}{E_{bar}\rho_{eff}} + \frac{1}{E_c} \right) \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_e = \frac{f_t}{E_c} \quad (5.13)$$

$$\rho_{eff} = \frac{A_{bar}}{A_{c,eff}} \quad (5.14)$$

$$\beta_{acier}(\varepsilon) = e^{-800(\varepsilon - \varepsilon_e)} \quad (5.15)$$

$$\beta_{PRFV}(\varepsilon) = e^{-1100(\varepsilon - \varepsilon_e) \frac{E_{bar}}{200\,000}} \quad (5.16)$$

où σ_t est la contrainte de traction dans le béton (MPa), f_t est résistance du béton à la traction axiale (MPa), ε_e est la déformation à la fissuration, E_c est le module élastique du béton (MPa), β est le coefficient de raidissement en traction, ε est la déformation dans la barre, E_{bar} est le module élastique de la barre d'acier ou de PRFV (MPa), $\varepsilon_{bar,y}$ est la déformation correspondante à la planification de l'acier ou la déformation ultime du PRFV, ρ_{eff} est le taux d'armature effectif, $A_{c,eff}$ est la section de la barre d'acier ou de PRFV (mm²), $A_{c,eff}$ est l'aire effective d'enrobage (mm²).

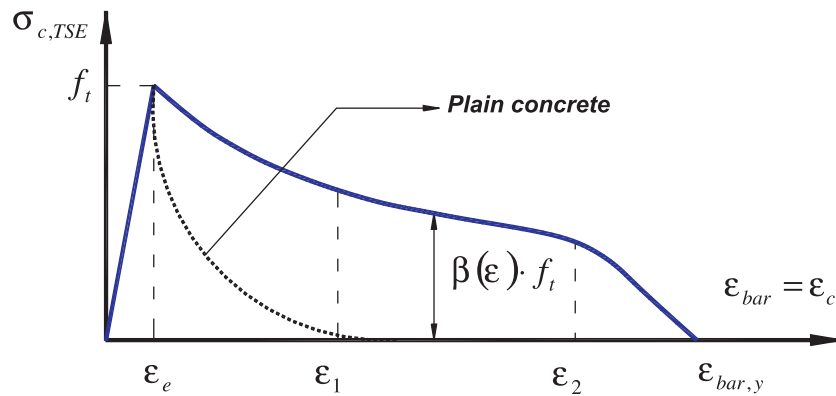


Figure 5.5 Courbe contrainte-déformation pour le raidissement en traction, (adapté de [Nour *et al.*, 2007])

La figure 5.6 représente les courbes contrainte-déformation du béton en traction pour les sections d'acier et de PRFV utilisées pour le modèle numérique.

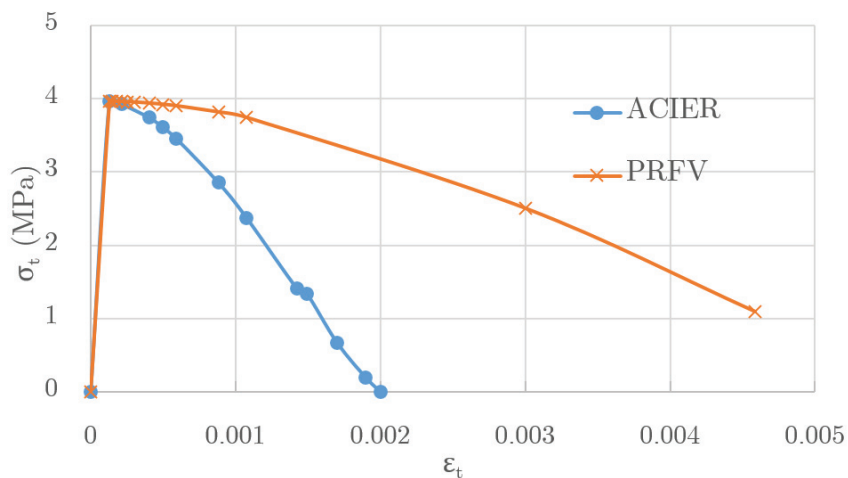


Figure 5.6 Courbe contrainte-déformation du béton en traction pour l'étude numérique

5.3.3 Armatures d'acier et de PRFV

L'armature d'acier est considérée comme ayant un comportement bilinéaire. Il a été assumé qu'il existe une adhérence parfaite entre le béton et l'armature d'acier.

En ce qui concerne les barres de PRFV, elles ont été modélisées dans le logiciel Abaqus comme un matériau linéaire élastique. Les courbes contrainte-déformation des armatures de PRFV et d'acier sont présentées à la figure 5.7.

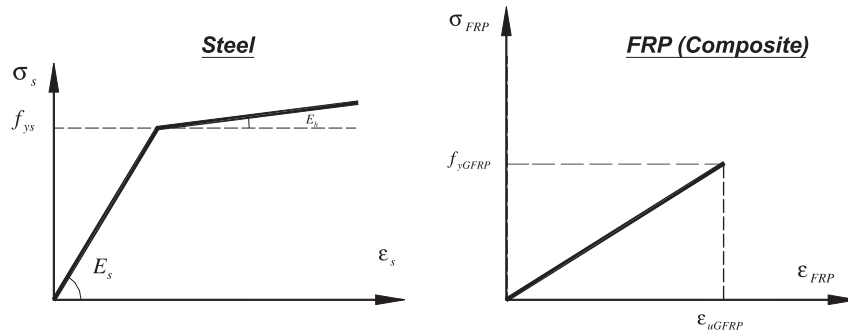


Figure 5.7 Courbes contrainte déformation des armatures d'acier et de PRFV, (adapté de [Nour *et al.*, 2007])

5.4 Analyse thermomécanique à couplage faible

Dès sa mise en place, le béton est soumis à un transfert de chaleur avec son environnement immédiat qui peut être une source de chaleur supplémentaire [Schindler *et al.*, 2002]. Le flux de chaleur à la surface du revêtement du béton est composé de plusieurs phénomènes tels que la convection, le rayonnement solaire, l'absorption solaire (figure 5.8). Tous ces phénomènes doivent normalement être pris en compte pour établir le champ de température dans la dalle en BAC.

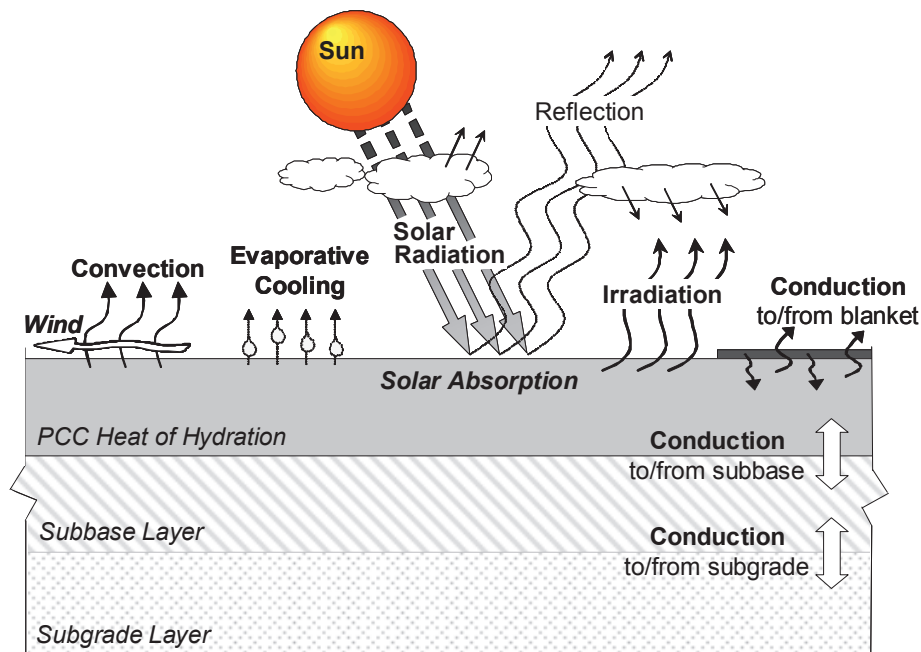


Figure 5.8 Transfert de chaleur entre la chaussée de béton et son environnement immédiat ([Schindler *et al.*, 2002])

L'analyse thermomécanique à couplage faible est réalisée dans cette étude. Le champ de déplacement et de contraintes dans la dalle soumise aux conditions environnementales dépend de façon unidirectionnelle du champ de température. On considère donc que les contraintes et déformations dans la dalle n'ont aucune influence sur le champ de température. L'analyse thermomécanique à couplage faible consiste à déterminer dans un premier temps le champ de température indépendamment des conditions mécaniques, puis à utiliser ce champ de température pour calculer les contraintes et déformations dans la dalle de BAC. Dans le cadre de la présente étude, seuls les effets de la convection, de la conduction et du rayonnement solaire ont été considérés dans l'analyse thermomécanique. Ces effets peuvent être définis adéquatement dans le logiciel Abaqus. Une période de 24 heures a été considérée pour l'analyse thermique (1er janvier 2014 à 0h 00mm au 2 janvier 2014 à 0h 00mm).

Convection : la convection est le transfert de chaleur par un mouvement de masse d'un fluide tel que l'air ou l'eau due à la différence de température. L'équation 5.17 régit le transfert de chaleur par convection.

$$q_{conv} = h_{conv}(T_s - T_a) \quad (5.17)$$

avec q_{conv} le flux de chaleur par convection (W/m^2), h_{conv} est le coefficient de convection surfacique ($W/m^2/^\circ C$), T_s est la température à la surface de dalle de béton ($^\circ C$) et T_a est la température de l'air ($^\circ C$).

Le coefficient de convection est obtenu en utilisant le modèle *HIPERPAV II* (équations 5.18 et 5.19) [Ruiz *et al.*, 2005].

$$h_{conv} = 3,727 \times C \times (0,9 \times (T_s + T_a) + 32)^{-0,181} \times |T_s - T_a|^{0,266} \times \sqrt{1 + 2,857 \times v_{ventcor}} \quad (5.18)$$

$$v_{ventcor} = v_{vent} \times \beta_{vent} \times (z_{vent}/10)^{\alpha_{vent}} \quad (5.19)$$

où C est une constante dépendant du flux de chaleur ($C=1,79$ lorsque la température du revêtement est supérieure à celle de l'air, $C= 0,89$ lorsque la température du revêtement est inférieure à celle de l'air) , T_a est la température de l'air ($^\circ C$) obtenue de la station Sainte-Anne-de-Bellevue 1, T_s est la température à la surface de dalle de béton ($^\circ C$), $v_{ventcor}$ est la vitesse du vent corrigée en tenant compte de l'altitude de la dalle, v_{vent} est la vitesse du vent obtenue de la station Sainte-Anne-de-Bellevue 1, z_{vent} est la hauteur

correspondante à la vitesse de vent corrigée, β_{vent} et α_{vent} sont des coefficients dépendant de la rugosité du terrain ($\beta_{vent} = 1$, $\alpha_{vent} = 0,15$).

Conduction : La conduction thermique est définie comme étant le transport de chaleur dans un matériau par transfert de chaleur entre les parties du matériau qui sont en contact direct. L'équation 5.20 régit le transfert de chaleur par conduction.

$$q = h_0(T_s - T_a) \quad (5.20)$$

Avec q le flux de chaleur par conduction (W/m^2), h_0 est le coefficient de transfert thermique ($\text{W}/\text{m}^2/^\circ\text{C}$), T_s est la température à la surface de dalle de béton ($^\circ\text{C}$) et T_a est la température de l'air ($^\circ\text{C}$).

Rayonnement thermique : le rayonnement thermique est un transfert de chaleur par émission de radiations. L'équation 5.21 régit le transfert de chaleur par radiation entre la surface de la dalle et l'atmosphère.

$$q_{rad} = \varepsilon_p \times \sigma \times (T_s^4 - T_{ciel}^4) \quad (5.21)$$

Avec q_{rad} le flux de chaleur émis par radiation (W/m^2), ε_p est le facteur d'émission du revêtement de béton, σ est la constante de Stefan-Boltzmann ($5,67 \times 10^{-8} \text{ W}/\text{m}^2/^\circ\text{C}$), T_{ciel} est la température effective du ciel ($^\circ\text{C}$), T_s est la température à la surface de dalle de béton ($^\circ\text{C}$). Le modèle de Walton [1983] a été utilisé pour calculer la température T_{ciel} à travers les équations 5.22 à 5.24.

$$T_{ciel} = \varepsilon_{ciel}^{0,25} \times T_a \quad (5.22)$$

$$\varepsilon_{ciel} = 0,787 + 0,764 \times \ln\left(\frac{T_{rose} + 273}{273}\right) \times F_{nuage} \quad (5.23)$$

$$F_{nuage} = 1 + 0,002N - 0,0035N^2 + 0,00025N^3 \quad (5.24)$$

Avec T_a est la température de l'air, F_{nuage} est le coefficient tenant compte de la couverture du ciel, N facteur variant entre 0 et 1, T_{rose} est le point de rosée ($^\circ\text{C}$). Le point de rosée T_{rose} et la température de l'air T_a sont obtenus des données météo de la station Sainte-Anne-de-Bellevue 1.

La figure 5.9 présente l'évolution de la température de l'air et du point de rosée pour la période de 24h considérée dans cette étude (1er janvier 2014 à 0h 00mm au 2 janvier 2014 à 0h 00mm).

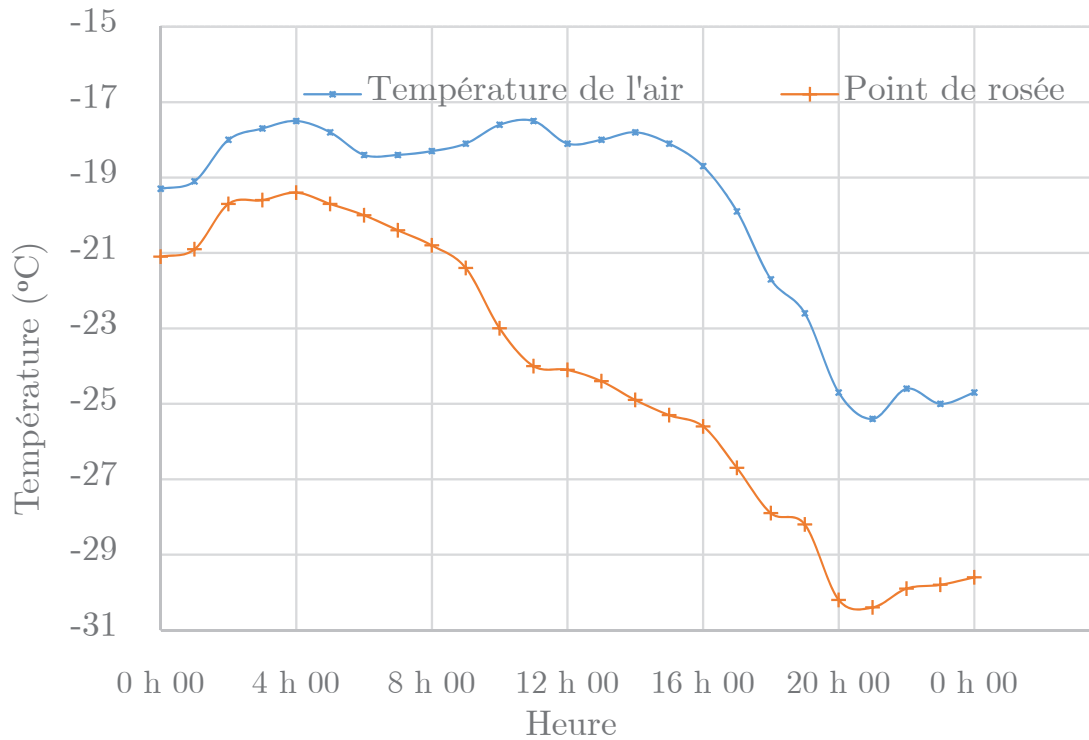


Figure 5.9 Température de l'air et point de rosée

Le tableau 5.1 résume les propriétés des matériaux utilisés pour l'analyse thermomécanique. Les propriétés mécaniques de barres de PRFV sont issues de Pultrall. Les autres propriétés sont issues du logiciel Chaussée 2 et de la littérature.

Tableau 5.1 Propriétés des matériaux

Matériau	E (MPa)	λ kg/m ³	c_p J/kg/°C	K W/m°C	α 10 ⁻⁶ /°C	ν
Béton	30607	2400	880	2,2	10	0,15
PRFV (#8)	52 500	2234	1310	3,46L/0,35T	6,2L/23,8T	0,28
PRFV (#6)	52 500	2312	1310	3,46L/0,35T	6,2L/23,8T	0,25
Acier	200 000	7800	460	50	10	0,3
MG-20	300	2200	1063	1,77	10	0,25
MG-112	300	1920	1063	2,1	8	0,25
Sol	150	1300	1309	1,26	6	0,25

E= module d'élasticité, λ = masse volumique, c_p = chaleur spécifique, K= conductibilité thermique
 α = coefficient de dilatation thermique, ν = coefficient de poisson

5.5 Modélisation des charges roulantes

Une fois l'analyse thermomécanique réalisée, des charges roulantes de 720 kPa ont été appliquées à la chaussée. Ces charges ont été positionnées au droit d'une armature longitudinale comme l'illustre la figure 5.10.

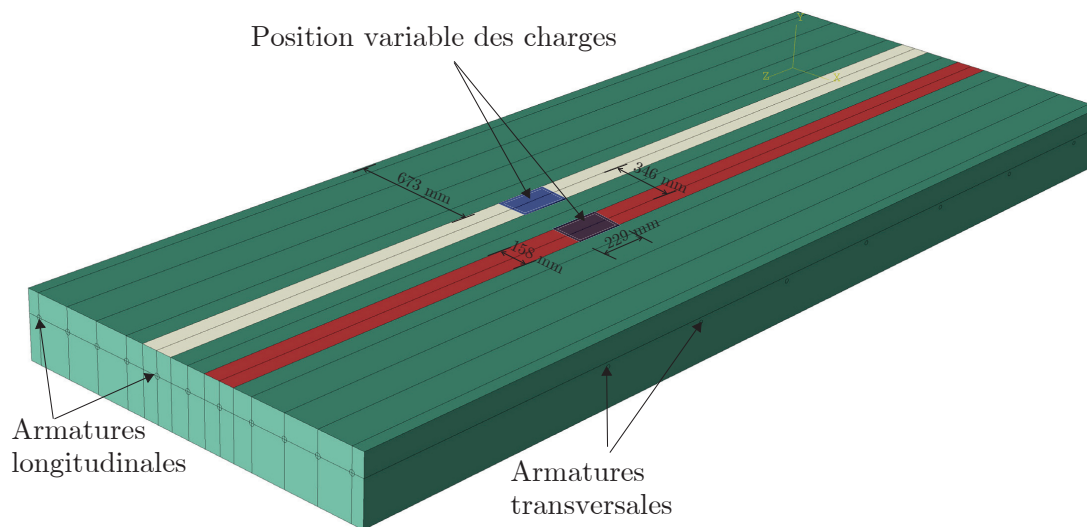


Figure 5.10 Emplacement des charges de roulement

Dans le logiciel Abaqus, les charges roulantes ont été modélisées en programmant en fortran la *subroutine* utilisateur DLAOD. Cette *subroutine* utilisateur permet de faire évoluer les charges appliquées sur toute la longueur du modèle en vue de simuler les charges roulantes.

5.6 Maillage

Le logiciel Abaqus comporte plusieurs types d'éléments pour le maillage des éléments solides. Pour une meilleure convergence de l'analyse, des éléments hexaédriques DC3D8 et C3D8R ont été utilisés respectivement pour l'analyse thermique et pour l'analyse des contraintes. Une étude préliminaire du maillage a permis de déterminer une taille de 30 mm pour le maillage de la dalle et de la couche de MG-20. Pour les autres couches, une taille de maillage de 100 mm a été adoptée. La figure 5.11 illustre le maillage de la dalle et des armatures de PRFV.

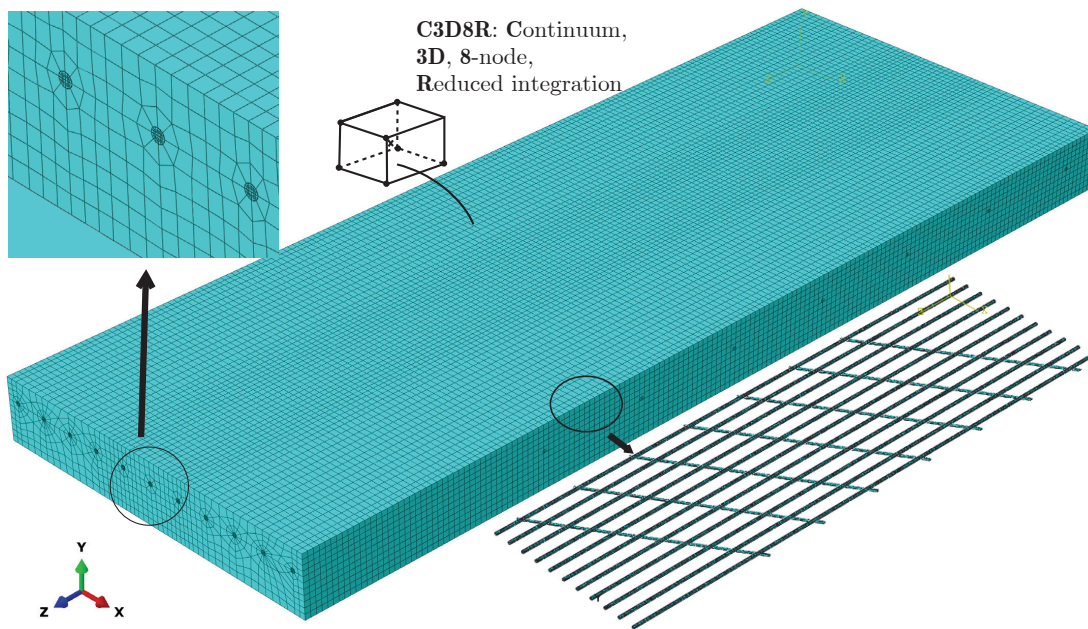


Figure 5.11 Maillage d'une section de la chaussée

5.7 Conditions aux limites

Pour l'analyse thermique, aucune contrainte mécanique n'a été imposée à la dalle ainsi qu'aux couches de fondations. Les conditions initiales de la chaussée ont été définies en utilisant les températures des thermocouples TB-C1 et TB-C3.

Pour l'analyse de contraintes, les degrés de liberté en translation de la base du sol de fondation ont été retenus. Les autres conditions d'appuis sont illustrées à la figure 5.12.

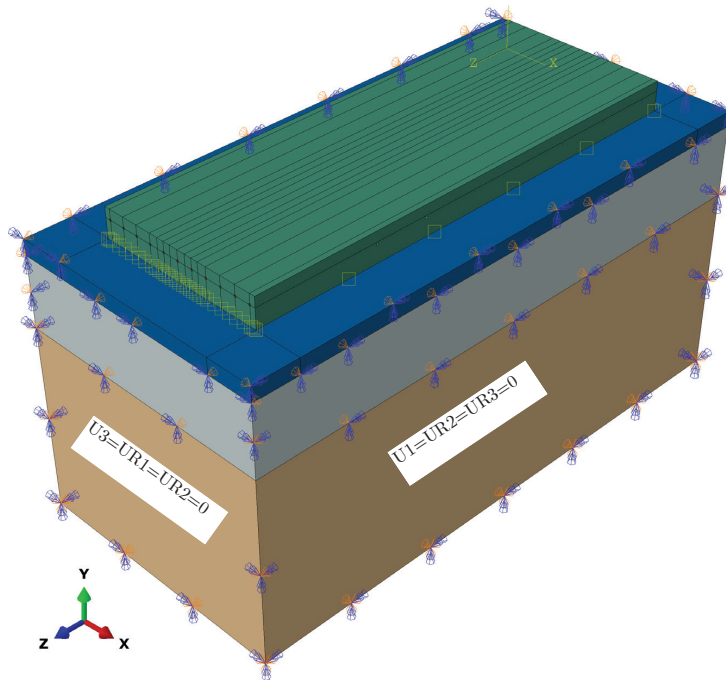


Figure 5.12 Conditions frontière pour le modèle 3D

5.8 Validation expérimentale du modèle numérique

Le modèle numérique a été validé en comparant les températures et les contraintes calculées à l'aide du logiciel Abaqus aux données expérimentales. Les figures 5.13 et 5.14 illustrent cette comparaison. On remarque que les valeurs calculées sont assez proches des valeurs expérimentales.

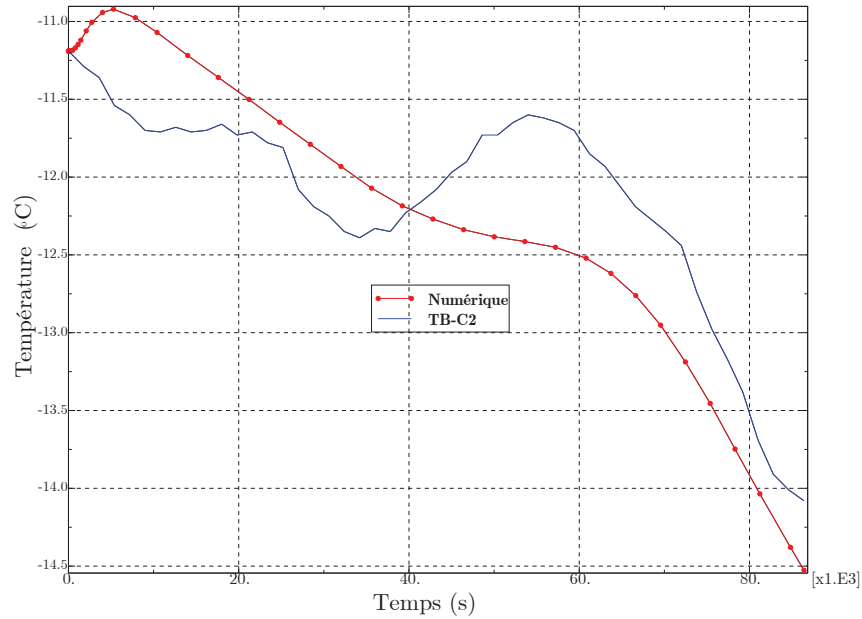


Figure 5.13 Validation pour l'analyse thermique

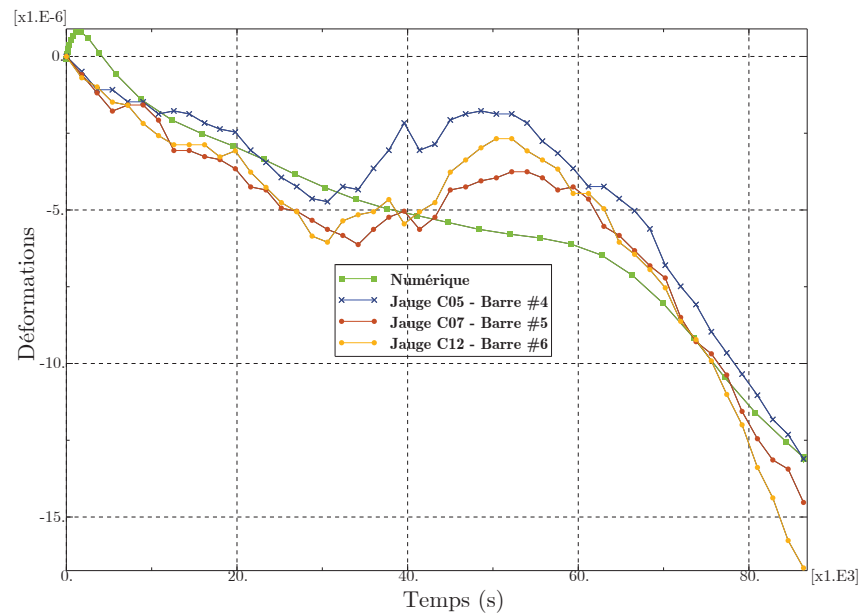


Figure 5.14 Validation pour l'analyse de contraintes

5.9 Étude paramétrique

À l'issue de la validation du modèle numérique, des études paramétriques ont été réalisées pour étudier l'influence des paramètres tels que les taux des armatures longitudinales, la profondeur et les propriétés des barres d'armature de PRFV, l'épaisseur de la dalle, le

coefficient de dilatation thermique du béton et l'espacement des barres transversales sur le comportement de la dalle en BAC de PRFV. Le taux d'armature est maintenu constant (0,93%) pour tous les paramètres étudiés à l'exception du paramètre portant sur le taux d'armature. Les tableaux 5.2 et 5.3 suivants résument les différents paramètres étudiés dans le cadre de ce projet de recherche.

Tableau 5.2 Section de PRFV

Paramètres	Variables
Armature longitudinale	• Taux d'armature de 0,8%, 0,93%, 1%, 1,2%, 1,4% et 1,6% (barre #8)
Diamètre des barres	• Barre #6, #7 et #8 (50GPa)
Épaisseur de la dalle	• 285 mm, 300 mm, 315 mm et 360 mm
Module d'élasticité des barres	• 42,5 GPa, 52,5 GPa et 66,4 GPa
Profondeur des barres	• 60 mm, 90 mm, 107,5 mm, 130 mm et 157,5 mm (h/2)
CDT du béton	• 8×10^{-6} , $9,5 \times 10^{-6}$ et 10×10^{-6}
Esp. des barres transversales	• 500 mm, 550 mm, 600 mm et 650 mm

CDT : coefficient de dilatation thermique. Esp. : espacement

Tableau 5.3 Section d'acier

Section d'acier témoin (pour comparaison)
• Taux d'armature longitudinale : 0,73% (20M @125mm)
• Taux d'armature transversale constant : 15M @600 mm c/c à 30°
• Module de Young : 200 GPa
• Épaisseur de la dalle : 315 mm

5.10 Résultats de l'étude numérique

5.10.1 Comportement de la dalle sous charges roulantes

Pour étudier les comportements de la dalle en BAC de PRFV sous charges roulantes uniquement, un modèle 3D a été réalisé sous Abaqus. Le taux d'armature est de 0,93% pour cette section de PRFV (figure 5.15).

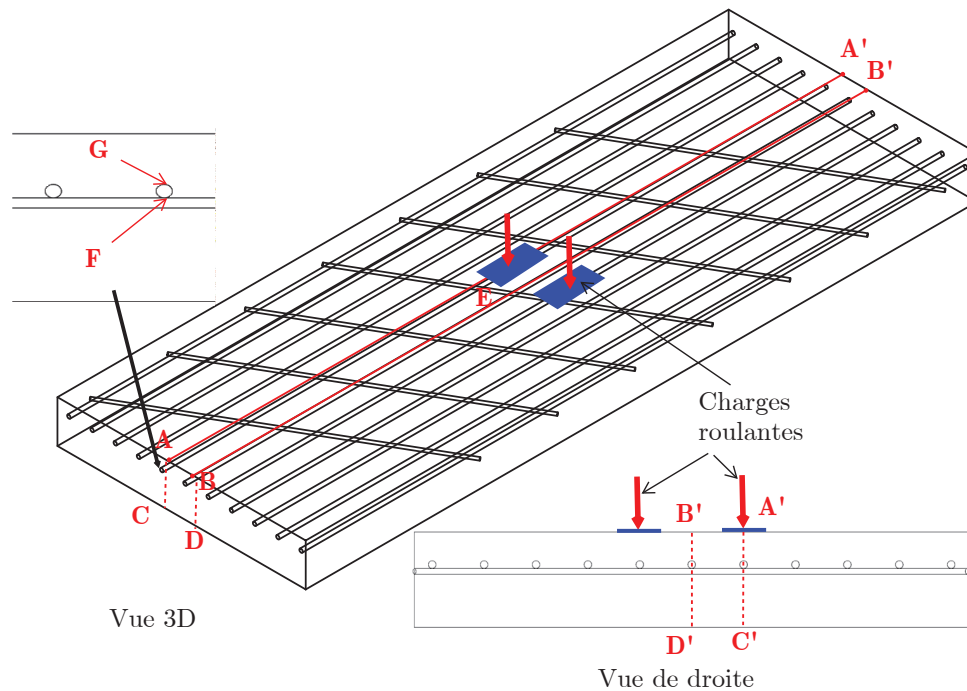
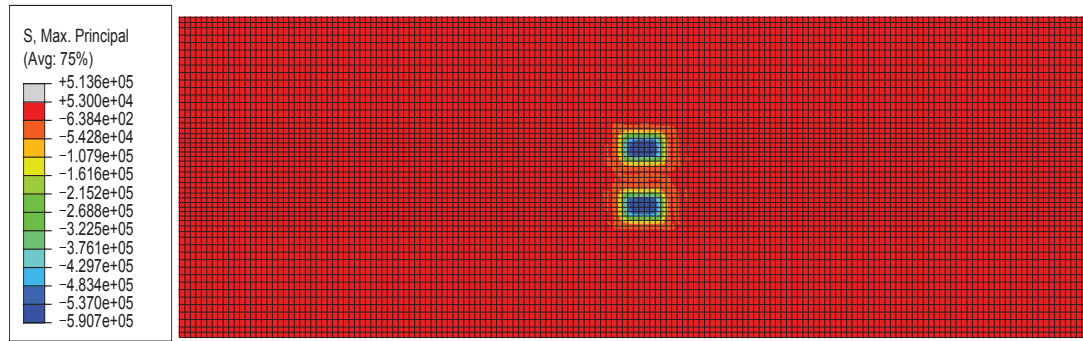
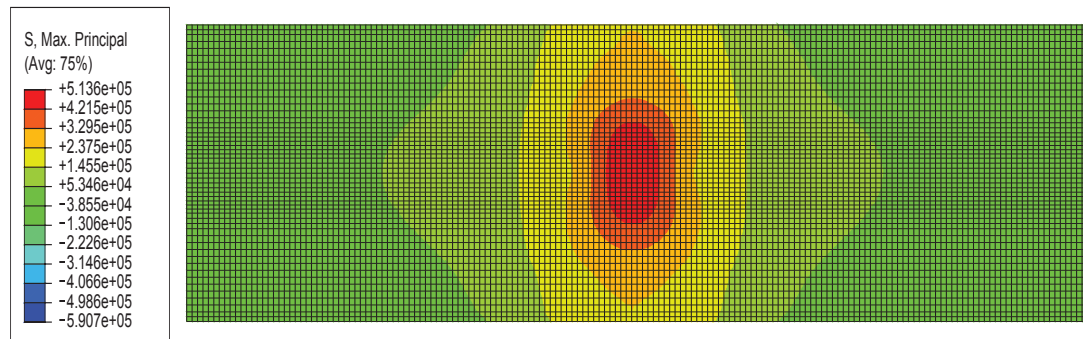


Figure 5.15 Modèle 3D de la dalle sous charges roulantes

La figure 5.16 présente le champ de contraintes principales maximales à la surface et à la base de la dalle en BAC. La charge roulante est positionnée à 2,46 m du point A. À la surface de la dalle, on remarque des contraintes de compression de 0,59 MPa dans le sens longitudinal tandis qu'à la base de la dalle on observe des contraintes de traction plus distribuées dans le sens transversal de 0,51 MPa. Par conséquent les contraintes de traction à la base de la dalle seront d'autant plus importantes que les charges roulantes sont élevées (trafic lourd).



(a) Contraintes principales maximales à la surface de la dalle



(b) Contraintes principales maximales à la base de la dalle

Figure 5.16 Contraintes principales maximales dans la dalle

La distribution des contraintes principales maximales à la surface (AA' et BB') ainsi qu'à la base (CC' et DD') de dalle en fonction de la variation de la position de la charge roulante sont également présentées aux figures 5.17 et 5.18. On remarque que les contraintes de traction sont maximales à la surface de la dalle et correspondent à 0,197 MPa pour une charge roulante située aux extrémités de la dalle.

Pour la base de la dalle, les contraintes de traction sont maximales au droit du point d'application de la charge lorsque celle-ci est située au milieu ainsi qu'aux extrémités de la dalle et correspondent à 0,49 MPa.

Les contraintes principales de traction à la base de la dalle sont maximales et correspondent à 0,51 MPa dans la partie de la dalle située entre les points d'application des deux charges roulantes, qui représente l'espacement entre deux pneus d'un essieu simple avec des pneus doubles (figure 5.18).

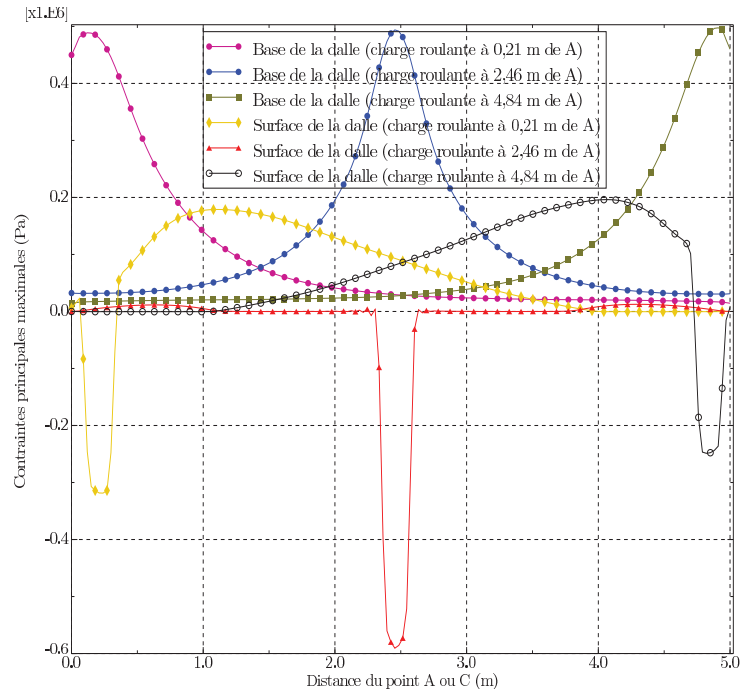


Figure 5.17 Contraintes principales maximales suivant AA' et CC'

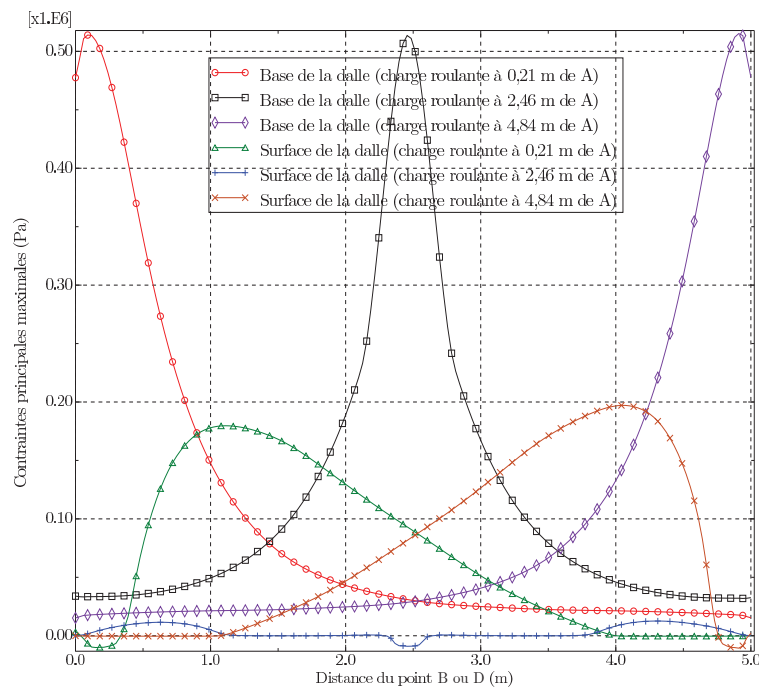


Figure 5.18 Contraintes principales maximales suivant BB' et DD'

La figure 5.19 montre la répartition des contraintes principales maximales dans la section transversale de la dalle à la position de la charge roulante et autour d'une barre longitu-

dinale. On constate qu'au droit de la charge roulante, des contraintes de compression et de traction apparaissent respectivement au-dessus et en dessous de la barre longitudinale.

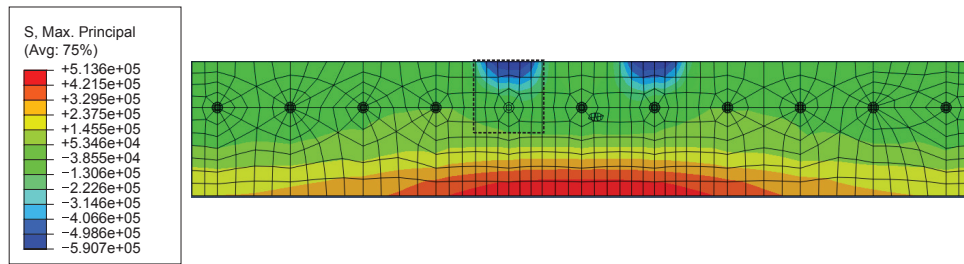


Figure 5.19 Contraintes maximales principales à la position de la charge roulante

Les figures 5.20 à 5.23 présentent la variation angulaire des contraintes principales maximales pour différentes positions des charges roulantes. La distance circulaire a été normalisée. Les distances circulaires normalisées de 0,25 m et 0,75 m représentent respectivement le dessus et le dessous de l'armature longitudinale. Les contraintes principales ont été évaluées à 4 mm, 12 mm et à 20 mm autour de l'armature longitudinale. On remarque que pour une charge roulante située à 0,39 m ou à 4,89 m du point A, la contrainte de traction est maximale au-dessus de l'armature longitudinale. Pour une charge située à 2,46 m ou à 2,70 m du point A, les contraintes de traction sont maximales en dessous de l'armature longitudinale. Par conséquent sous des charges de trafic répétées, le risque de fissuration longitudinal au niveau des armatures longitudinales est élevé.

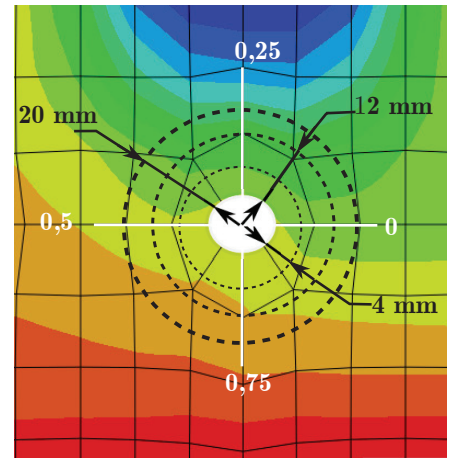
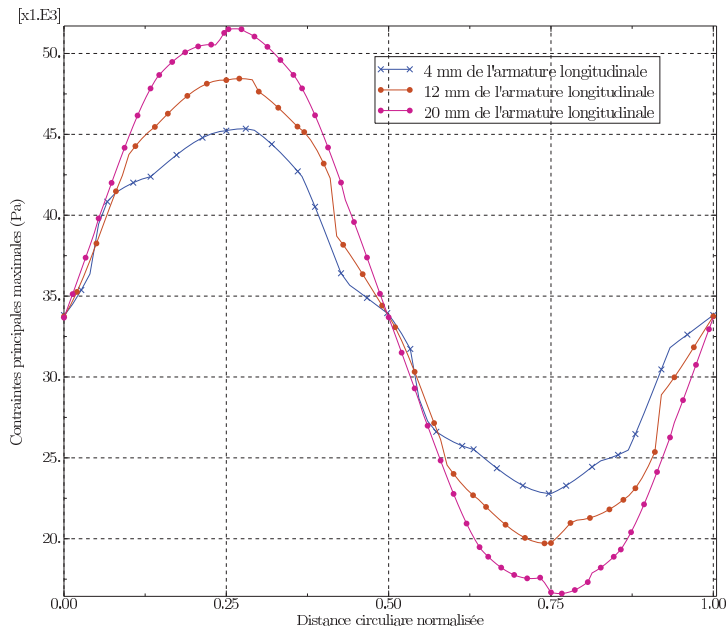


Figure 5.20 Contraintes principales maximales - charges roulantes à 0,39 m de A

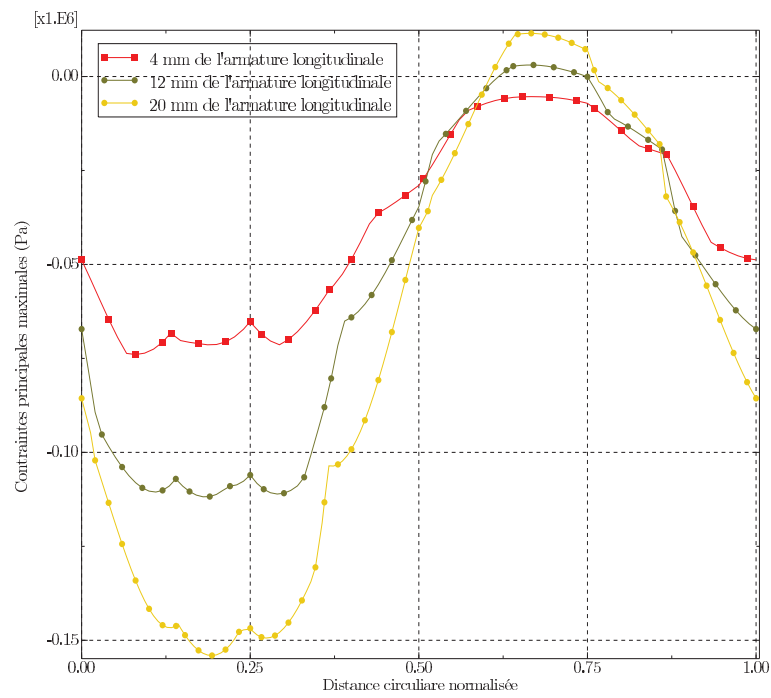


Figure 5.21 Contraintes principales maximales - charge roulante à 2,46 m de A

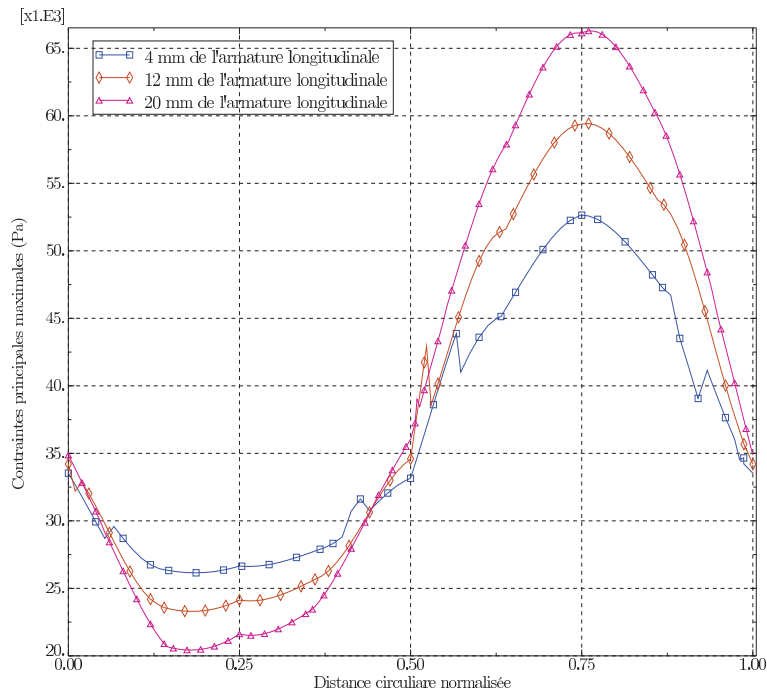


Figure 5.22 Contraintes principales maximales - charge roulante à 2,70 m de A

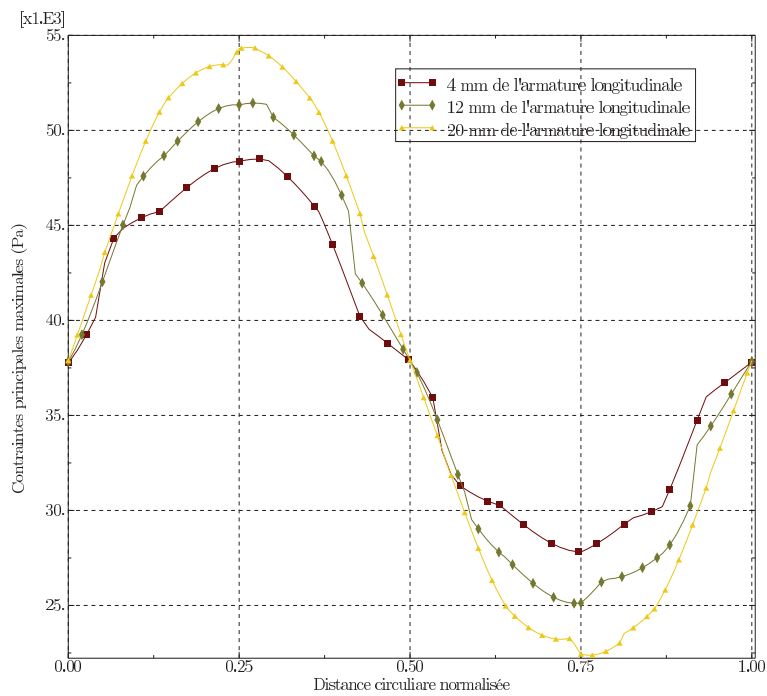


Figure 5.23 Contraintes principales maximales - charge roulante à 4,89 m de A

5.10.2 Comportement de la dalle sous combinaison de charges roulantes et thermiques

La figure 5.24 présente le champ de contrainte sous charges thermiques pour la section de PRFV, pour un taux d'armature de 0,93%. On constate que les contraintes de traction sont concentrées vers le centre de la dalle avec un maximum de 2,04 MPa.

Les figures 5.25 et 5.26 montrent la combinaison des contraintes principales maximales dues aux charges thermiques et roulantes pour des charges roulantes situées au centre et à l'extrémité de la dalle respectivement. On constate que pour une charge roulante positionnée au droit de l'armature longitudinale, les contraintes principales de traction résultantes des charges thermiques et roulantes sont réduites. Par contre, pour une charge roulante positionnée à l'extrémité de la dalle, les contraintes de traction résultantes de la combinaison des charges thermiques et roulantes sont supérieures à la fois aux charges thermiques et roulantes.

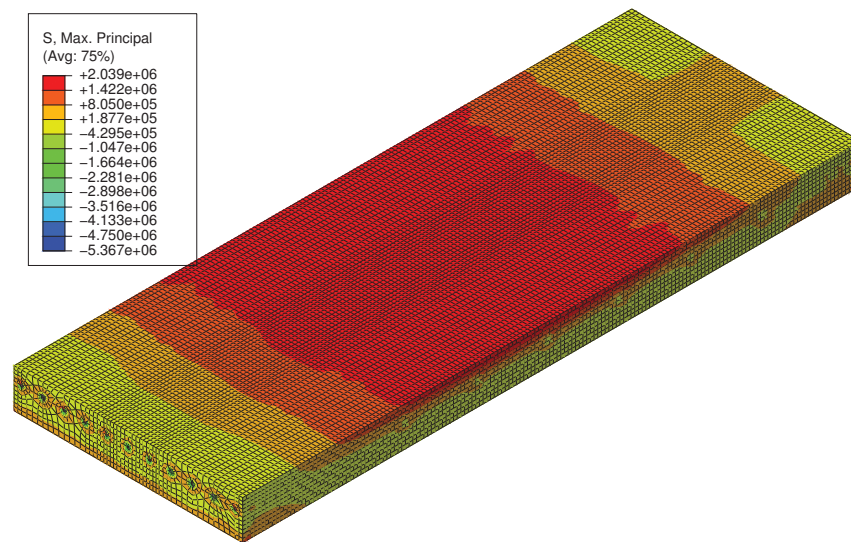


Figure 5.24 Champ de contraintes dans la dalle en BAC de PRFV

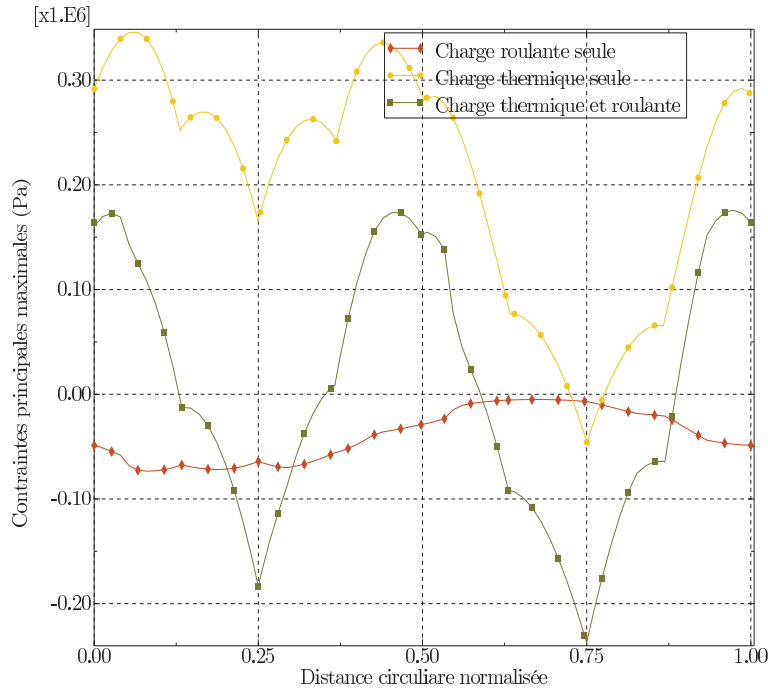


Figure 5.25 Combinaison des contraintes principales maximales dans la dalle - charge roulante au droit de l'armature longitudinale

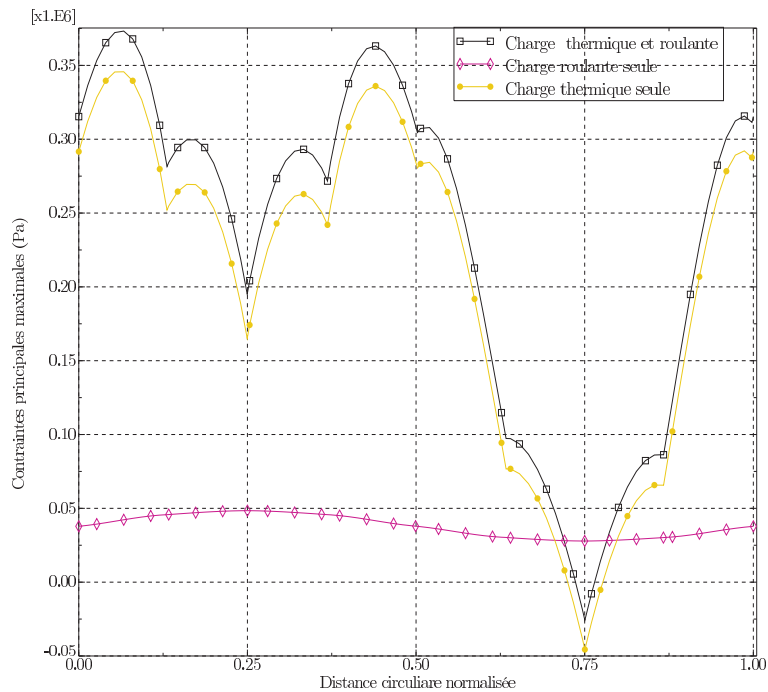


Figure 5.26 Combinaison des contraintes principales maximales dans la dalle - charge roulante à 2,46 m de l'armature longitudinale

La figure 5.27 présente l'évolution des contraintes principales maximales sous l'armature longitudinale située en dessous de la ligne AA' (figure 5.15). On constate des pics de contraintes au droit des armatures transversales. Ces pics seront d'autant plus importants que les charges roulantes et thermiques sont importantes (autoroutes à fort trafic). Ceci illustre clairement l'importance de définir convenablement l'espacement des armatures transversales afin d'assurer une meilleure répartition des fissures. D'ailleurs, des études réalisées par Al-Qadi et Elseifi [2006] sur l'effet du taux d'armature transversal sur la formation et l'espacement des fissures transversales ont montré que la concentration de contrainte de traction au droit de l'armature transversale pourrait contribuer à l'initiation des fissures transversales dans les dalles en BAC. Les résultats de leurs travaux ont aussi démontré une corrélation entre l'espacement des fissures transversales et l'espacement des armatures transversales.

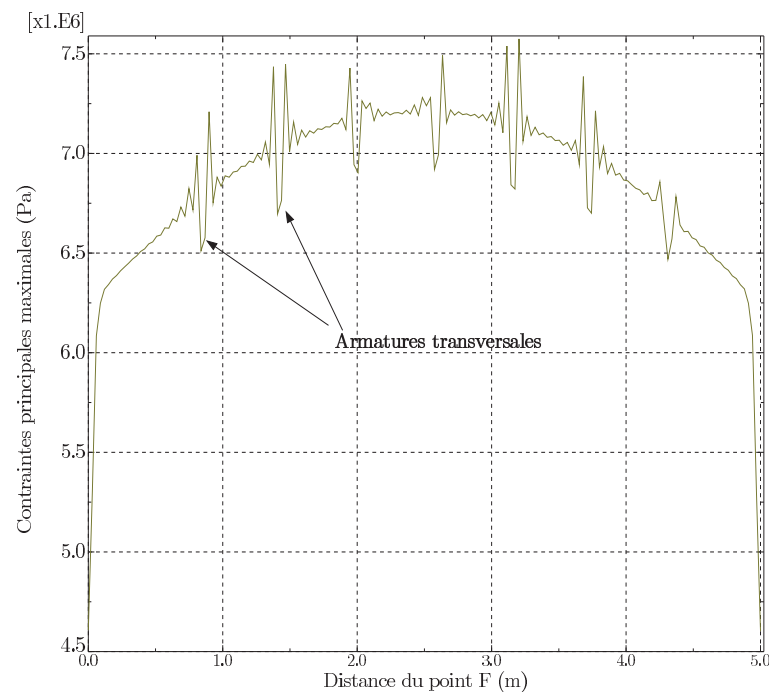


Figure 5.27 Contraintes principales maximales dans une armature longitudinale

5.10.3 Comparaison de la section d'acier et de PRFV

La figure 5.28 présente les champs de contraintes principales maximales pour les sections de PRFV (taux d'armature de 0,93%) et d'acier (taux d'armature de 0,73%). La charge roulante est positionnée à l'extrémité gauche des deux dalles (PRFV et acier). Comme on peut le constater, les contraintes principales maximales sont situées au centre de la dalle et sont de 2,04 MPa et 2,12 MPa pour la section de PRFV et d'acier respectivement.

Les figures 5.29 et 5.30 présentent une comparaison des contraintes maximales principales dans la surface de dalle suivant AA', pour la section d'acier et de PRFV pour une charge roulante positionnée au centre et à l'extrémité de la dalle respectivement. On remarque que les contraintes maximales principales dans la section d'acier sont supérieures à celle de la section de PRFV autour de l'emplacement de la charge roulante.

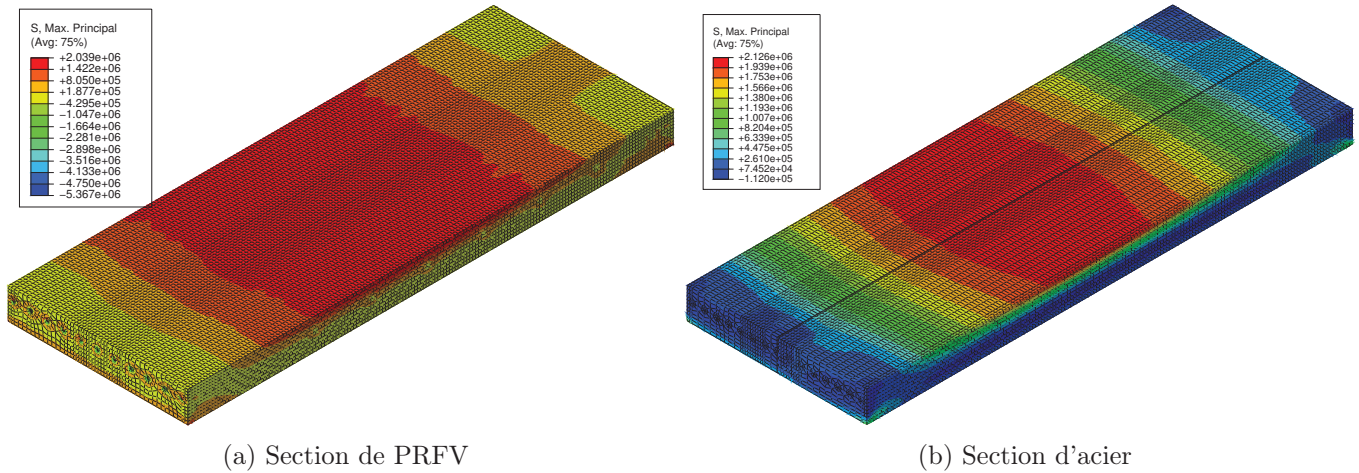


Figure 5.28 Champ de contraintes dans la dalle en BAC de PRFV et d'acier

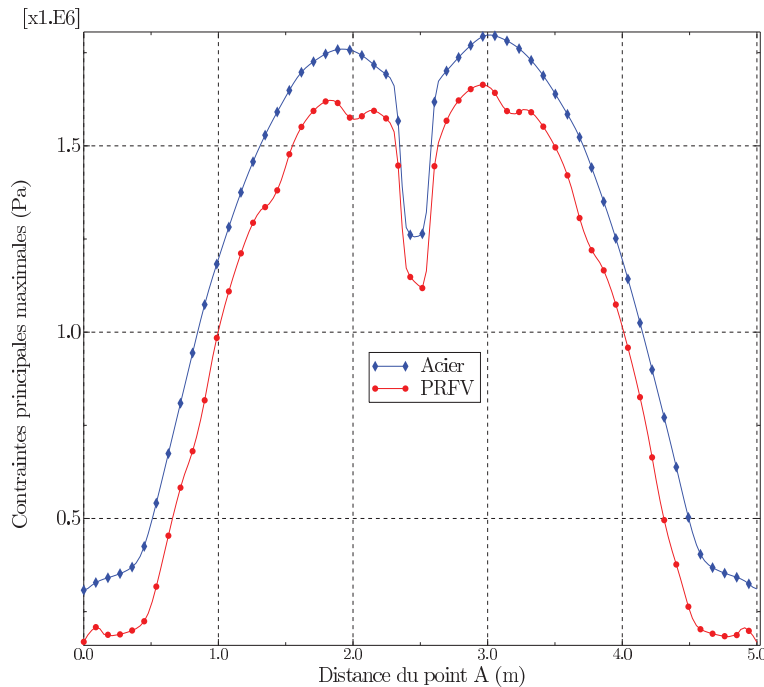


Figure 5.29 Contraintes principales maximales - charge roulante au centre de la dalle

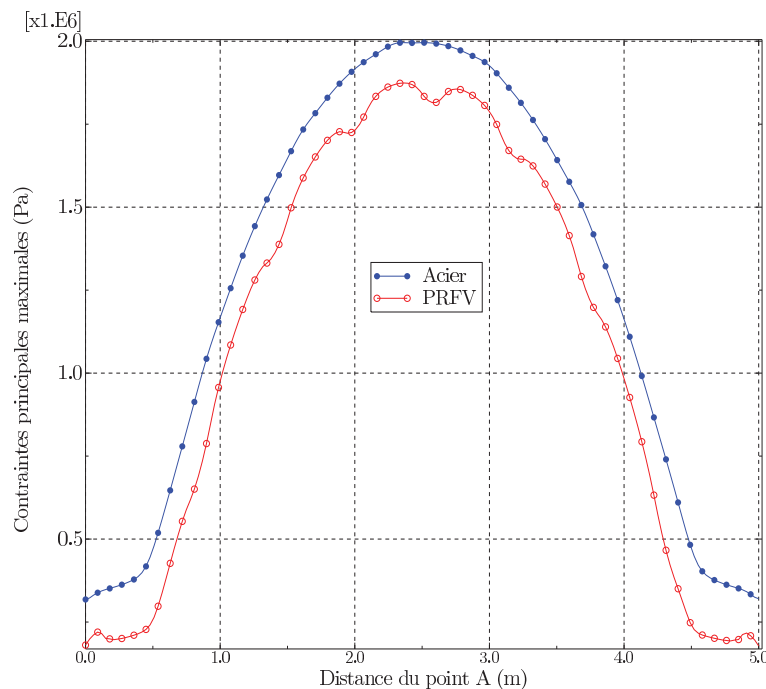


Figure 5.30 Contraintes maximales principales - charge roulante à l'extrémité droite de la dalle

Les figures 5.31 et 5.32 présentent l'évolution des contraintes principales maximales autour d'une armature longitudinale pour les sections de PRFV et d'acier, pour des charges thermiques et une combinaison des charges thermiques et roulantes respectivement. On constate qu'autour des barres de PRFV, les contraintes principales maximales sont supérieures aux contraintes dans la section d'acier. Cet écart pourrait s'expliquer par la différence de rigidité et du coefficient de dilatation thermique entre les barres de PRFV et d'acier.

La figure 5.33 présente une comparaison des contraintes maximales principales dans le sens transversal pour les sections d'acier et de PRFV. Le point E est situé à la surface de la dalle entre l'emplacement des points d'application des charges roulantes (figure 5.15). On remarque que les contraintes principales maximales à la surface ainsi qu'à la base de la dalle en BAC d'acier sont supérieures à celles de la dalle en BAC de PRFV. Cette différence s'amenuise vers le centre de la dalle.

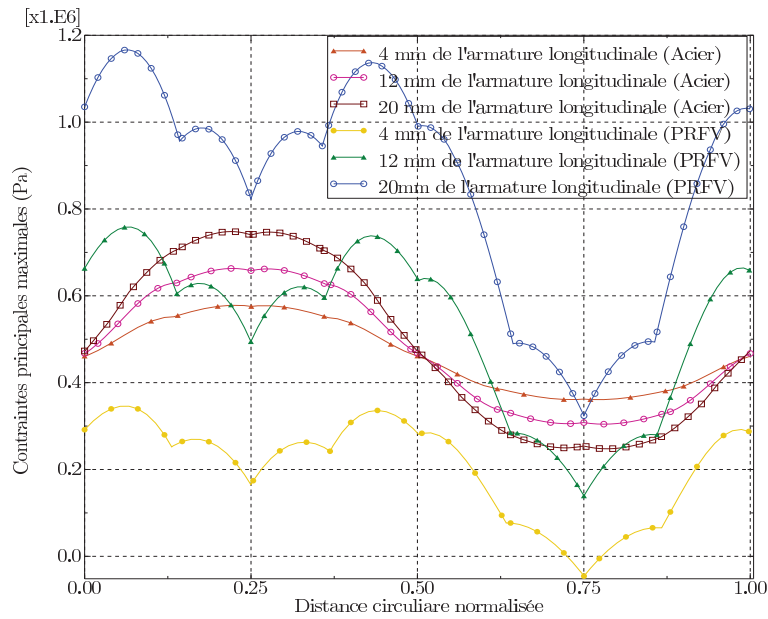


Figure 5.31 Contraintes principales maximales - charges thermiques

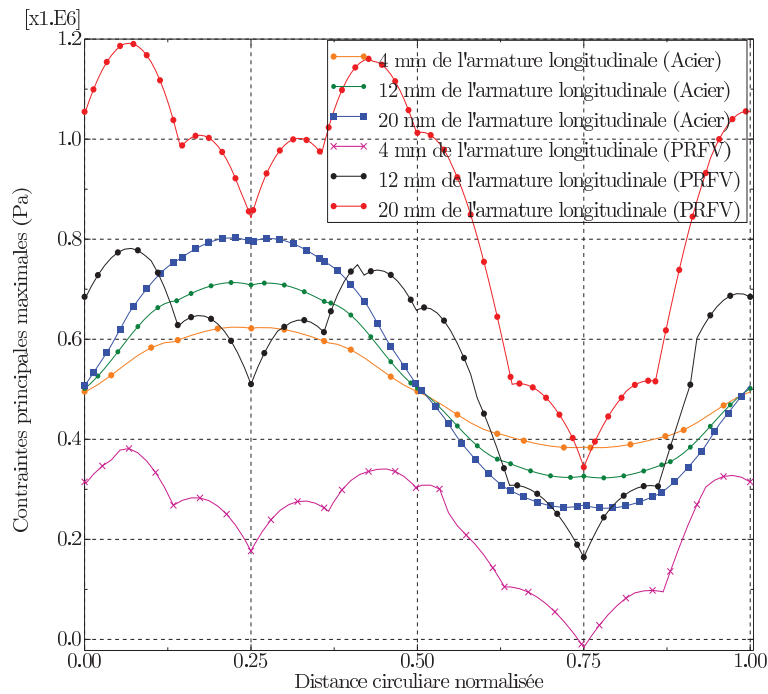


Figure 5.32 Contraintes principales maximales - charges thermiques et roullantes

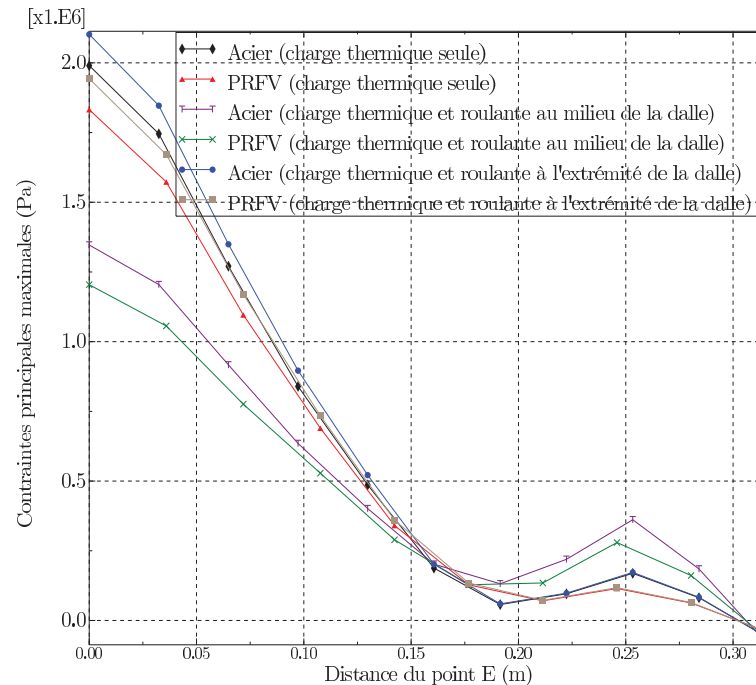


Figure 5.33 Contraintes principales dans le sens transversal

5.10.4 Influence du taux d'armature

La figure 5.34 présente l'effet du taux des armatures longitudinales sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle en BAC de PRFV. On remarque qu'une augmentation du taux d'armature longitudinale entraîne une diminution de contraintes principales maximales aussi bien pour des charges thermiques seules que pour une combinaison des charges thermiques et roulantes. Il existe également une relation linéaire entre l'augmentation du taux d'armature et la diminution des contraintes maximales principales à la surface de la dalle.

Les figures 5.35 et 5.36 montrent respectivement la variation des contraintes principales maximales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale située sous la charge roulante (figure 5.15). On remarque que les contraintes de traction au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale sont d'autant plus élevées que le taux d'armature est faible. Le potentiel de fissuration longitudinale et donc d'initiation du *punchout* est d'autant plus élevé que les contraintes de traction au-dessus et en dessous de l'armature sont élevées. Les pics de contraintes observés dans les figures 5.35 et 5.36 résultent de l'interaction entre les armatures longitudinales et transversales et pourraient être étroitement liés à la formation et à l'espacement des fissures transversales [Al-Qadi et Elseifi, 2006].

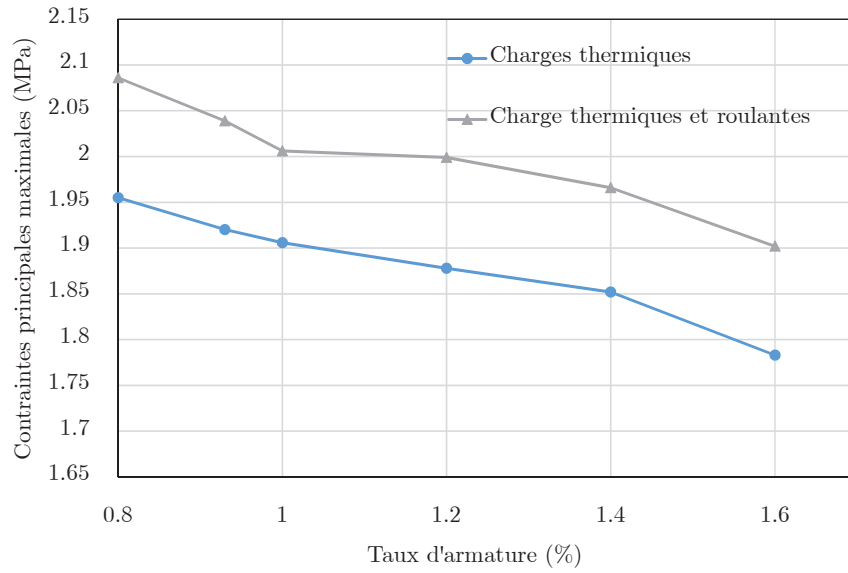


Figure 5.34 Effet du taux d'armature

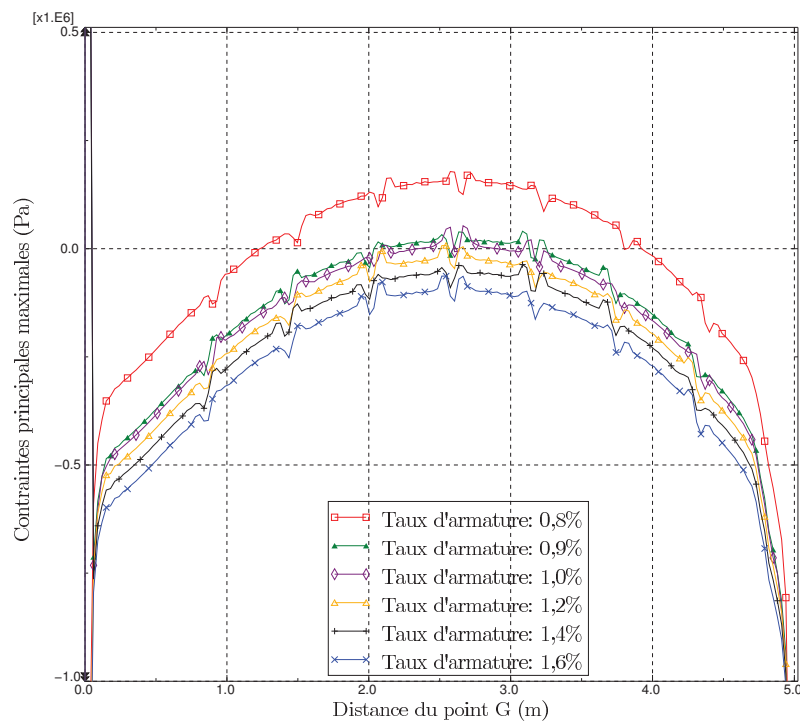


Figure 5.35 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

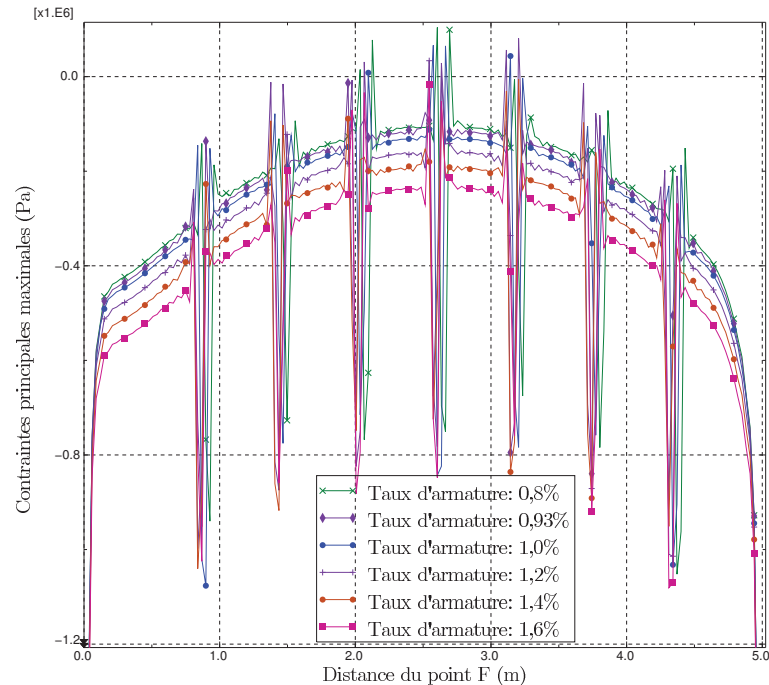


Figure 5.36 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.10.5 Influence du diamètre des barres

La figure 5.37 présente l'effet du diamètre des barres d'armature longitudinale sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle en BAC de PRFV, pour un taux d'armature de 0,93%. Les contraintes principales maximales sont constantes pour des diamètres de barres de PRFV de 19,1 mm (#6) et 22,23 mm (#7) et varient peu pour des diamètres supérieurs à 22,1 mm (2 MPa à 2,04 MPa pour les charges thermiques et roulantes). Pour un taux d'armature constant, le diamètre des barres ne semble donc pas avoir un grand effet sur les contraintes maximales principales à la surface de la dalle en BAC de PRFV.

Les figures 5.38 et 5.39 montrent respectivement la variation des contraintes maximales principales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale située sous la charge roulante (figure 5.15). On remarque qu'au-dessus de l'armature longitudinale, plus le diamètre de la barre est élevé, plus les contraintes au-dessus de l'armature sont élevées. Par contre en dessous de la barre, les contraintes principales maximales sont plus élevées dans les barres #7 et #8. On remarque aussi que les contraintes principales maximales sous l'armature longitudinale sont inférieures à celles au-dessus de l'armature longitudinale.

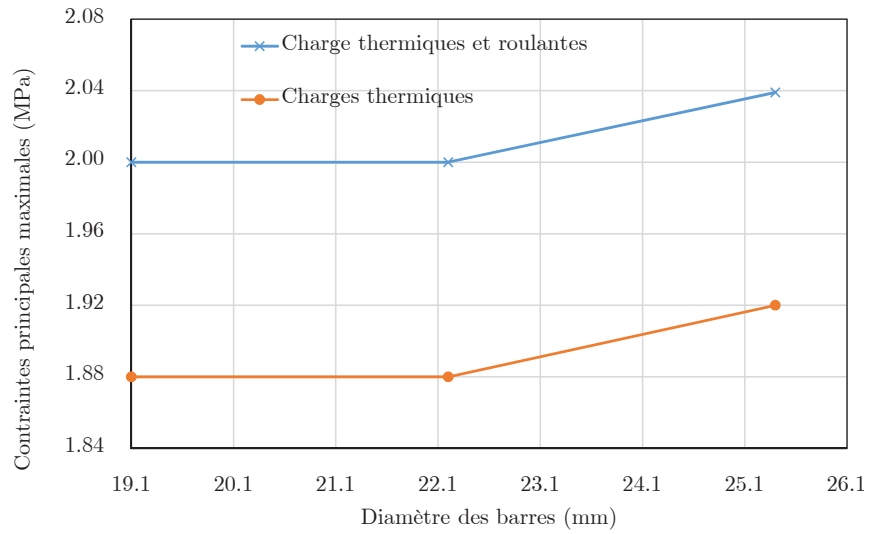


Figure 5.37 Effet du diamètre des barres longitudinales

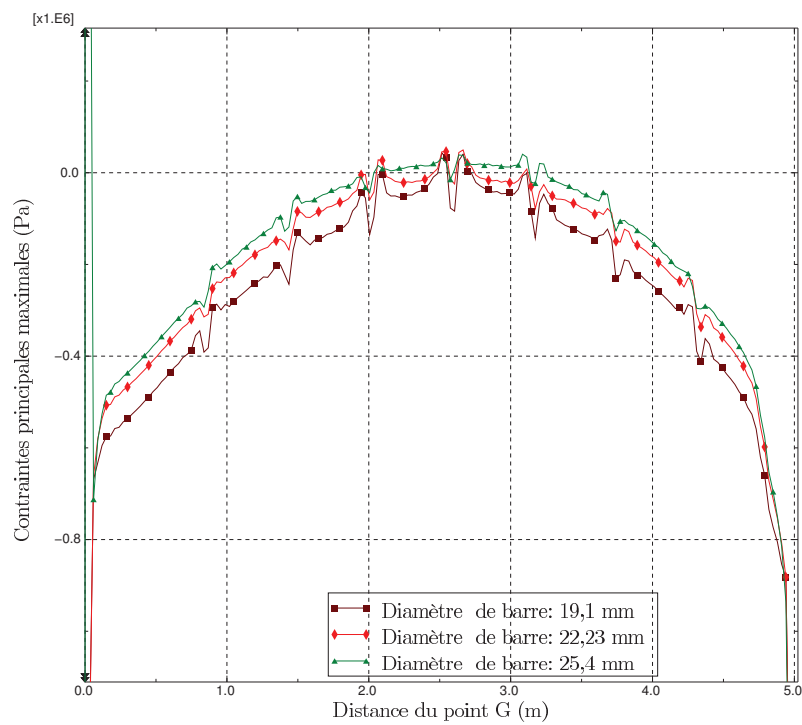


Figure 5.38 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

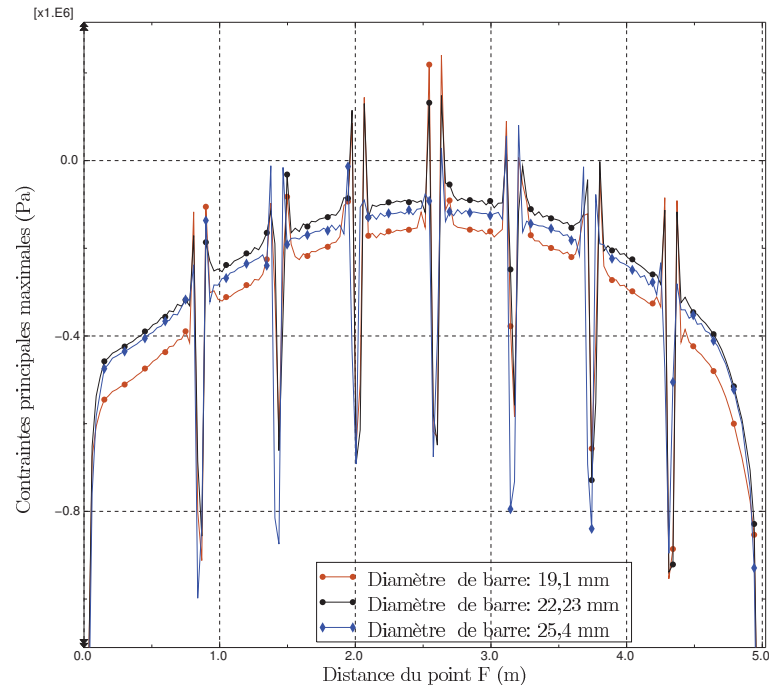


Figure 5.39 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.10.6 Influence de l'épaisseur de la dalle

La figure 5.40 présente l'effet de l'épaisseur de la dalle en BAC de PRFV sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle, pour un taux d'armature longitudinal de 0,93%. On remarque que pour des épaisseurs de dalle comprises entre 285 mm et 315 mm, les contraintes principales maximales varient peu (2 MPa à 2,04 MPa pour les charges thermiques et roulantes combinées). Par contre, pour des épaisseurs de dalle supérieures à 315 mm, les contraintes principales décroissent (2,04 MPa à 1,94 MPa).

Les figures 5.41 et 5.42 montrent respectivement les variations des contraintes maximales principales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale pour une combinaison de charges thermiques et roulantes. On remarque que les variations de contraintes sont mineures entre les courbes. Aux extrémités de l'armature longitudinale, une augmentation de l'épaisseur de la dalle entraîne une diminution des contraintes principales maximales au-dessus ainsi qu'en dessous de l'armature longitudinale. Vers le centre de l'armature longitudinale, les contraintes principales des dalles d'épaisseur 315 mm et 330 mm sont supérieures aux contraintes principales maximales des autres dalles.

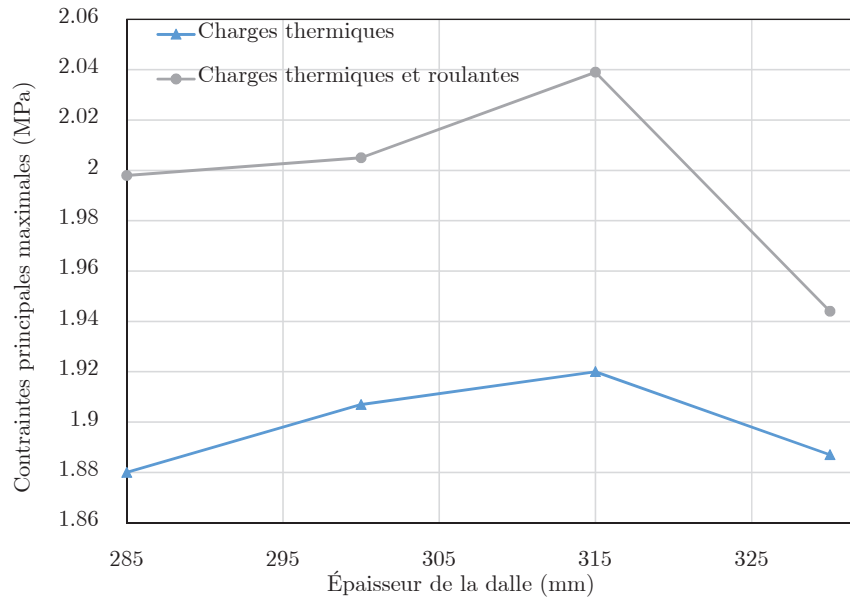


Figure 5.40 Effet de l'épaisseur de la dalle

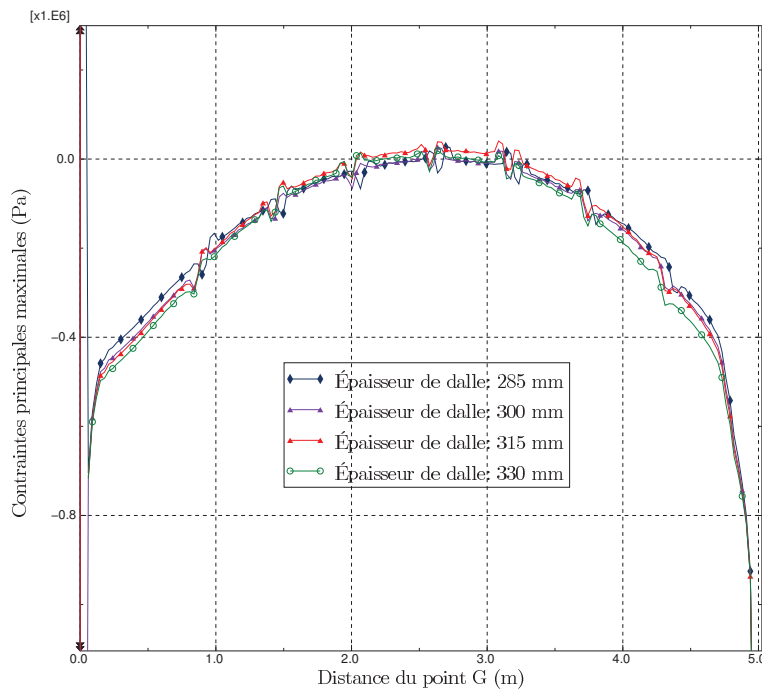


Figure 5.41 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

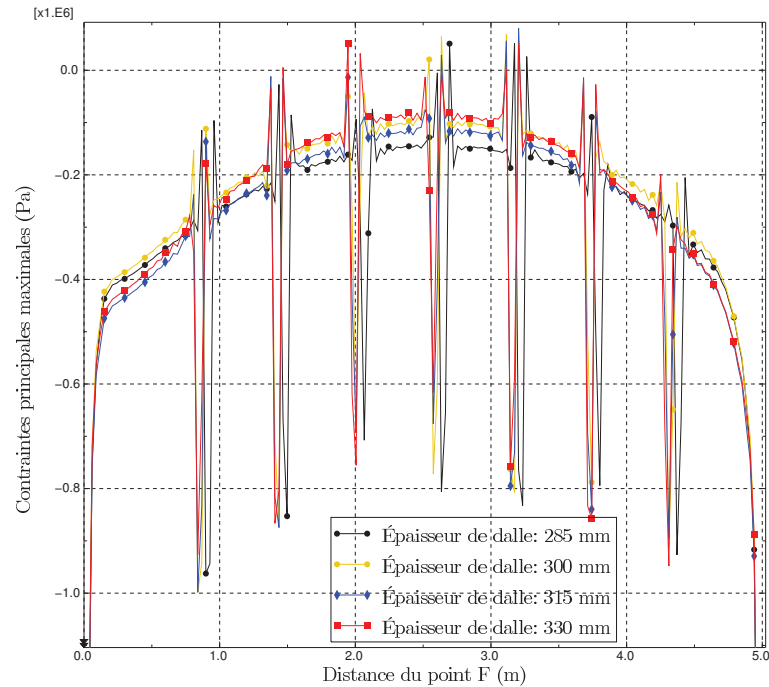


Figure 5.42 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.10.7 Influence du module de Young moyen des barres

La figure 5.43 présente l'effet du module de Young moyen des barres de PRFV sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle en BAC de PRFV pour un taux d'armature de 0,93%. On remarque que plus le module de Young moyen des barres est élevé, plus les contraintes principales maximales diminuent. Ceci est tout à fait normal car la rigidité des barres de PRFV augmente avec l'augmentation de leur module.

Les figures 5.44 et 5.45 montrent respectivement la variation des contraintes maximales principales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale située sous la charge roulante. Comme précédemment, on constate que plus le module de Young moyen des barres est élevé, plus les contraintes principales maximales diminuent.

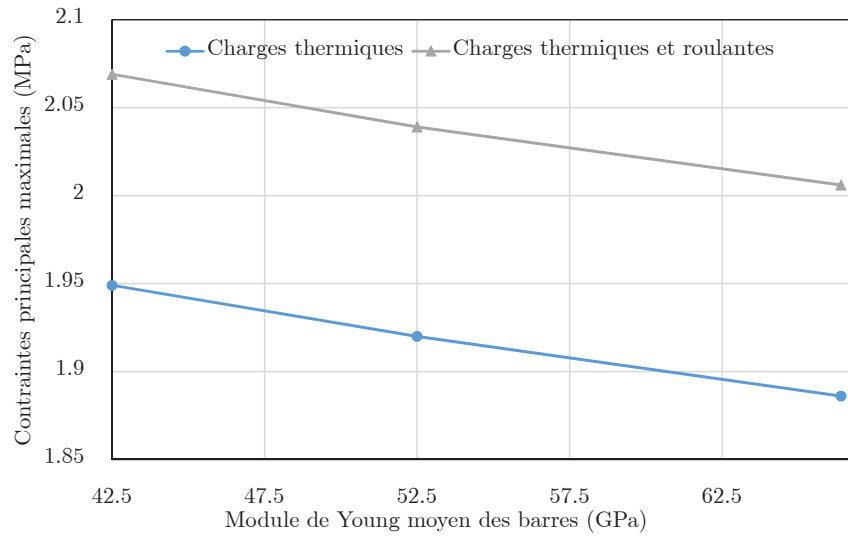


Figure 5.43 Effet du module de Young moyen des barres longitudinales

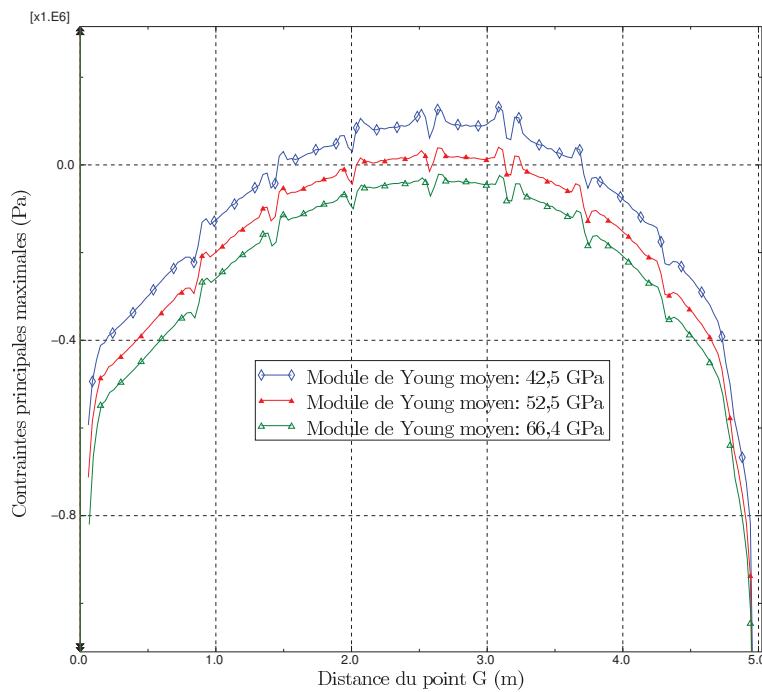


Figure 5.44 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

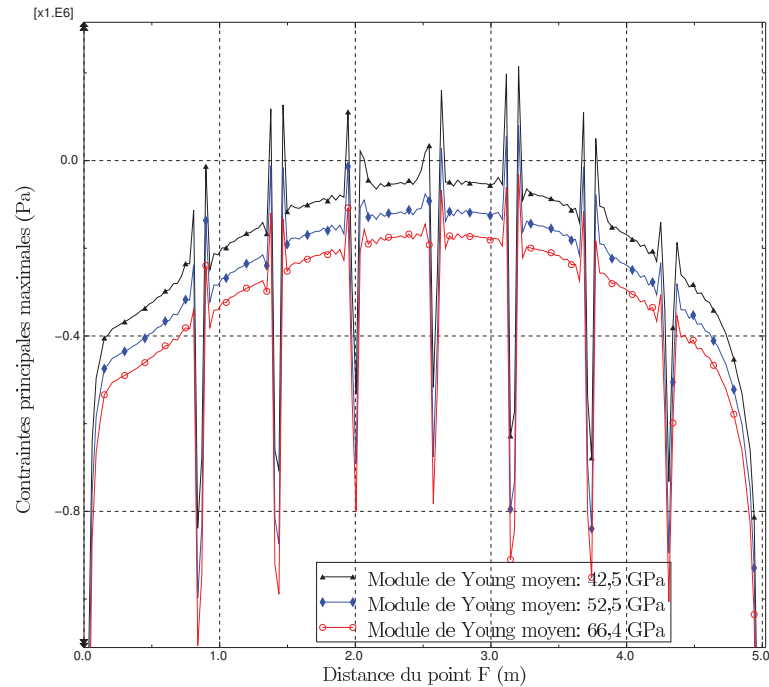


Figure 5.45 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.10.8 Influence de la profondeur des barres

La figure 5.46 présente l'effet de la profondeur des barres d'armature longitudinale sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle en BAC de PRFV pour un taux d'armature de 0,93%. On remarque que plus l'armature longitudinale est proche de la surface ou de la mi-hauteur de la dalle et plus les contraintes maximales principales sont élevées.

Les figures 5.47 et 5.48 montrent respectivement la variation des contraintes maximales principales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale située sous la charge roulante. On remarque que les différences de contraintes sont très prononcées suivant la profondeur des barres. On constate aussi que plus l'armature longitudinale est proche de la mi-hauteur de la dalle, plus les contraintes principales maximales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale diminuent et tendent à être constantes le long de l'armature.

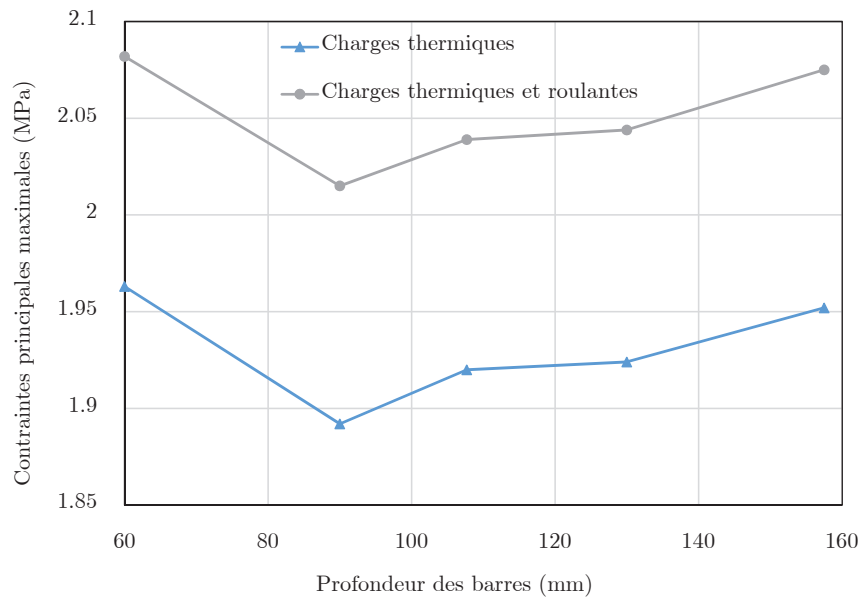


Figure 5.46 Effet de la profondeur des barres

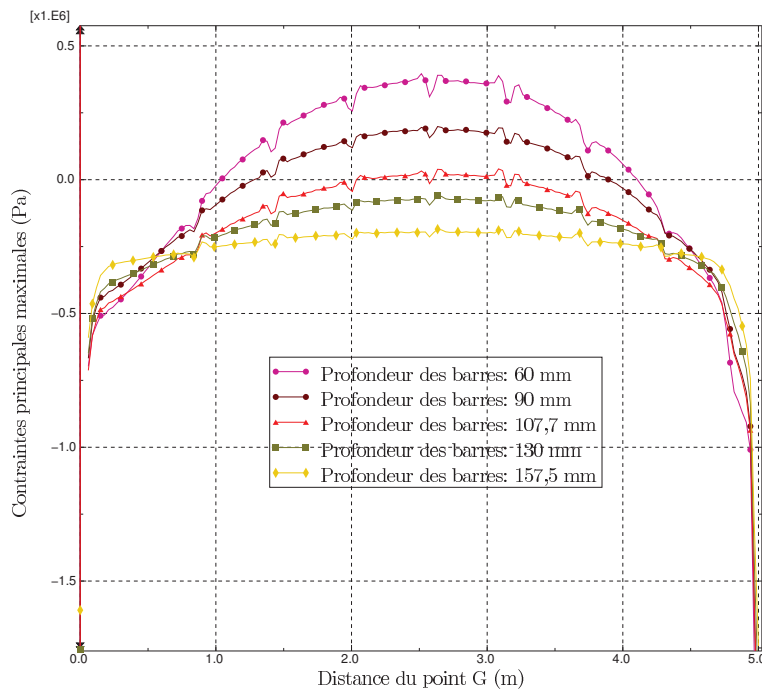


Figure 5.47 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

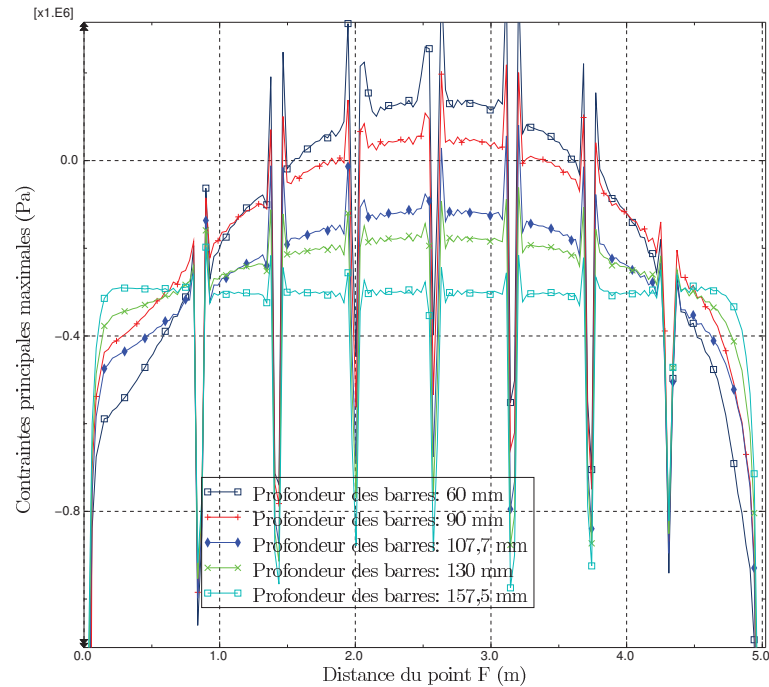


Figure 5.48 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.10.9 Influence du coefficient de dilatation thermique du béton

La figure 5.49 présente l'effet du coefficient de dilatation thermique du béton sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle en BAC de PRFV pour un taux d'armature de 0,93%. On remarque que plus le coefficient de dilatation thermique du béton est élevé, plus les contraintes principales maximales sont également élevées.

Les figures 5.50 et 5.51 montrent respectivement les variations des contraintes maximales principales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale située sous la charge roulante (figure 5.15). On remarque aussi que plus le coefficient de dilatation thermique du béton est élevé, plus les contraintes principales maximales sont également élevées au-dessus et en dessous des barres de PRFV.

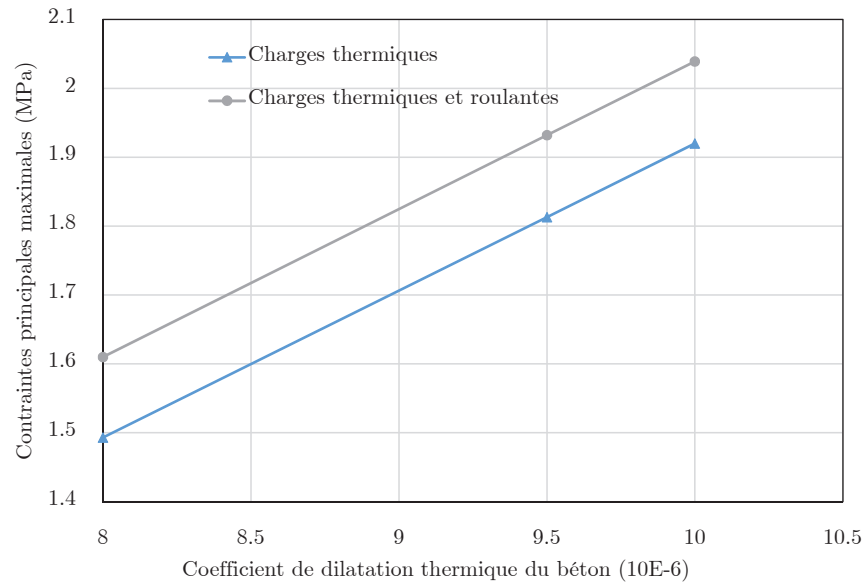


Figure 5.49 Effet du coefficient de dilatation thermique du béton

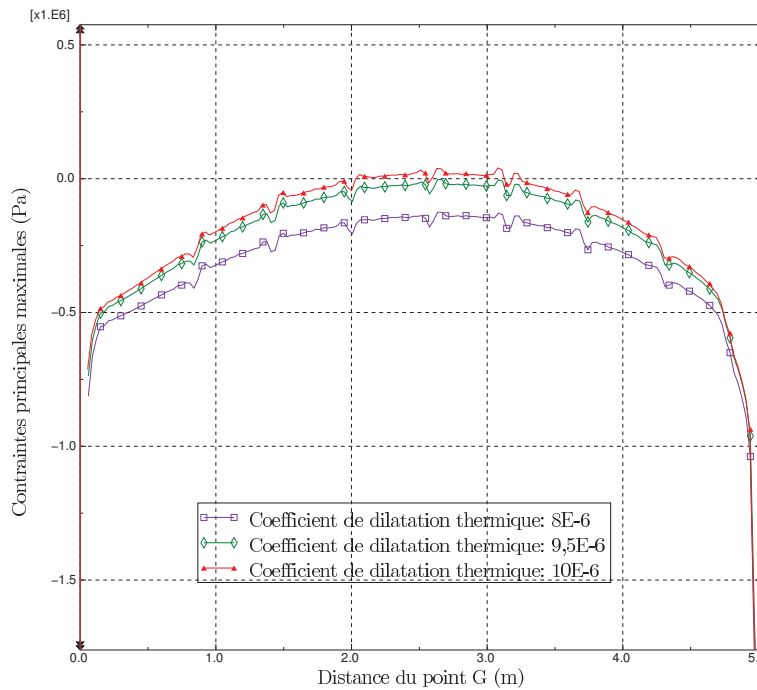


Figure 5.50 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

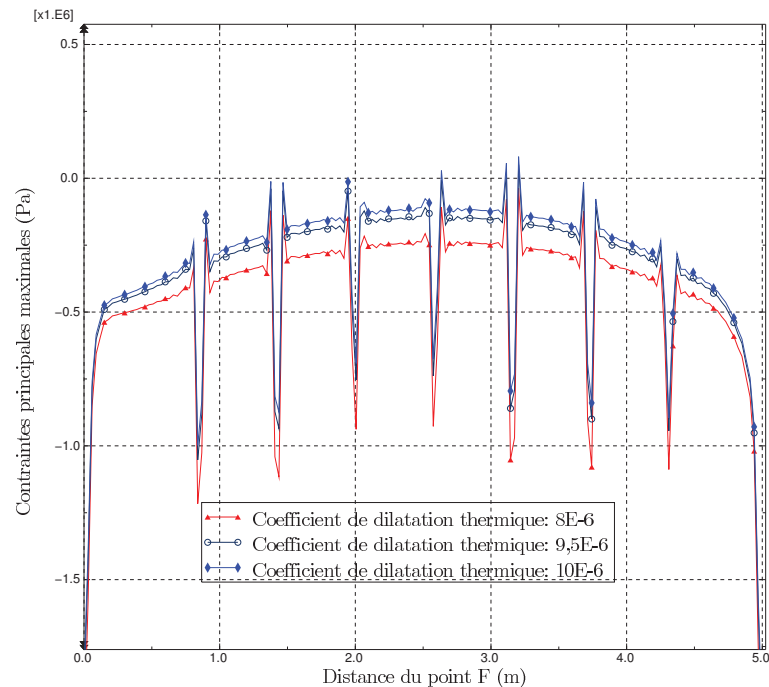


Figure 5.51 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.10.10 Influence de l'espacement des barres transversales

La figure 5.52 présente l'effet de l'espacement des barres transversales sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle en BAC de PRFV pour un taux d'armature de 0,93%. On remarque que les contraintes principales maximales sont pratiquement constantes avec l'augmentation de l'espacement des armatures transversales. L'espacement des barres d'armature transversale ne semble donc avoir d'influence sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle, pour un taux d'armature longitudinal constant.

Les figures 5.53 et 5.54 montrent respectivement la variation des contraintes maximales principales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale située sous la charge roulante. On remarque aussi que les contraintes maximales principales sont pratiquement constantes avec la variation de l'espacement des armatures transversales. La position des pics de contraintes à la base de l'armature longitudinale est déterminée par l'emplacement des armatures transversales (figure 5.54). Autrement dit, des barres d'armature transversale très rapprochées seront à l'origine de pics de contraintes très rapprochées, ce qui potentiellement pourrait accroître le risque de fissuration très rapprochée et donc de *punchout*.

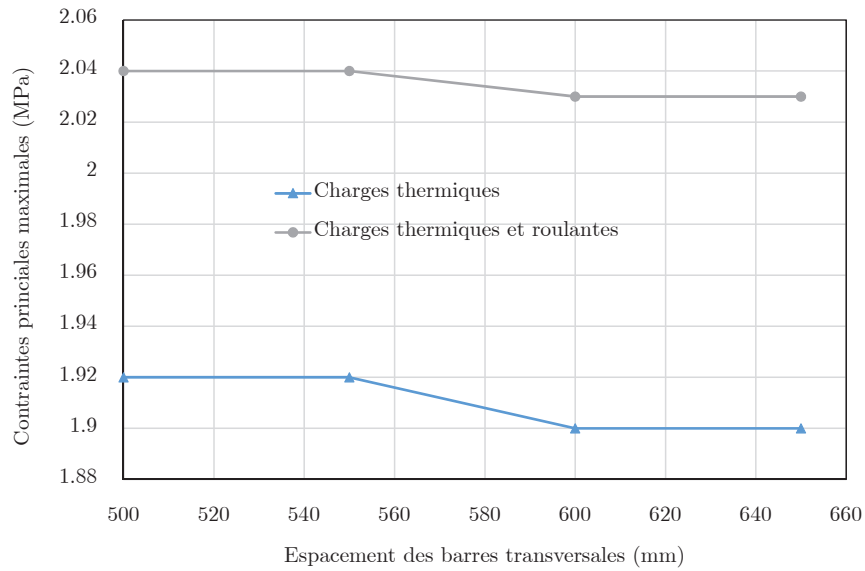


Figure 5.52 Effet de l'espace des barres transversales

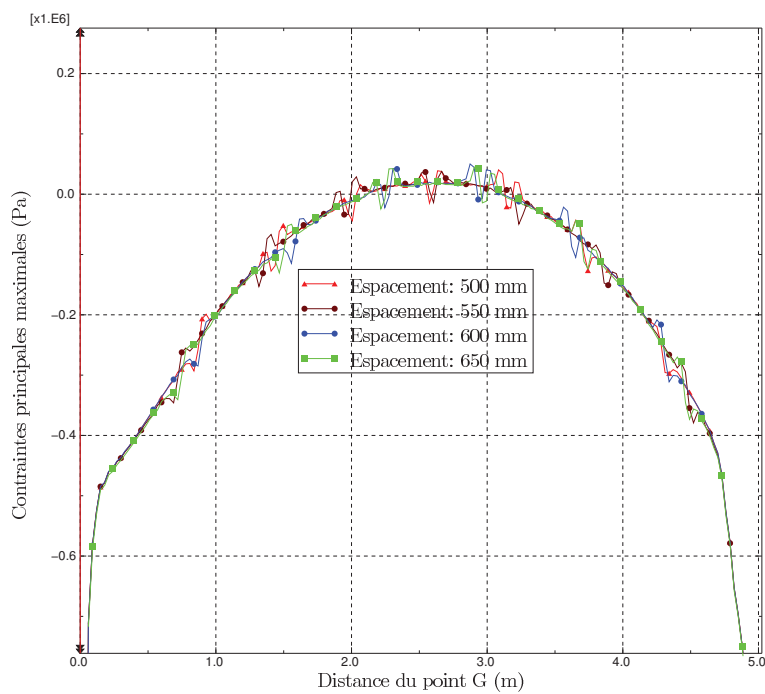


Figure 5.53 Contraintes principales maximales au-dessus de l'armature longitudinale

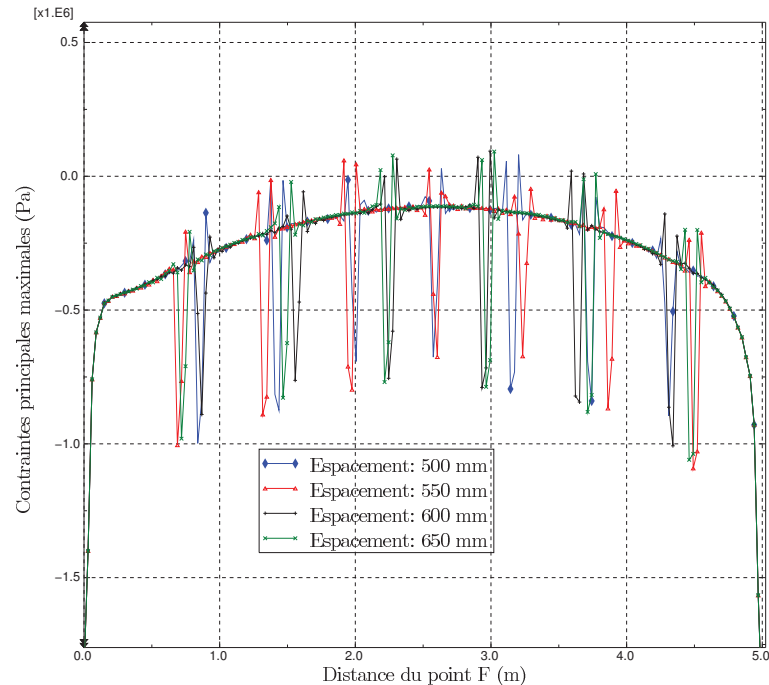


Figure 5.54 Contraintes principales maximales en dessous de l'armature longitudinale

5.11 Recommandations de dimensionnement des dalles en BAC de PRFV

Les sollicitations répétées dues au trafic et au climat créent des contraintes à la surface de la dalle ainsi qu'au niveau des armatures longitudinales. Pour des contraintes élevées au-dessus ainsi qu'en dessous de l'armature longitudinale, des fissures longitudinales peuvent se former et se propager pour finalement aboutir à des dégradations par *punchout*.

Ainsi, à la base des résultats expérimentaux et numériques, les paramètres suivants peuvent être utilisés pour le dimensionnement des dalles en béton armé continu de PRFV :

- Taux d'armature de PRFV variant entre 0,9% et 1% composées de barres #7 (module de 52,5 GPa).
- Profondeur des barres de PRFV (distance de la surface de la dalle au centre de l'armature) de 107 mm.
- Espacement des armatures transversales de 600 mm composées de barres #6.
- Utiliser du béton à faible coefficient de dilatation thermique.

5.12 Résumé

Dans ce chapitre, une analyse non linéaire par éléments finis (analyse thermomécanique à couplage faible) a été réalisée sous le logiciel Abaqus pour étudier le comportement à la fissuration de la dalle en béton armé de PRFV et d'acier, sous charges thermiques et roulantes. Le modèle par éléments finis a été validé en utilisant les résultats expérimentaux. Au total, plus de vingt et trois (23) modèles ont été réalisés pour étudier l'influence des paramètres tels que les taux des armatures longitudinales, la profondeur et les propriétés des barres d'armature de PRFV, l'épaisseur de la dalle, le coefficient de dilatation thermique du béton et l'espacement des barres d'armature transversale sur le comportement de la dalle en BAC de PRFV. Les résultats des analyses numériques permettent de tirer les conclusions suivantes :

1. Les charges roulantes sont à l'origine de contraintes de traction en dessous et au-dessus de l'armature longitudinale. Ces contraintes sont d'autant plus élevées que les charges roulantes sont élevées.
2. La combinaison des charges thermiques et roulantes conduit à des contraintes supérieures aux contraintes thermiques dans le béton pour un chargement à l'extrémité de la dalle de BAC de PRFV.
3. Les contraintes principales maximales à la surface de la dalle de la section d'acier sont supérieures aux contraintes principales maximales dans la section de PRFV pour différents emplacements de charges roulantes. Par contre, autour des barres d'armature longitudinale, les contraintes principales maximales dans la section de PRFV sont supérieures à celle de la section d'acier.
4. Une augmentation du taux d'armature longitudinale entraîne une diminution de contraintes principales maximales à la surface de la dalle. Les contraintes de traction au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale sont d'autant plus élevées que le taux d'armature est faible. Le potentiel de fissuration longitudinale et donc d'initiation du *punchout* est d'autant plus élevé que les contraintes de traction au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale sont élevées.
5. Le diamètre des barres longitudinales ne semble pas avoir un grand effet sur les contraintes maximales principales à la surface de la dalle en BAC de PRFV. Au-dessus de l'armature longitudinale, plus le diamètre de la barre est élevé, plus les contraintes au-dessus de l'armature sont élevées. Par contre, en dessous de la barre, les contraintes principales maximales sont plus élevées dans les barres #7 et #8.

6. Les contraintes principales maximales à la surface de la dalle varient peu pour des épaisseurs de dalle inférieures à 315 mm et décroissent pour des épaisseurs supérieures à 315 mm. En dessous et au-dessus de l'armature longitudinale, les contraintes principales maximales varient très peu pour différentes épaisseurs de dalle.
7. Plus le module de Young moyen des barres est élevé, plus les contraintes principales maximales à la surface de la dalle ainsi qu'au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale diminuent.
8. Plus l'armature longitudinale est proche de la surface ou de la mi-hauteur de la dalle et plus les contraintes principales maximales à la surface de la dalle sont élevées. De même, plus l'armature longitudinale est proche de la mi-hauteur de la dalle, plus les contraintes principales maximales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale diminuent et tendent à être constantes le long de l'armature longitudinale.
9. Plus le coefficient de dilatation thermique du béton est élevé, plus les contraintes principales maximales à la surface de la dalle, au-dessus et en dessous des barres de PRFV sont élevées.
10. Enfin, l'espacement des barres d'armature transversale ne semble pas avoir d'effet sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle de PRFV. Au-dessus ainsi qu'en dessous de l'armature longitudinale, la position des pics de contraintes est déterminée par l'emplacement des armatures transversales. Autrement dit, des barres d'armature transversale très rapprochées seront à l'origine de pics de contraintes très rapprochées, ce qui potentiellement pourrait accroître le risque de fissuration très rapprochée.

CHAPITRE 6

CONCLUSION

Les barres de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) ne sont pas sujettes à la corrosion. Ce qui fait d'eux un bon candidat pour remplacer les barres d'armature conventionnelles en acier dans les dalles de chaussées en béton armé continu. Les armatures en PRFV combinent des propriétés mécaniques comparables, voire supérieures aux armatures métalliques traditionnelles en plus d'offrir des propriétés et des caractéristiques uniques telles qu'une conductivité électrique faible, une densité peu élevée, et donc un rapport résistance/poids très élevé, ainsi qu'une résistance très élevée aux produits et environnements corrosifs.

Ce projet de recherche est né d'une collaboration entre le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports et l'Université de Sherbrooke et a pour objectif d'étudier le comportement des dalles en béton armé continu (BAC) de PRFV, plus particulièrement vis-à-vis de la fissuration, à travers une étude expérimentale et une analyse par éléments finis. Le projet de recherche vise également à proposer une méthode de dimensionnement de ce type de dalle. Pour cela, une dalle de chaussée de béton armé continu de PRFV a été instrumentée sur le chantier de l'autoroute 40 à Montréal. La section d'essais de BAC de PRFV mesure 300 m et l'épaisseur de la dalle est de 315 mm. Les taux d'armature longitudinale pour les sections de PRFV et d'acier sont respectivement de 0,93% et de 0,73%. Des barres d'armature #8 (25,4 mm) espacées de 173 mm et #6 (19,1 mm) espacées de 500 mm ont été utilisées comme armatures longitudinales et transversales respectivement dans la section de PRFV. Pour la section témoin d'acier, des barres d'armature 20M (19,5 mm) espacées de 125 mm et 15M (16 mm) espacées de 600 mm ont été utilisées comme armature longitudinales et transversales respectivement.

Le projet de recherche comporte trois (3) étapes échelonnées sur trois (3) ans (août 2013 à août 2016). La première étape comprend l'instrumentation de la dalle ainsi que des barres de PRFV, la prise de relevés cartographiques de fissuration ainsi que le transfert de données du coffret d'instrumentation. Au total, six (6) barres de PRFV ont été instrumentées avec vingt et neuf (29) jauges de déformation. Trois (3) thermocouples et quatre (4) jauges de déformation à noyer dans le béton ont été utilisés pour l'instrumentation de la dalle en BAC de PRFV. L'étape 2 comprend la prise de relevés cartographiques, le transfert de données du coffret d'instrumentation, l'analyse préliminaire des résultats

ainsi que la rédaction d'un rapport préliminaire. La dernière étape comprend la prise de relevés cartographiques, le transfert de données du coffret d'instrumentation l'analyse des résultats expérimentaux, l'analyse par éléments finis ainsi que la rédaction d'un rapport final portant sur une méthode de dimensionnement des dalles en BAC de PRFV.

L'analyse par éléments finis a été réalisée avec le logiciel Abaqus (analyse thermomécanique à couplage faible) pour étudier le comportement à la fissuration de la dalle en béton armé de PRFV et d'acier, sous charges thermiques et roulantes. Le modèle numérique a été validé en utilisant les résultats expérimentaux. Au total, plus de vingt et trois (23) modèles ont été réalisés pour étudier l'influence des paramètres tels que les taux des armatures longitudinales et transversales, la profondeur et les propriétés des barres d'armature de PRFV, l'épaisseur de la dalle, ainsi que le coefficient de dilatation thermique du béton sur le comportement de la dalle en BAC de PRFV.

Les retombées du projet de recherche pour le ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports sont la diminution des charges financières liées à l'entretien des routes, l'augmentation substantielle de la durée de vie des routes en béton armé continu et l'utilisation généralisée des barres d'armature en PRFV pour les dalles en béton armé continu.

6.1 Résultats expérimentaux

L'analyse des résultats expérimentaux permet de tirer les conclusions suivantes :

1. Le système d'acquisition de données a fonctionné correctement dès les premiers mois suivant le bétonnage de la chaussée. Par la suite, des pannes et des endommagements des capteurs à fibre optique sont survenus. Sur les trente-six (36) capteurs et jauges à fibre optique initialement connectés, seuls quinze (15) capteurs sont actuellement fonctionnels (quatorze (14) jauges de déformation implantées dans les barres et une (1) jauge de déformation à noyer dans le béton). Aucun capteur de température à fibre optique ne fonctionne actuellement.
2. La variation des conditions météo affecte considérablement le comportement à la fissuration de la dalle de chaussée ainsi que les déformations dans le béton et dans les barres d'armature.
3. Il y a plus d'ouvertures de fissures pendant les températures froides (automne et hiver) que pendant les températures chaudes (été).

4. Le taux de fissuration moyen de la section d'essais en PRFV est inférieur au taux de fissuration de la section témoin en acier.
5. L'ouverture des fissures dans la section d'acier varie de 0,15 mm à 0,80 mm pour les périodes de relevés allant d'octobre 2013 à novembre 2014. Pour la section de PRFV, elle varie de 0,15 mm à 0,60 mm pour la même période. Ces deux valeurs d'ouvertures de fissures sont inférieures au maximum d'ouverture de fissures conformément à la norme AASHTO 93 qui est de 1 mm.
6. Il existe des groupes de fissures dans la section d'essais et dans la section témoin. Ces groupes de fissures sont précurseurs du phénomène de *punchout*. Les groupes de fissures sont plus fréquents dans la section de PRFV.

6.2 Analyse par éléments finis

Les résultats des analyses numériques permettent de tirer les conclusions suivantes :

1. Les charges roulantes sont à l'origine de contraintes de traction en dessous et au-dessus de l'armature longitudinale. Ces contraintes sont d'autant plus élevées que les charges roulantes sont élevées.
2. La combinaison des charges thermiques et roulantes conduit à des contraintes supérieures aux contraintes thermiques dans le béton pour un chargement à l'extrémité de la dalle de BAC de PRFV.
3. Les contraintes principales maximales à la surface de la dalle de la section d'acier sont supérieures aux contraintes principales maximales dans la section de PRFV pour différents emplacements de charges roulantes. Par contre, autour des barres d'armature longitudinale, les contraintes principales maximales dans la section de PRFV sont supérieures à celle de la section d'acier.
4. Une augmentation du taux d'armature longitudinale entraîne une diminution de contraintes principales maximales à la surface de la dalle. Les contraintes de traction au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale sont d'autant plus élevées que le taux d'armature est faible. Le potentiel de fissuration longitudinale et donc d'initiation du *punchout* est d'autant plus élevé que les contraintes de traction au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale sont élevées.
5. Le diamètre des barres longitudinales ne semble pas avoir un grand effet sur les contraintes maximales principales à la surface de la dalle en BAC de PRFV. Au-

dessus de l'armature longitudinale, plus le diamètre de la barre est élevé, plus les contraintes au-dessus de l'armature sont élevées. Par contre, en dessous de la barre, les contraintes principales maximales sont plus élevées dans les barres #7 et #8.

6. Les contraintes principales maximales à la surface de la dalle varient peu pour des épaisseurs de dalle inférieures à 315 mm et décroissent pour des épaisseurs supérieures à 315 mm. En dessous et au-dessus de l'armature longitudinale, les contraintes principales maximales varient très peu pour différentes épaisseurs de dalle.
7. Plus le module de Young moyen des barres est élevé, plus les contraintes principales maximales à la surface de la dalle ainsi qu'au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale diminuent.
8. Plus l'armature longitudinale est proche de la surface ou de la mi-hauteur de la dalle et plus les contraintes principales maximales à la surface de la dalle sont élevées. De même, plus l'armature longitudinale est proche de la mi-hauteur de la dalle, plus les contraintes principales maximales au-dessus et en dessous de l'armature longitudinale diminuent et tendent à être constantes le long de l'armature longitudinale.
9. Plus le coefficient de dilatation thermique du béton est élevé, plus les contraintes principales maximales à la surface de la dalle, au-dessus et en dessous des barres de PRFV sont élevées.
10. Enfin, l'espacement des barres d'armature transversale ne semble pas avoir d'effet sur les contraintes principales maximales à la surface de la dalle de PRFV. Au-dessus ainsi qu'en dessous de l'armature longitudinale, la position des pics de contraintes est déterminée par l'emplacement des armatures transversales. Autrement dit, des barres d'armature transversale très rapprochées seront à l'origine de pics de contraintes très rapprochées, ce qui potentiellement pourrait accroître le risque de fissuration très rapprochée.

6.3 Recommandations de dimensionnement des dalles en BAC de PRFV

Considérant les résultats expérimentaux et numériques, les paramètres suivants peuvent être utilisés pour le dimensionnement des dalles en béton armé continu de PRFV :

- Taux d'armature de PRFV variant entre 0,9% et 1% composées de barres #7 (module de 52,5 GPa).

- Profondeur des barres de PRFV (distance de la surface de la dalle au centre de l'armature) de 107 mm.
- Espacement des armatures transversales de 600 mm composées de barres #6.
- Utilisation de béton à faible coefficient de dilatation thermique.

6.4 Recommandations pour de futurs travaux

Pour la poursuite éventuelle du projet de recherche, il est recommandé pendant la phase expérimentale, de déterminer convenablement toutes les propriétés des matériaux qui serviront à calibrer le modèle par éléments finis. Les propriétés du sol, de la fondation et la sous-fondation, les propriétés thermiques des armatures, et les propriétés du béton doivent être déterminés avec exactitude pour un calibrage adéquat du modèle par éléments finis.

L'étude numérique porte sur vingt-quatre (24) heures à l'hiver 2014. Des modèles 3D peuvent être réalisés pour étendre l'analyse sur toute la durée de l'hiver 2014 ainsi qu'à l'été en vue d'aboutir à de la fissuration dans la dalle.

Le modèle 3D réalisé considère que la dalle en BAC est non fissurée. Des analyses peuvent être réalisées également en considérant une dalle fissurée pour étudier le mécanisme de propagation de fissures au niveau des armatures longitudinales ainsi qu'à la surface de la dalle.

ANNEXE A

DONNÉES EXPÉRIMENTALES

A.1 Emplacement des capteurs à fibre optique sur les barres d'armature en PRFV

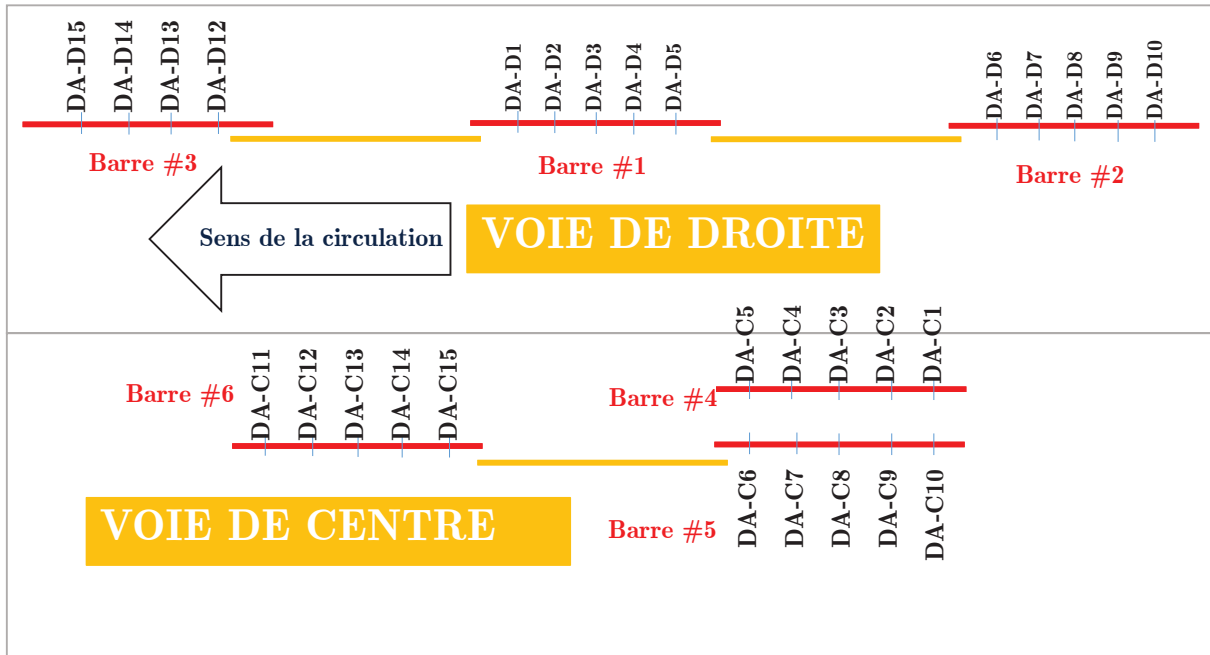


Figure A.1 Emplacement des capteurs à fibre optique sur les barres d'armature en PRFV

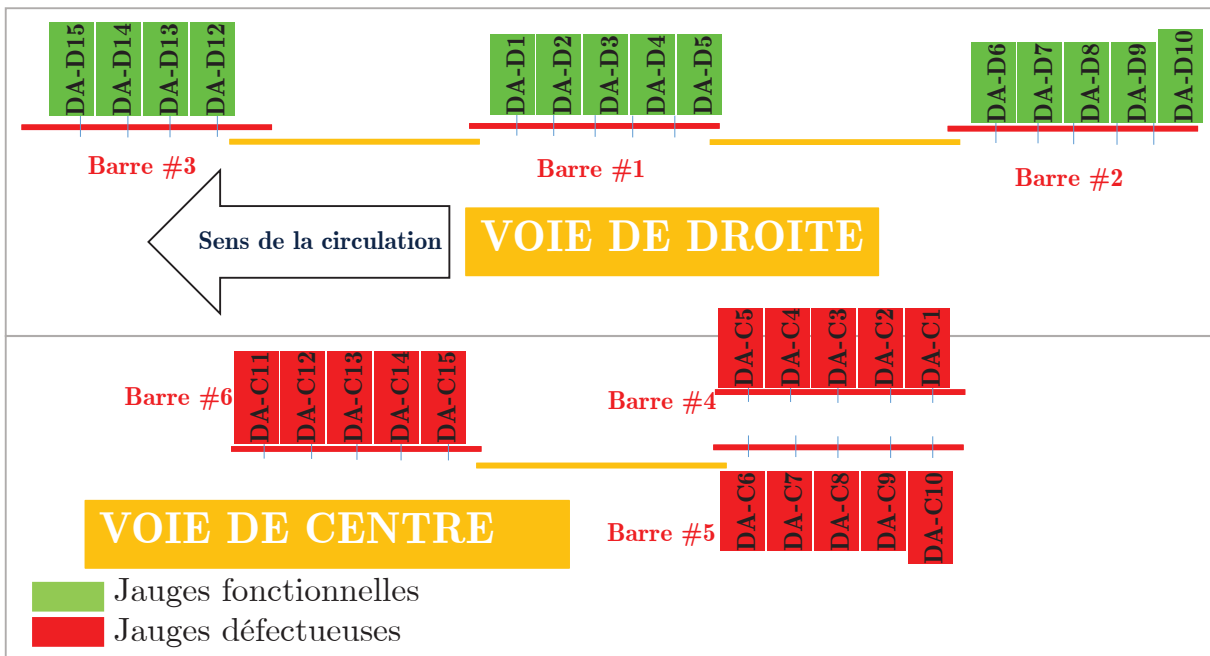


Figure A.2 Jauges de déformation fonctionnelles actuellement fonctionnelles sur les barres d'armature en PRFV

A.2 Rapport d'implantation combiné des jauges de déformation

Rapport d'implantation combiné, A40 OUEST, LEVÉ DES CAPTEURS

Nom d'étude: R130925

Date de création: 2013-09-25

Date de début du rapport de points: 25-sept-13

25-sept-13

Route Implanté: A-40_Ouest_rev-0(A-40_Ouest_rev-0)

Trimble General Survey version: 1.6

Unités Distance/Coord: Meters

Date de fin du rapport de points: 25-sept-13

6503-12-006-LOT 2

611288-0502

A40 OUEST

LEVÉ: R. POMMAINVILLE

INSTRUMENT: ST-2

Point Name	Code	Station	Offset	Const O/S (Hz/Vt)	Design Z (DTM)	Staked Z	Cut/Fill (DTM)	NORD	EST
3088	D-15	204+722.986	-2.411	0.000/0.000		33.875		5031899.261	272001.296
3089	D-14	204+723.972	-2.424	0.000/0.000		33.870		5031899.865	272002.076
3090	D-13	204+725.007	-2.409	0.000/0.000		33.879		5031900.476	272002.912
3091	D-12	204+725.971	-2.364	0.000/0.000		33.872		5031901.021	272003.708
3092	D-01	204+748.481	-2.386	0.000/0.000		33.686		5031914.587	272021.670
3093	D-02	204+749.474	-2.413	0.000/0.000		33.678		5031915.208	272022.447
3094	D-03	204+750.467	-2.399	0.000/0.000		33.671		5031915.794	272023.248
3095	D-04	204+751.475	-2.395	0.000/0.000		33.667		5031916.397	272024.055
3096	D-05	204+752.462	-2.420	0.000/0.000		33.675		5031917.011	272024.829
3097	D-06	204+774.149	-2.349	0.000/0.000		33.517		5031930.009	272042.189
3098	D-07	204+775.146	-2.333	0.000/0.000		33.501		5031930.596	272042.995
3099	D-08	204+776.145	-2.321	0.000/0.000		33.503		5031931.189	272043.800
3100	D-09	204+777.137	-2.324	0.000/0.000		33.485		5031931.788	272044.590
3101	D-10	204+778.140	-2.333	0.000/0.000		33.478		5031932.399	272045.386
3102	C-01	204+769.727	1.043	0.000/0.000		33.568		5031924.639	272040.699
3103	C-02	204+768.723	1.050	0.000/0.000		33.569		5031924.028	272039.902
3104	C-03	204+767.764	1.039	0.000/0.000		33.577		5031923.460	272039.130
3105	C-04	204+766.740	1.039	0.000/0.000		33.586		5031922.843	272038.312
3106	C-05	204+765.736	1.020	0.000/0.000		33.599		5031922.255	272037.499
3107	C-06	204+765.795	1.549	0.000/0.000		33.589		5031921.868	272037.865
3108	C-07	204+766.777	1.523	0.000/0.000		33.577		5031922.479	272038.633
3109	C-08	204+767.791	1.533	0.000/0.000		33.565		5031923.082	272039.449
3110	C-09	204+768.774	1.520	0.000/0.000		33.560		5031923.684	272040.226
3111	C-10	204+769.788	1.537	0.000/0.000		33.550		5031924.281	272041.046
3112	C-15	204+748.656	1.115	0.000/0.000		33.715		5031911.897	272023.917
3113	C-14	204+747.634	1.143	0.000/0.000		33.725		5031911.260	272023.118
3114	C-13	204+746.633	1.140	0.000/0.000		33.721		5031910.660	272022.316
3115	C-12	204+745.624	1.145	0.000/0.000		33.727		5031910.048	272021.514
3116	C-11	204+744.653	1.136	0.000/0.000		33.739		5031909.471	272020.734

A.3 Caractéristiques des jauges et thermocouples

Tableau A.1 Caractéristiques des jauges de déformation et thermocouples

Jauges	Numéro de série	Longueur (m)
Jauge de déformation DA-D01	SF13051	38
Jauge de déformation DA-D02	SF13050	38
Jauge de déformation DA-D03	SF13052	38
Jauge de déformation DA-D04	SF13049	38
Jauge de déformation DA-D05	SF13053	38
Jauge de déformation DA-D06	SF13057	52
Jauge de déformation DA-D07	SF13056	52
Jauge de déformation DA-D08	SF13055	52
Jauge de déformation DA-D09	SF13054	52
Jauge de déformation DA-D10	SF13058	52
Jauge de déformation DA-D12	SF13063	56
Jauge de déformation DA-D13	SF13059	56
Jauge de déformation DA-D14	SF13061	56
Jauge de déformation DA-D15	SF13060	56
Jauge de déformation DA-C01	SF13076	42
Jauge de déformation DA-C02	SF13078	42
Jauge de déformation DA-C03	SF13077	42
Jauge de déformation DA-C04	SF13066	42
Jauge de déformation DA-C05	SF13067	42
Jauge de déformation DA-C06	SF13068	42
Jauge de déformation DA-C07	SF13069	42
Jauge de déformation DA-C08	SF13070	42
Jauge de déformation DA-C09	SF13065	42
Jauge de déformation DA-C10	SF13064	42
Jauge de déformation DA-C11	SF13071	42
Jauge de déformation DA-C12	SF13072	42
Jauge de déformation DA-C13	SF13073	42
Jauge de déformation DA-C14	SF13074	42
Jauge de déformation DA-C15	SF13075	42
Thermocouple TB-C1	TI4903L	33
Thermocouple TB-C2	TI4903I	33
Thermocouple TB-C3	TI4903J	33
Jauge de déformation à noyer dans le béton DB-C1	EF13002	33
Jauge de déformation à noyer dans le béton DB-C2	EF13001	33
Jauge de déformation à noyer dans le béton DB-C3	EF13004	33
Jauge de déformation à noyer dans le béton DB-C4	EF13003	33

A.4 Réparation de la dalle de chaussée en béton armé continu

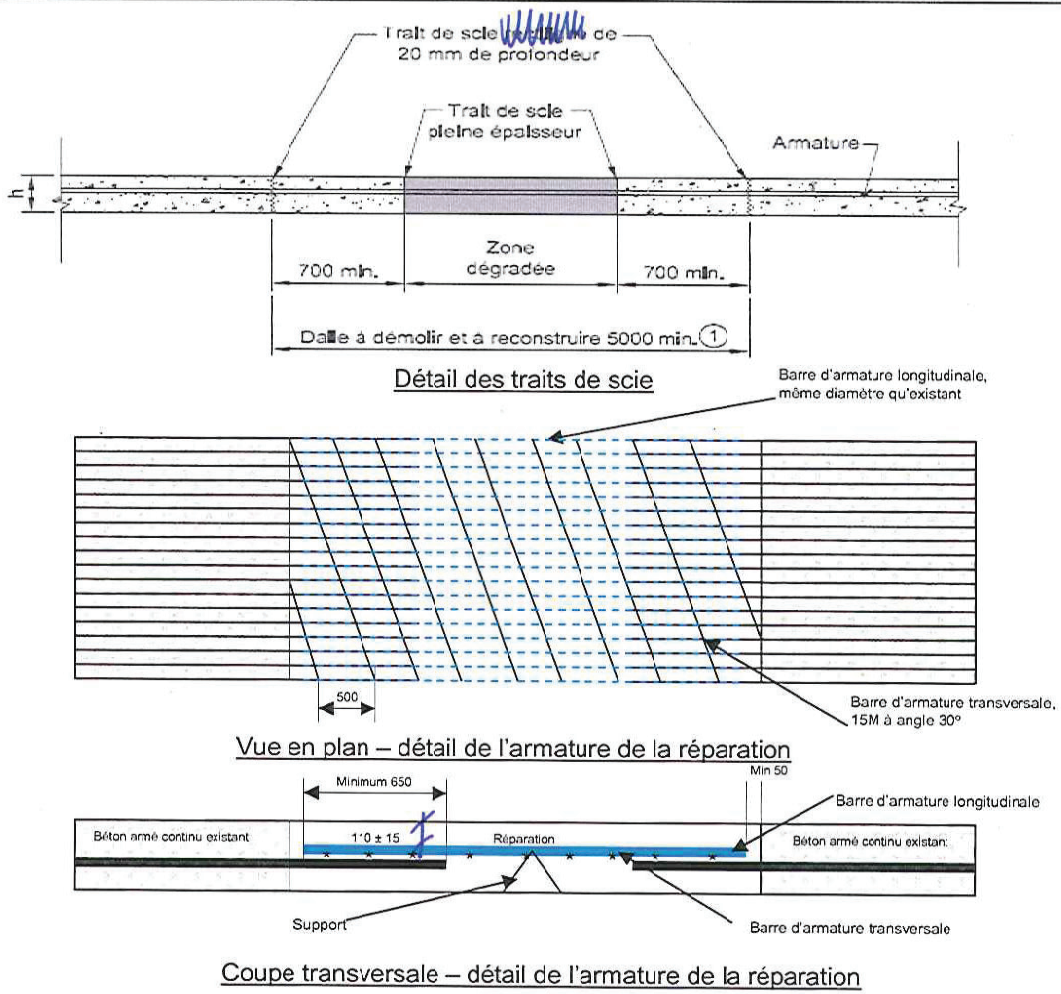
Tome II
Chapitre 2
Numéro 028
Date 2010 03 30

DESSIN NORMALISÉ

**STRUCTURE DE CHAUSSÉE RIGIDE,
RÉPARATION D'UNE DALLE EN
BÉTON ARMÉ CONTINU**



NORME



h : épaisseur de la dalle en béton.

① La démolition et la reconstruction s'appliquent sur toute la largeur de la voie.

Note :

– les cotes sont en millimètres.

MATÉRIAUX — NORMES APPLICABLES		
Acier de construction • goujon, nuance 300W, enduit d'époxy. Armature <i>galvanisée</i> • tirant, nuance <i>402R ou 402W</i>	Tome VII, norme 6101, Tome VII, norme 5101	Béton <i>type II</i> Produit de colmatage de joints • produit posé à chaud • produit prismolé Tome VII, norme 3101 Tome VII, norme 4401 ASTM D2628

Contenu normalisé

ANNEXE B

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

B.1 Température dans la chaussée de béton

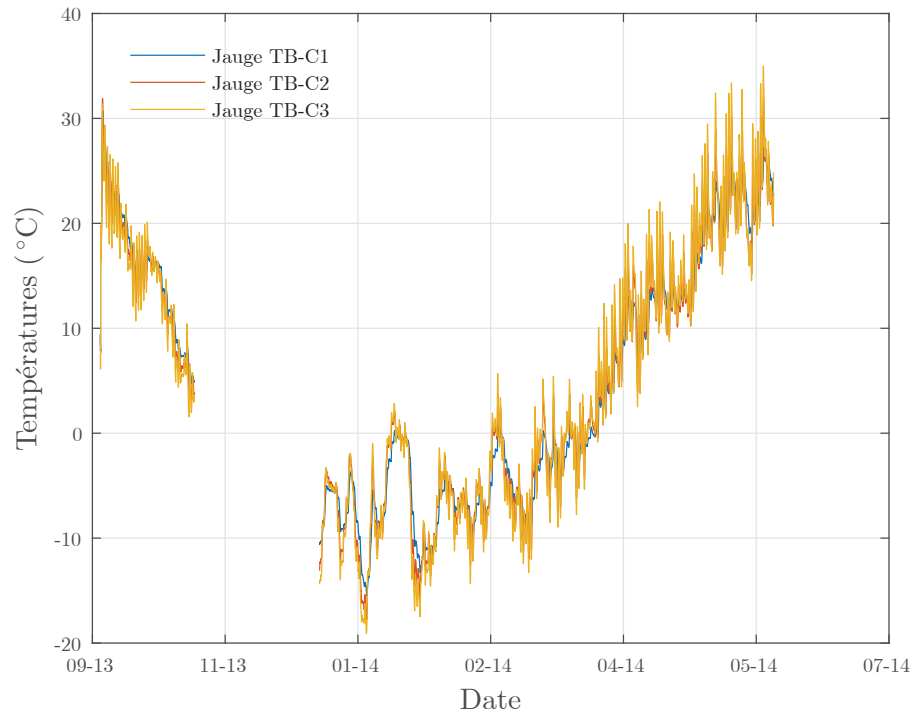


Figure B.1 Températures dans les thermocouples TB-C1, TB-C2 et TB-C3

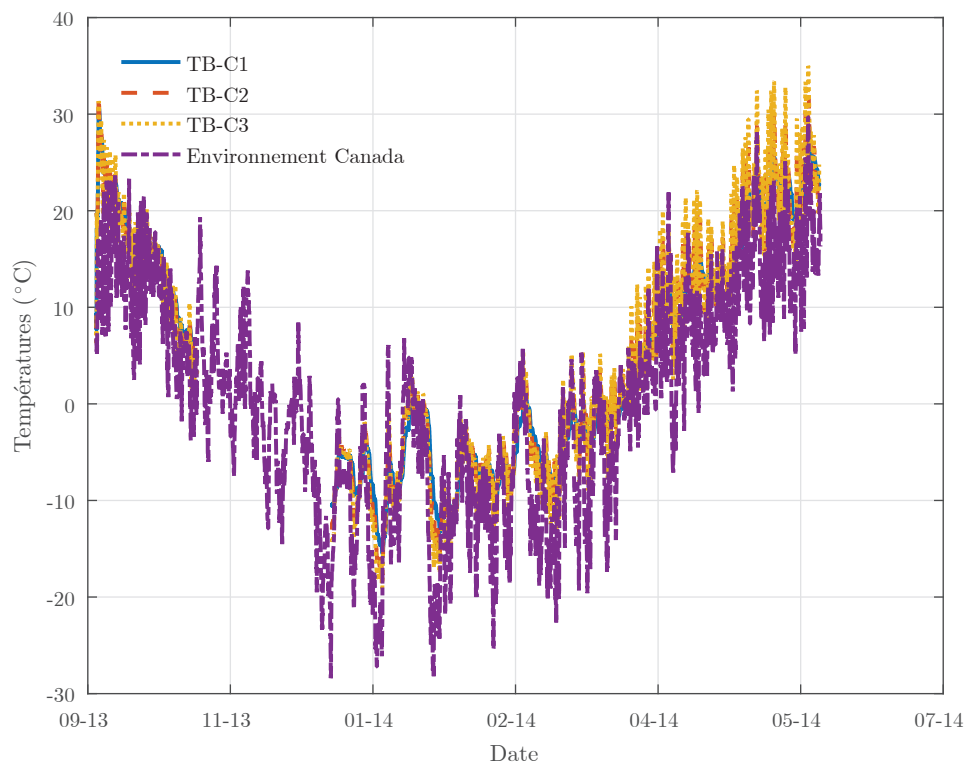


Figure B.2 Températures ambiantes et dans TB-C1, TB-C2 et TB-C3

B.2 Évolution de la fissuration dans la dalle de béton

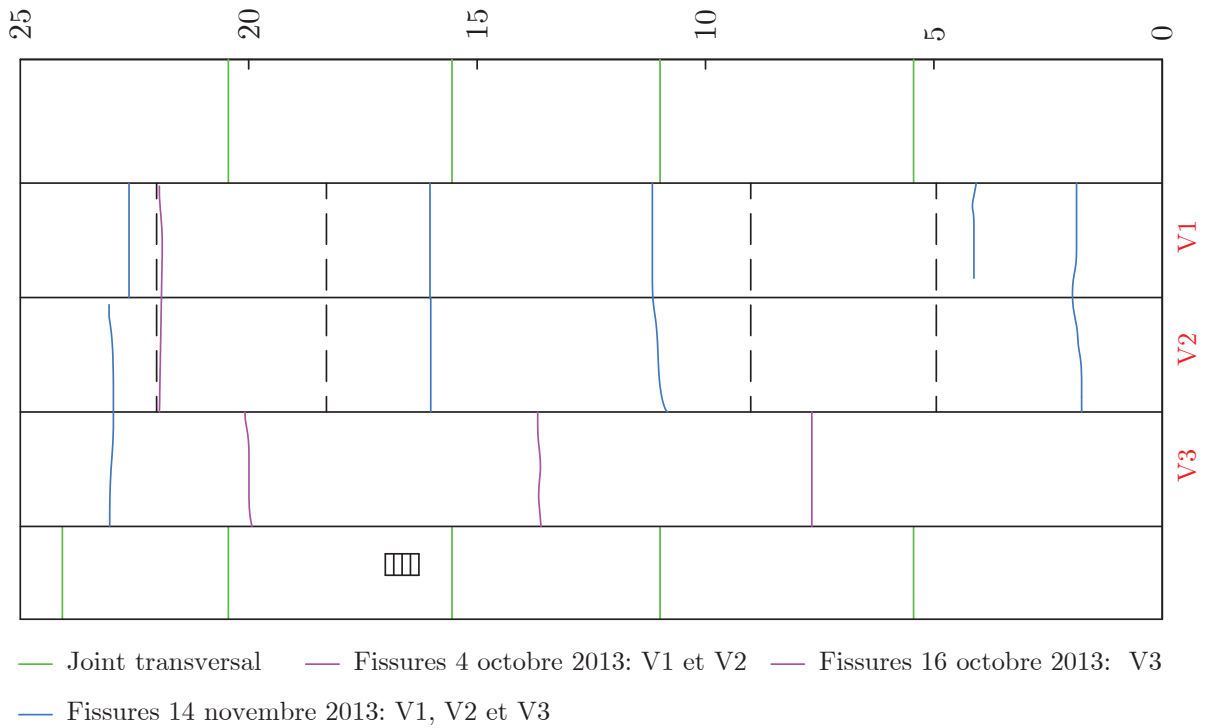


Figure B.3 Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (octobre - novembre 2013)

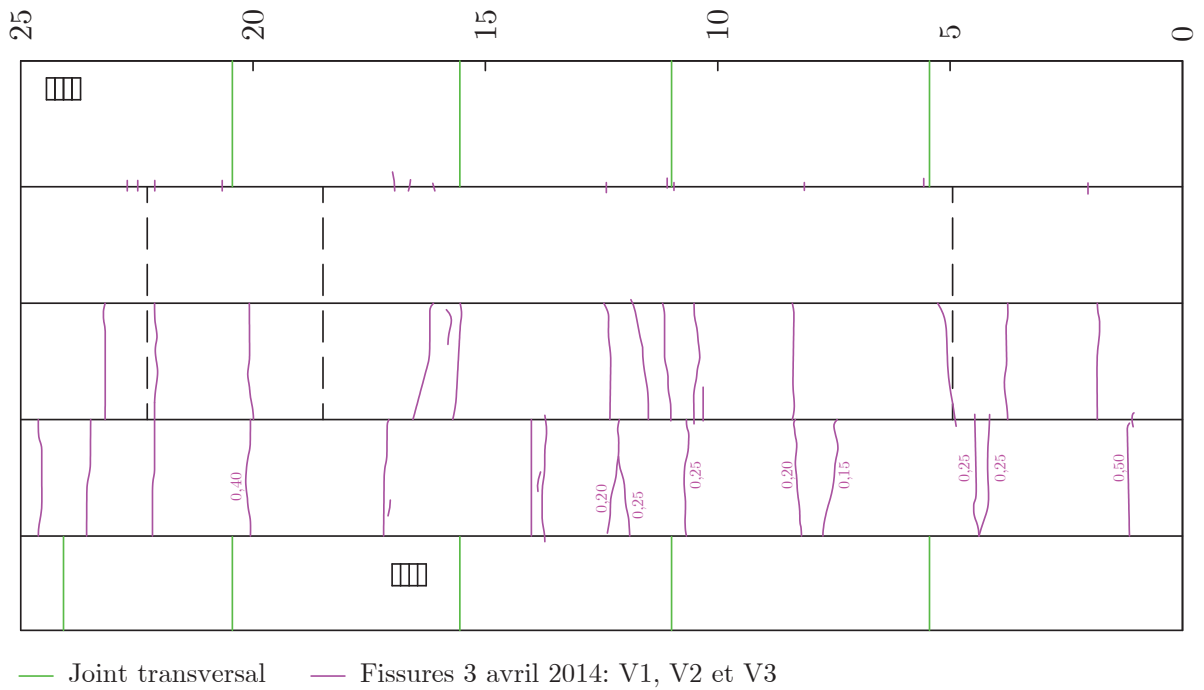


Figure B.4 Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (avril 2014)

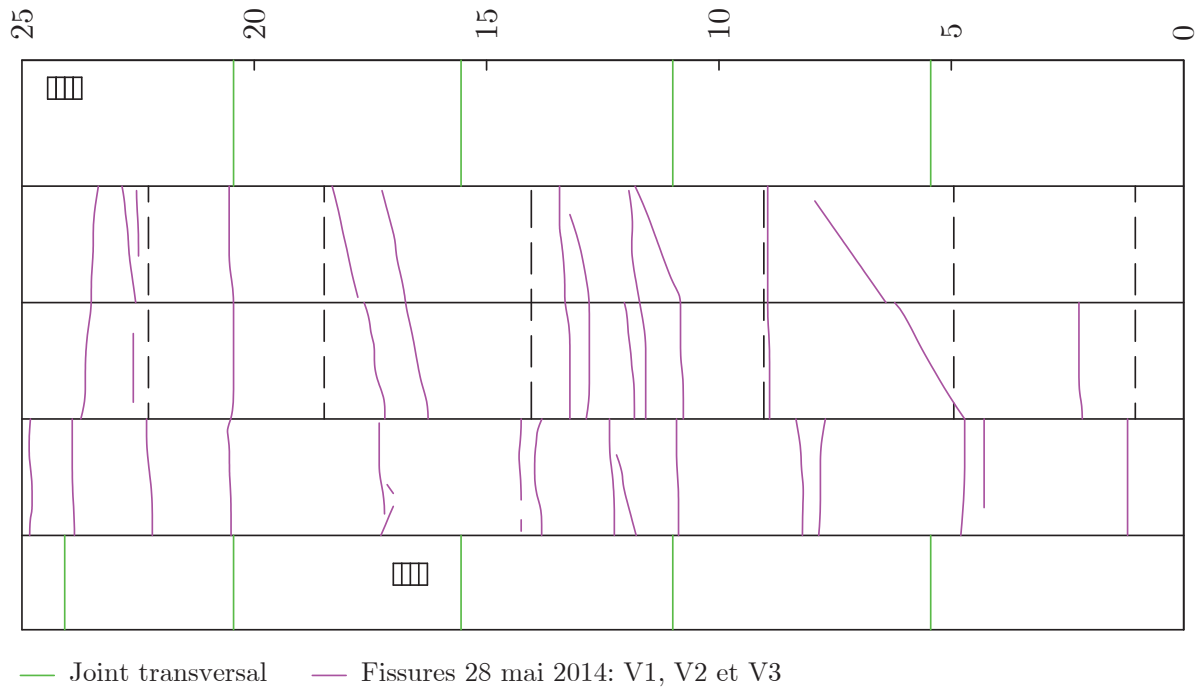


Figure B.5 Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (mai 2014)

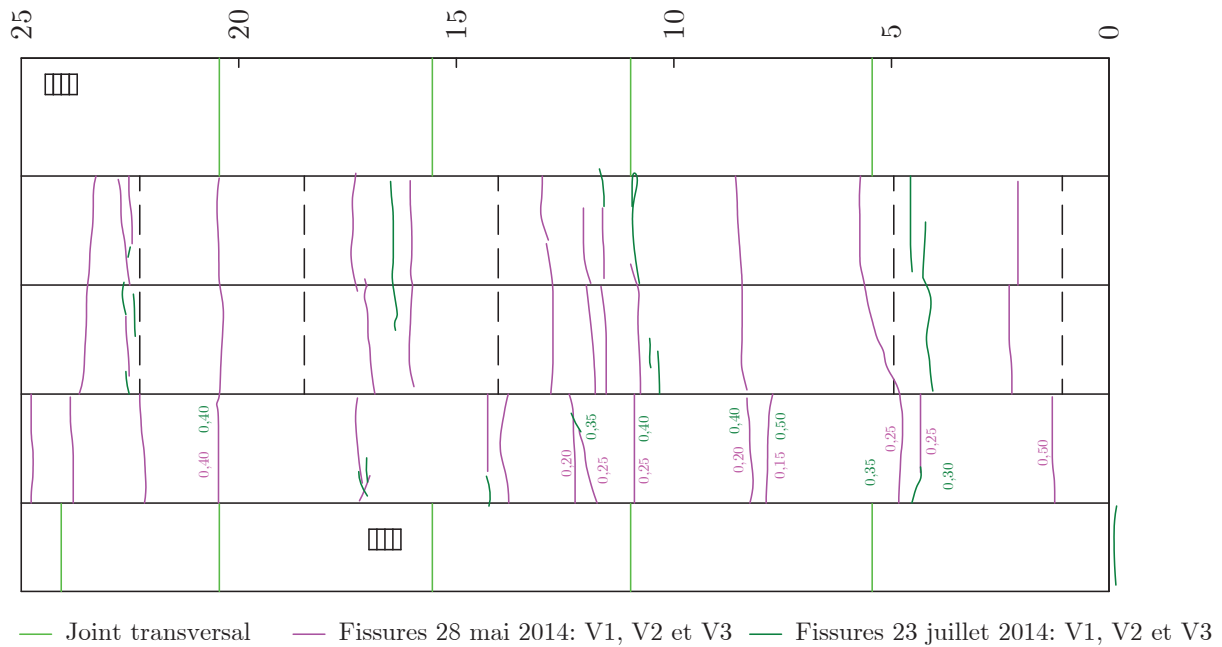


Figure B.6 Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (juillet 2014)

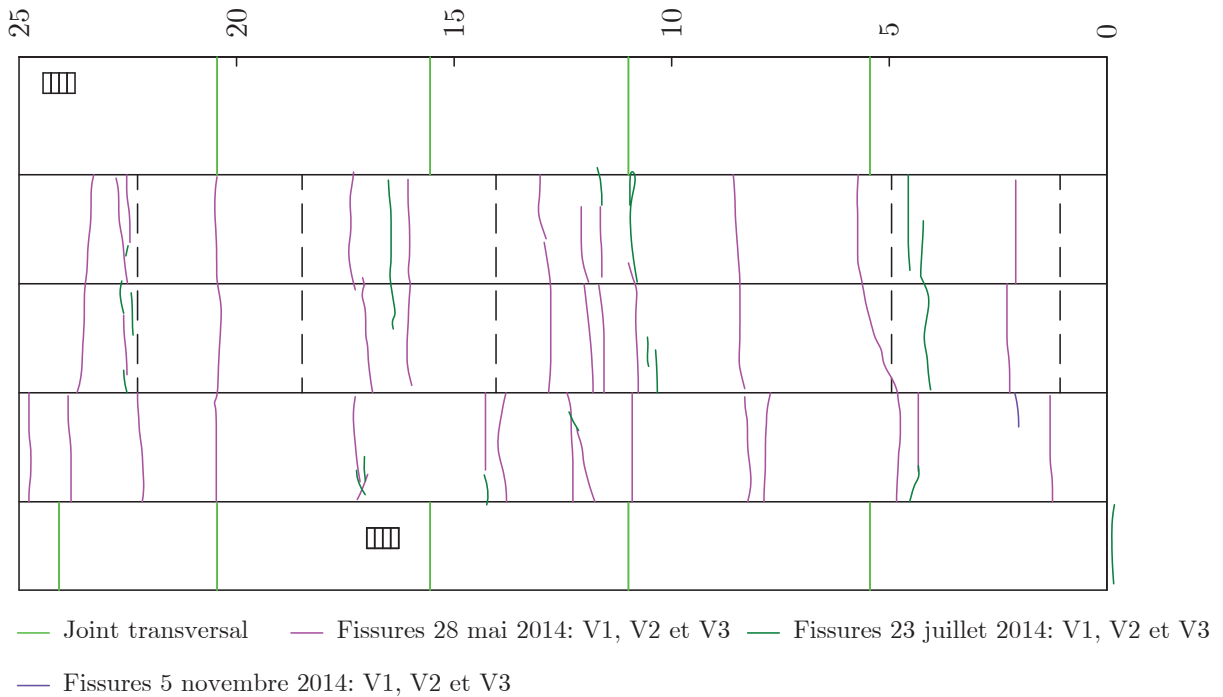


Figure B.7 Cartographie des fissurations : section 0 - 25 (novembre 2014)

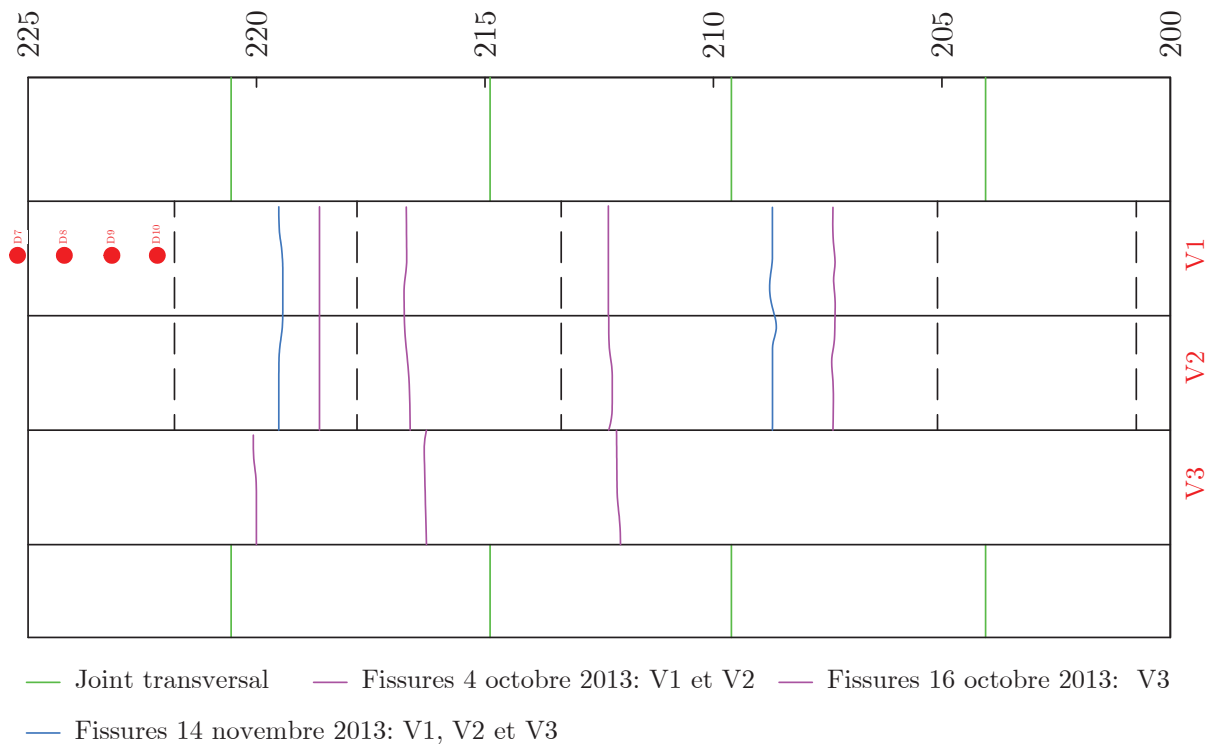


Figure B.8 Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (octobre - novembre 2013)

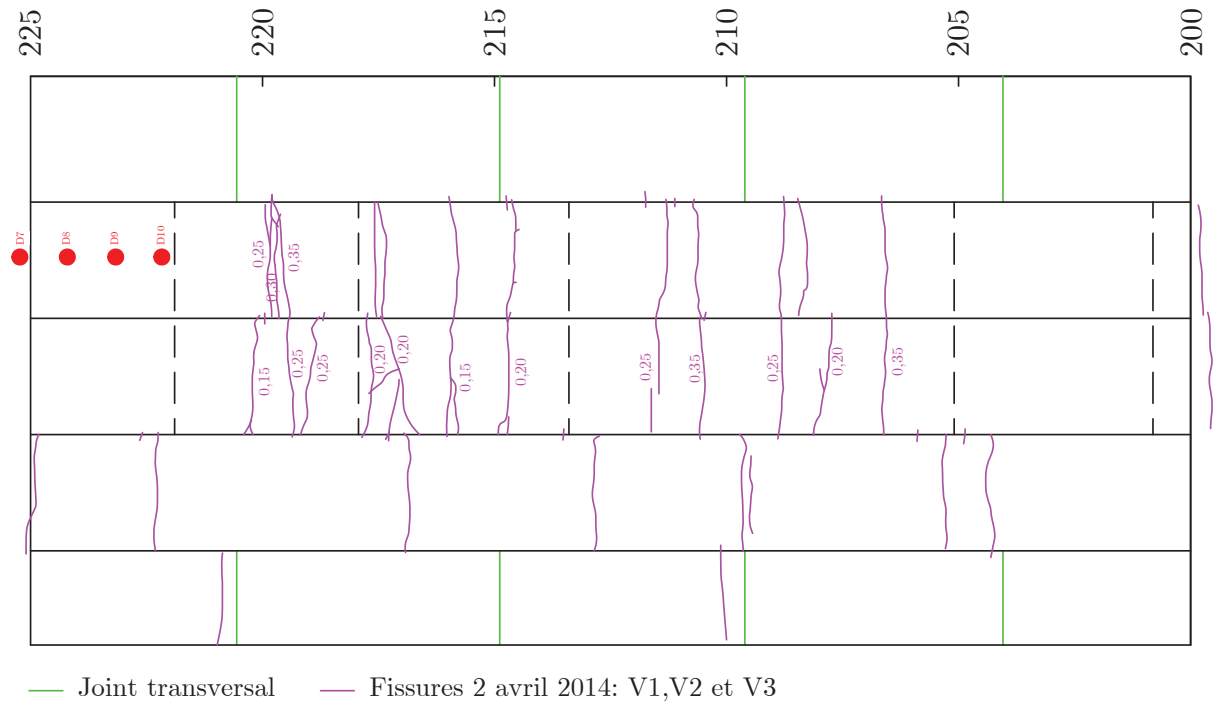


Figure B.9 Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (avril 2014)

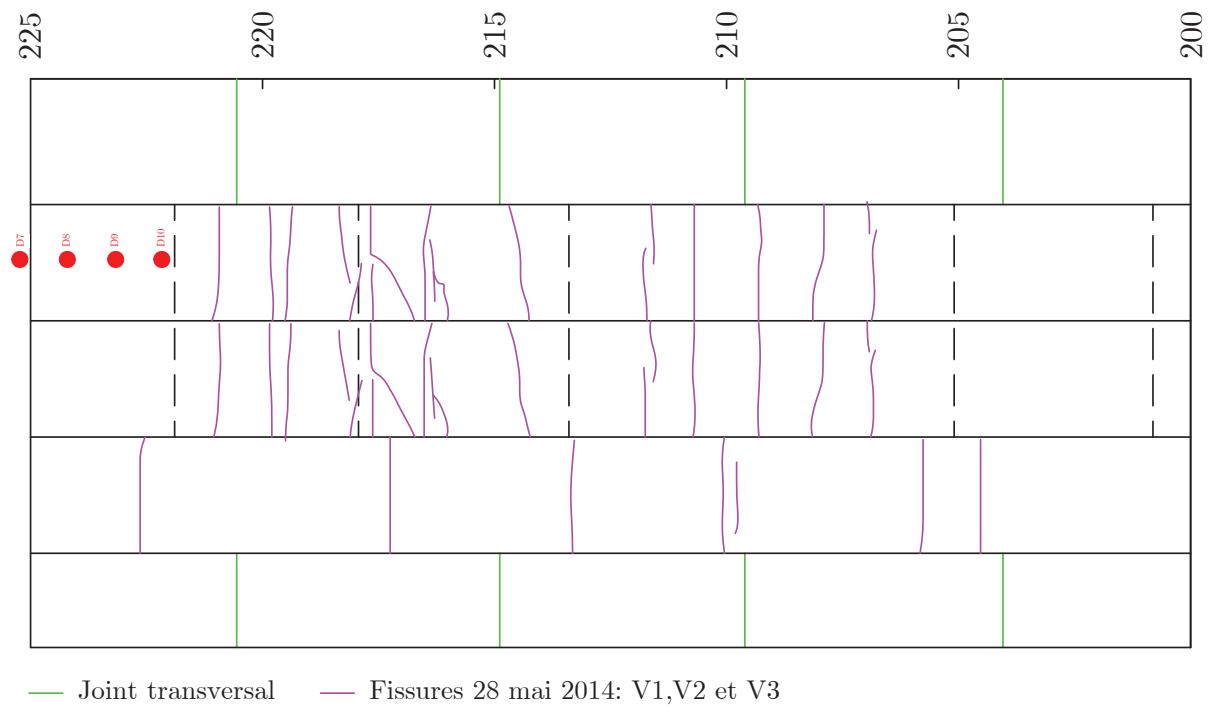


Figure B.10 Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (mai 2014)

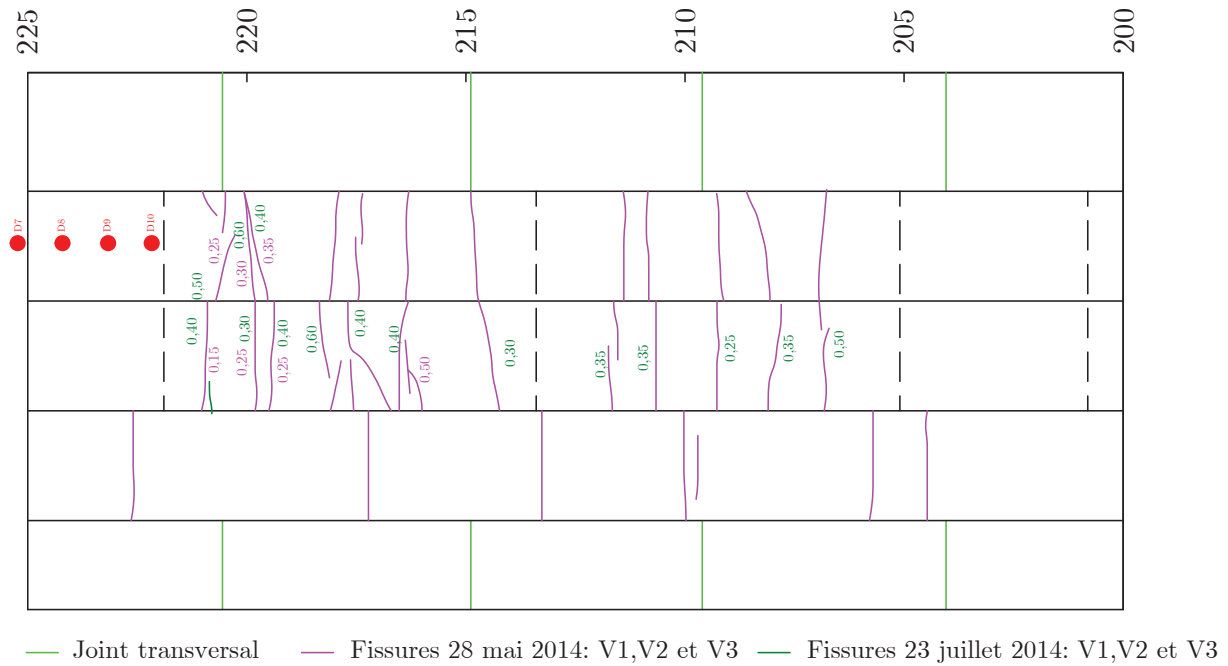


Figure B.11 Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (juillet 2014)

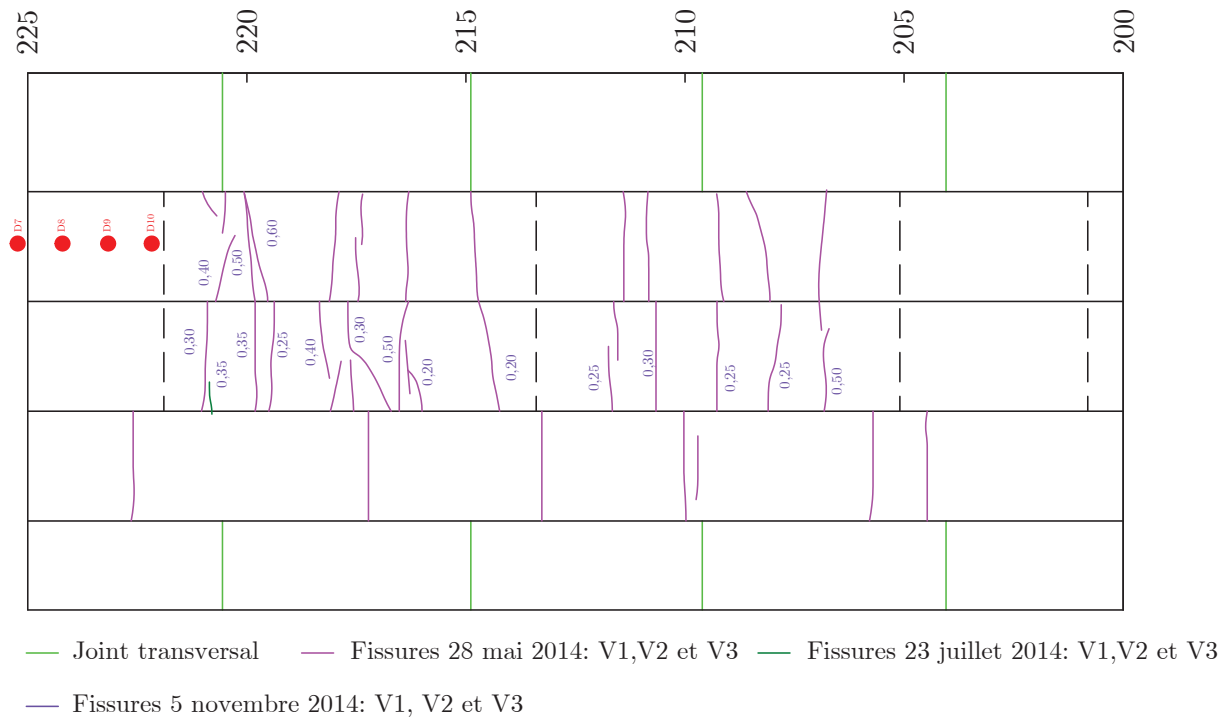


Figure B.12 Cartographie des fissurations : section 200 - 225 (novembre 2014)

B.3 Déformations dans les barres d'armature de PRFV

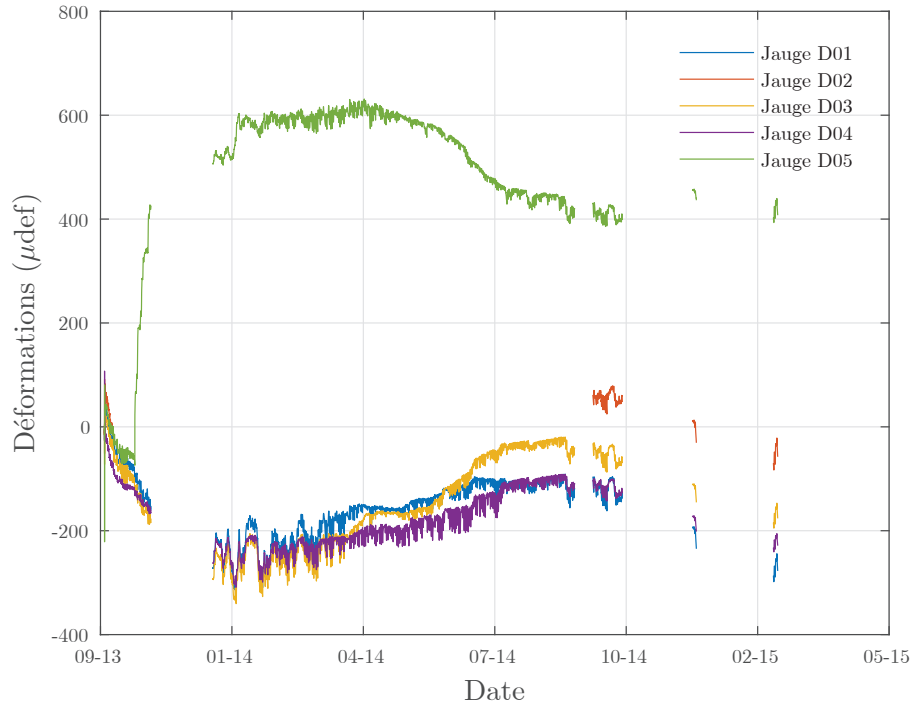


Figure B.13 Déformations dans la barre 1 en PRFV

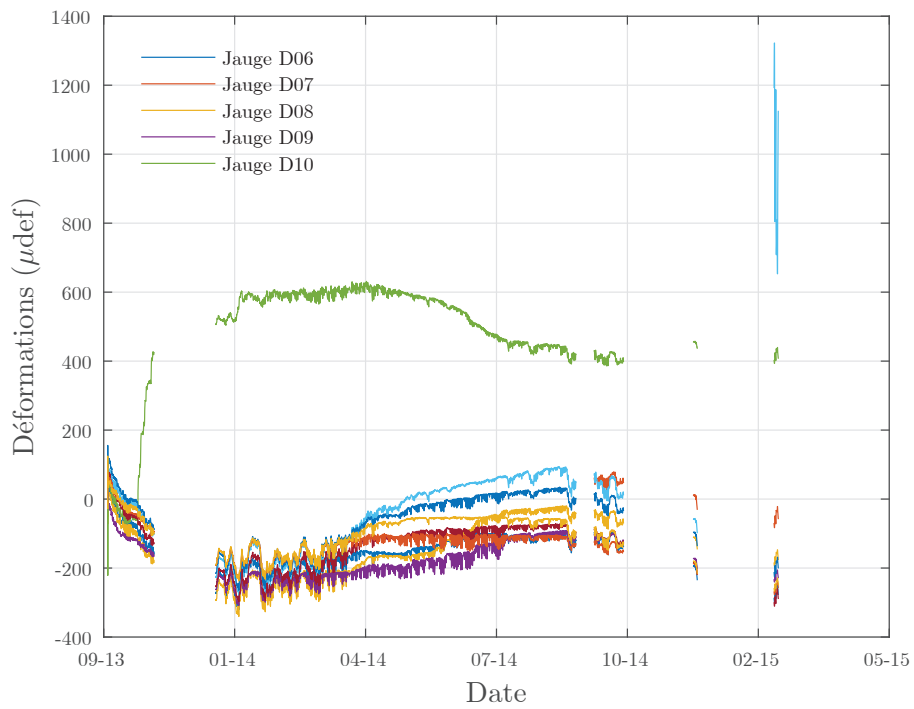


Figure B.14 Déformations dans la barre 2 en PRFV

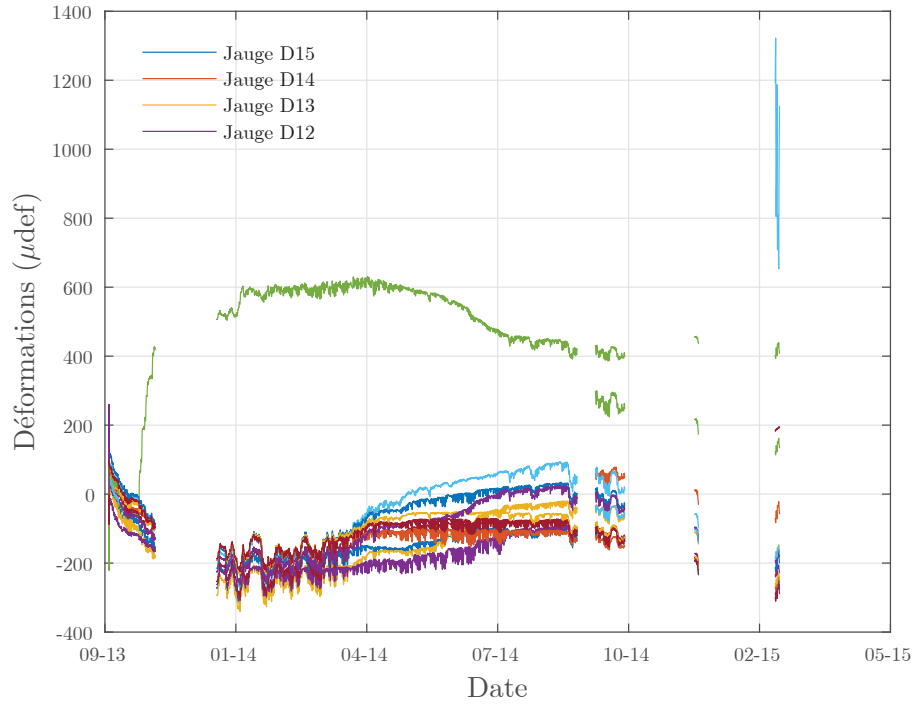


Figure B.15 Déformations dans la barre 3 en PRFV

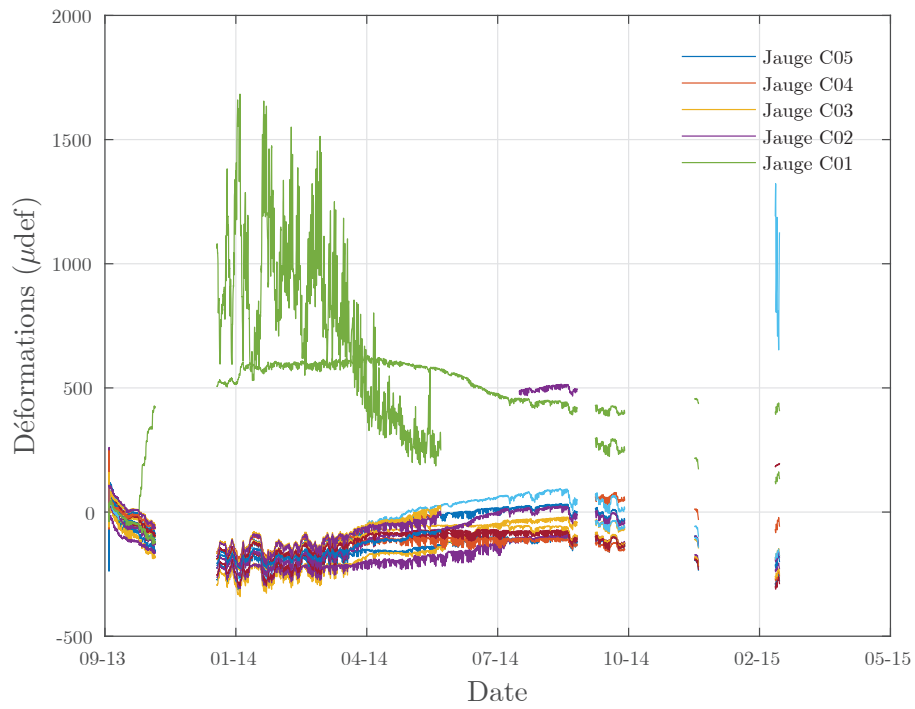


Figure B.16 Déformations dans la barre 4 en PRFV

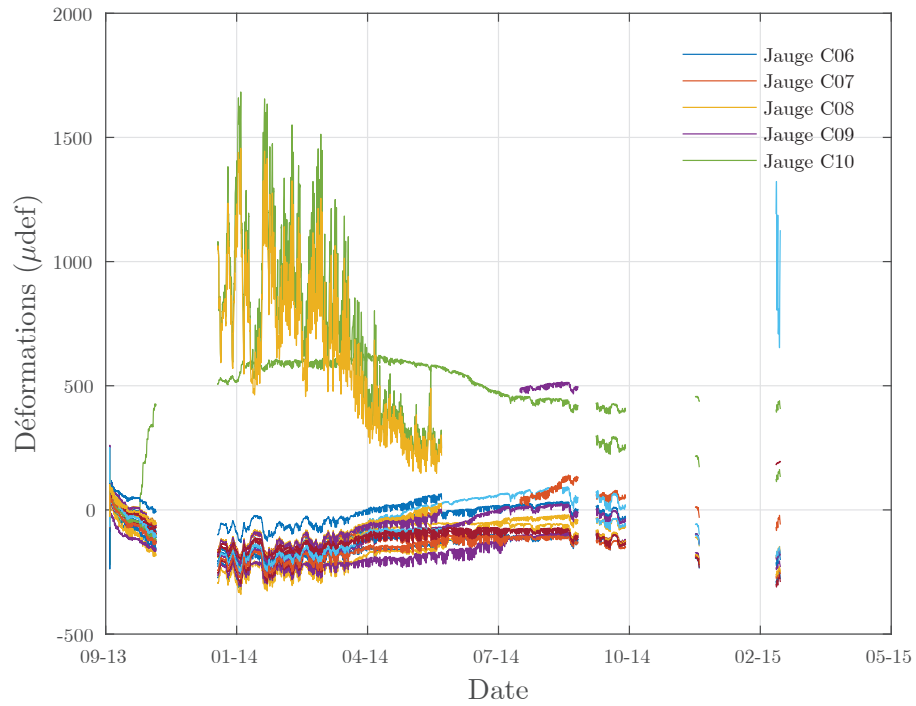


Figure B.17 Déformations dans la barre 5 en PRFV

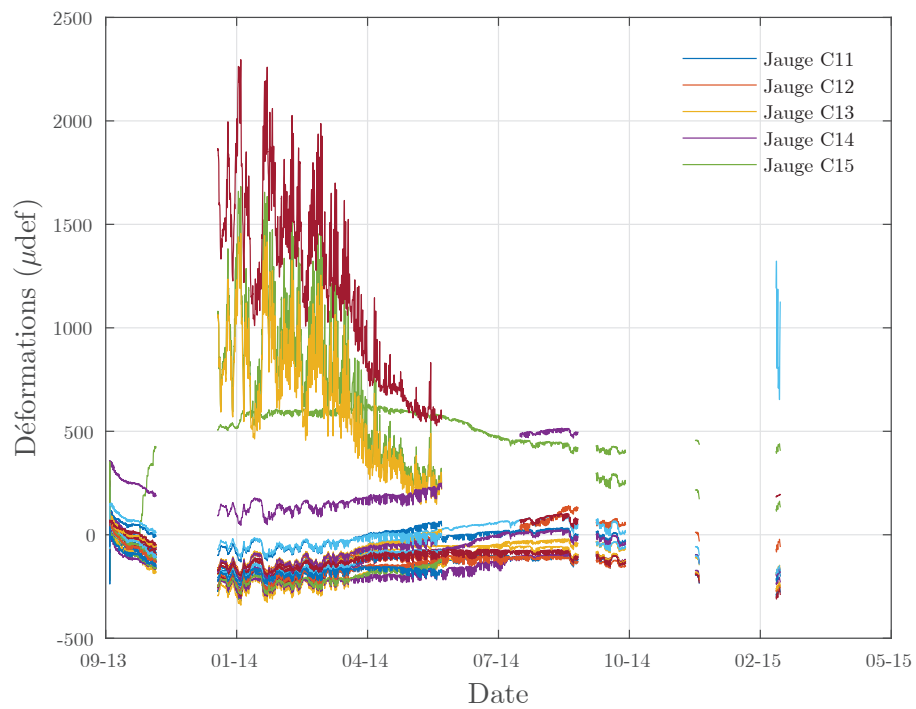


Figure B.18 Déformations dans la barre 6 en PRFV

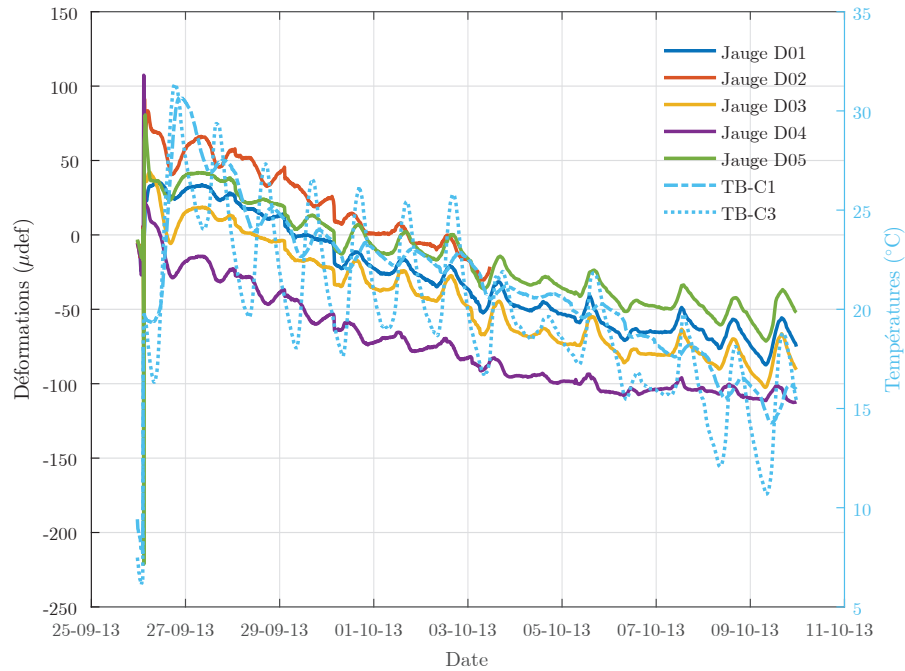


Figure B.19 Déformations dans les jauges D01-D05 (barre 1) - automne 2013

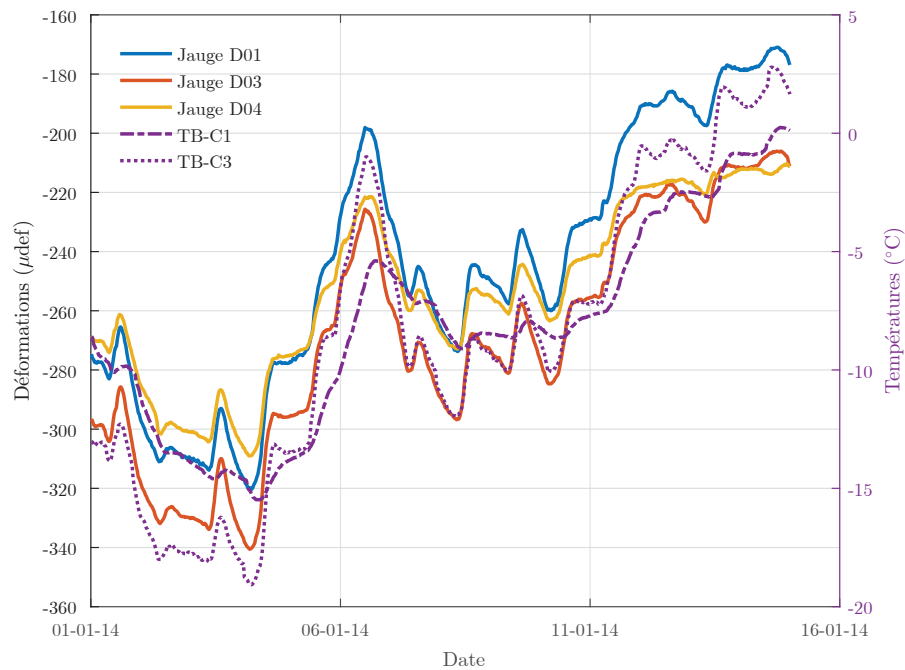


Figure B.20 Déformations dans les jauges D01-D04 (barre 1) - hiver 2014

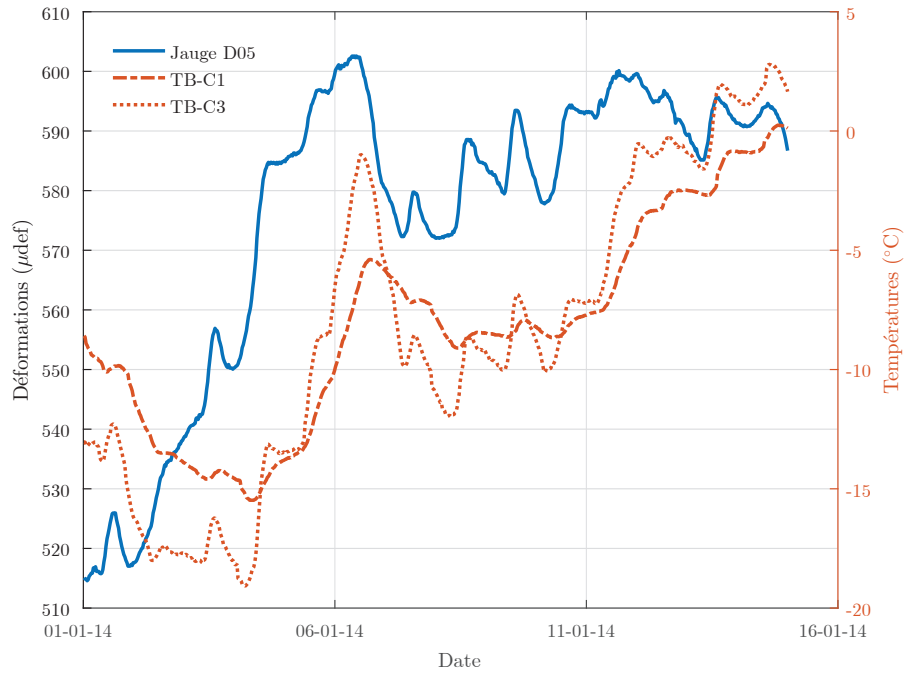


Figure B.21 Déformations dans la jauge D05 (barre 1) - hiver 2014

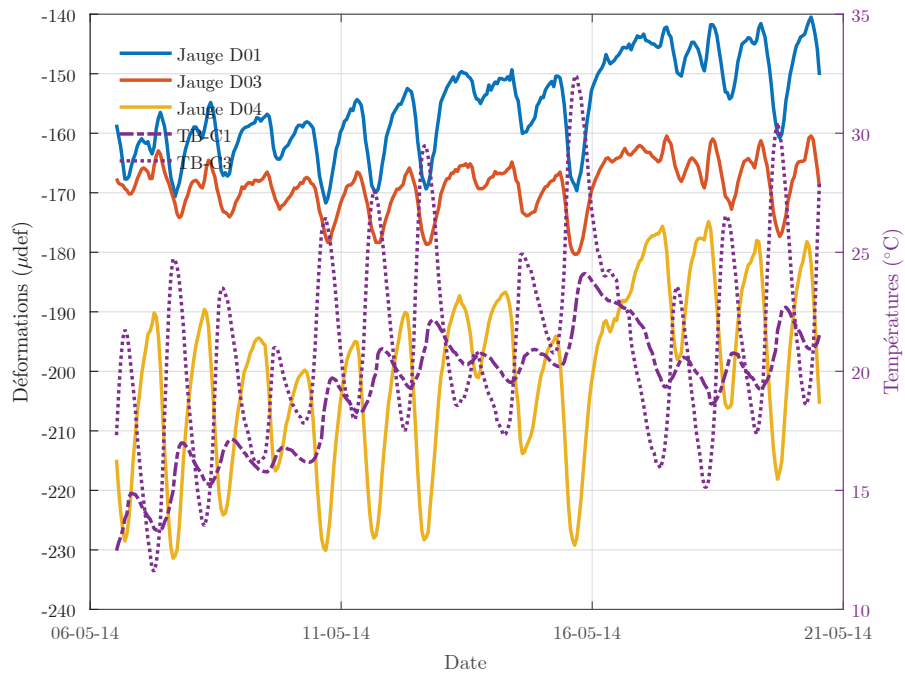


Figure B.22 Déformations dans les jauges D01-D04 (barre 1) - printemps 2014

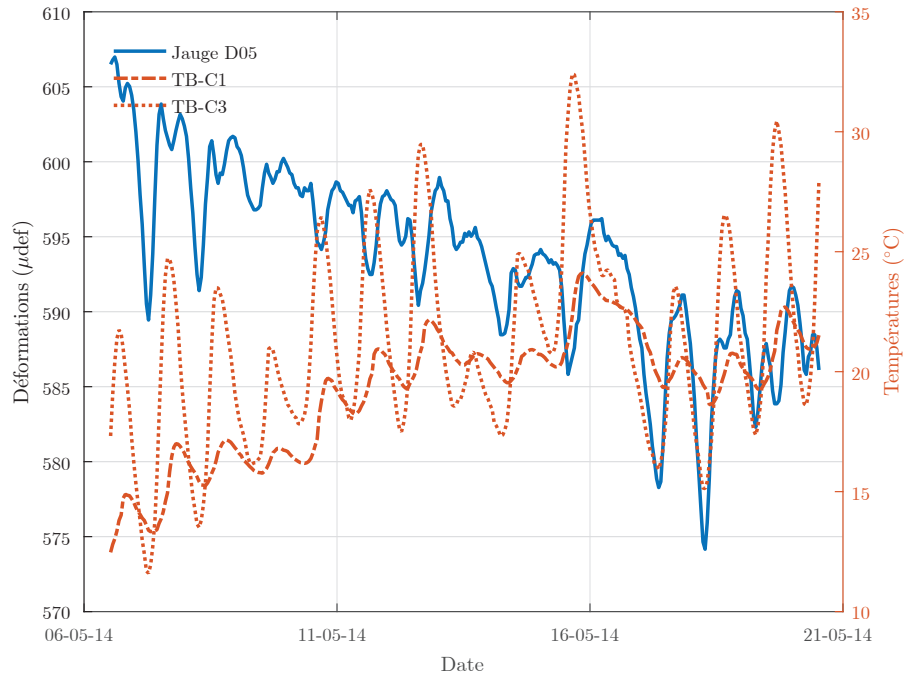


Figure B.23 Déformations dans la jauge D05 (barre 1) - printemps 2014

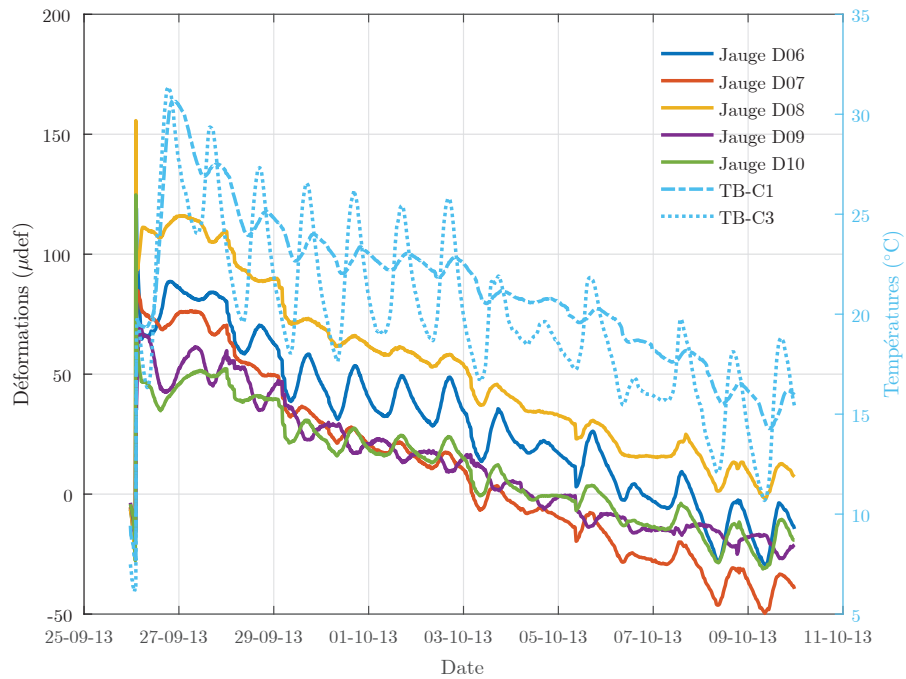


Figure B.24 Déformations dans les jauges D06-D010 (barre 2) - automne 2013

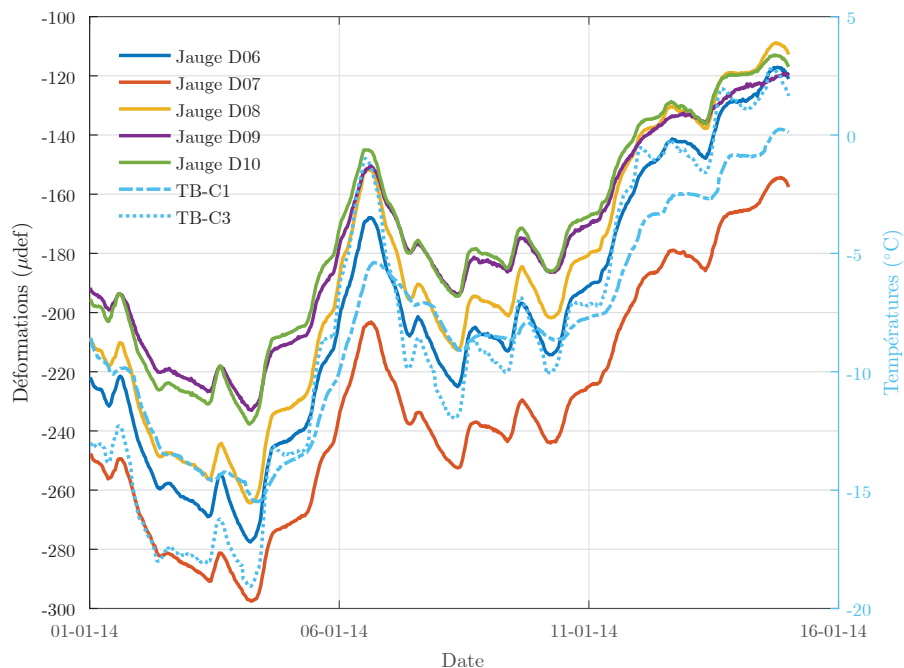


Figure B.25 Déformations dans les jauges D06-D010 (barre 2) - hiver 2014

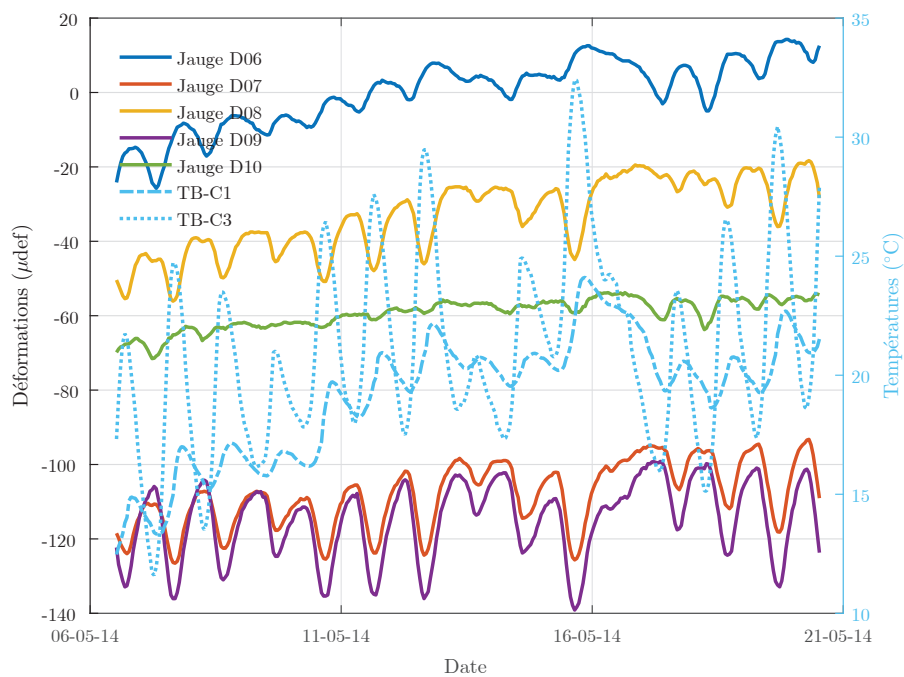


Figure B.26 Déformations dans les jauges D06-D010 (barre 2) - printemps 2014

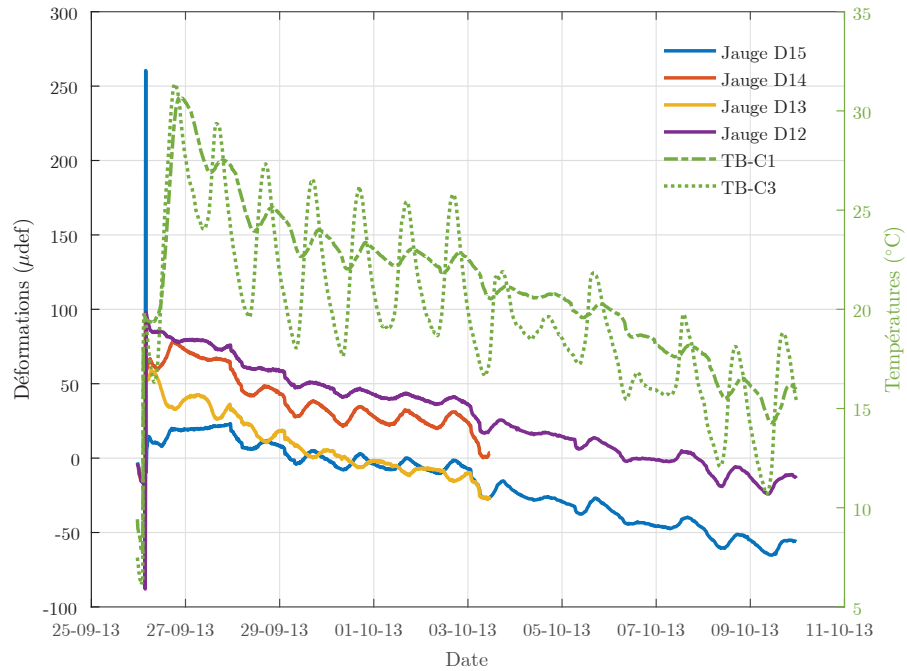


Figure B.27 Déformations dans les jauges D12-D15 (barre 3) - automne 2013

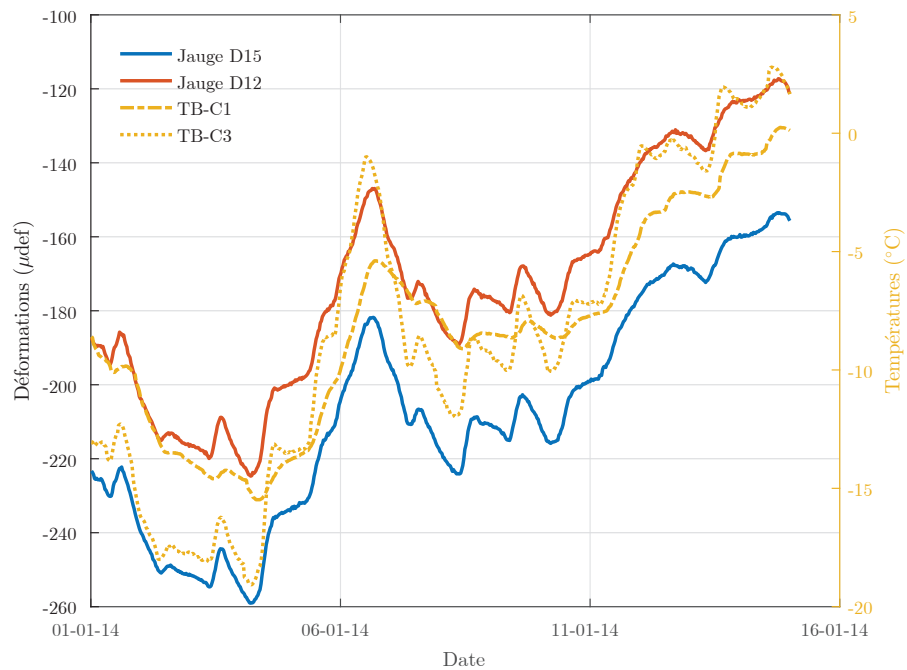


Figure B.28 Déformations dans les jauges D12-D15 (barre 3) - hiver 2014

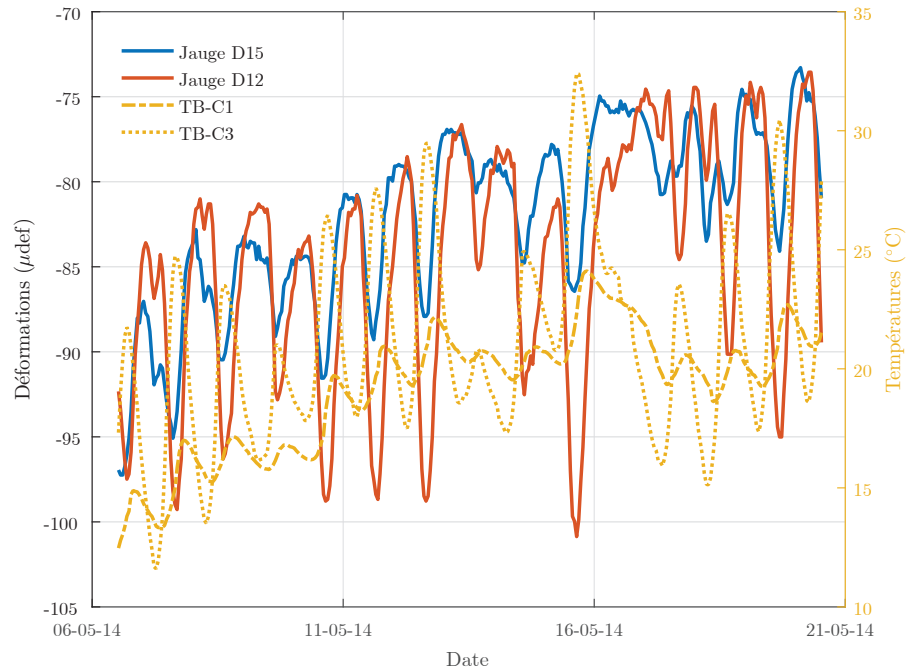


Figure B.29 Déformations dans les jauges D12-D15 (barre 3) - printemps 2014

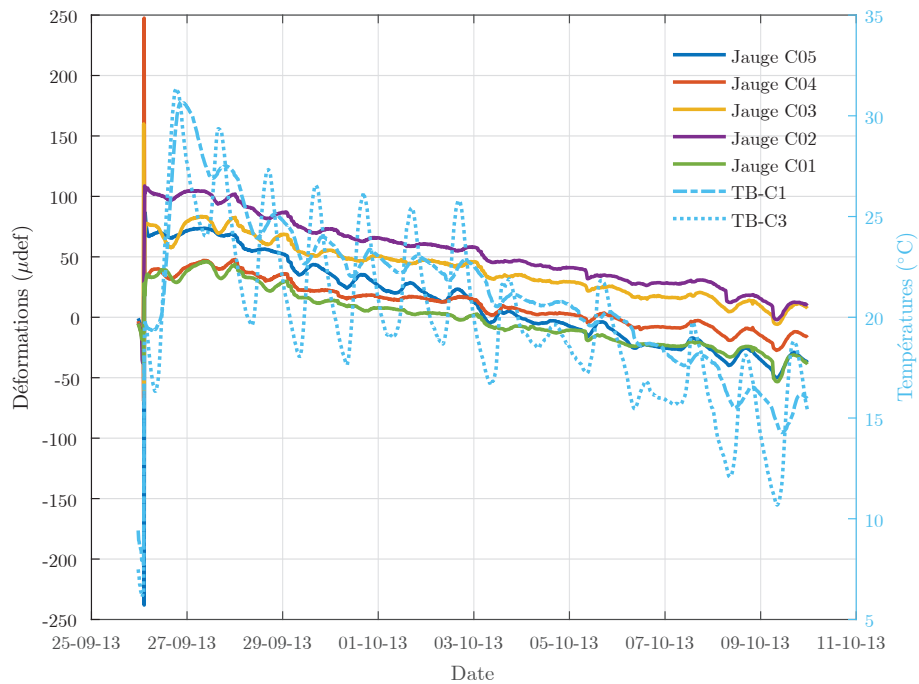


Figure B.30 Déformations dans les jauges C01-C05 (barre 4) - automne 2013

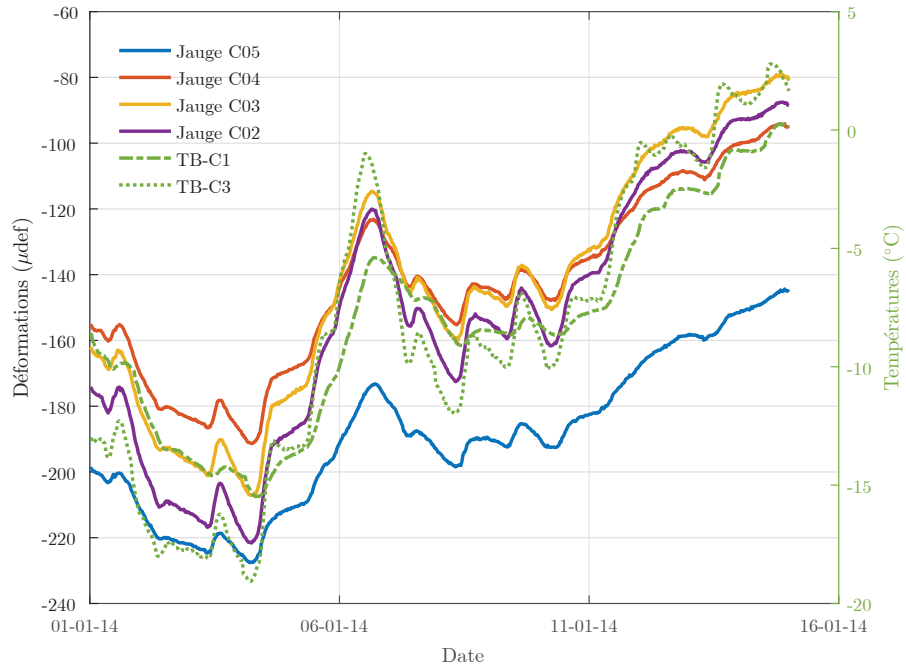


Figure B.31 Déformations dans les jauges C02-C05 (barre 4) - hiver 2014

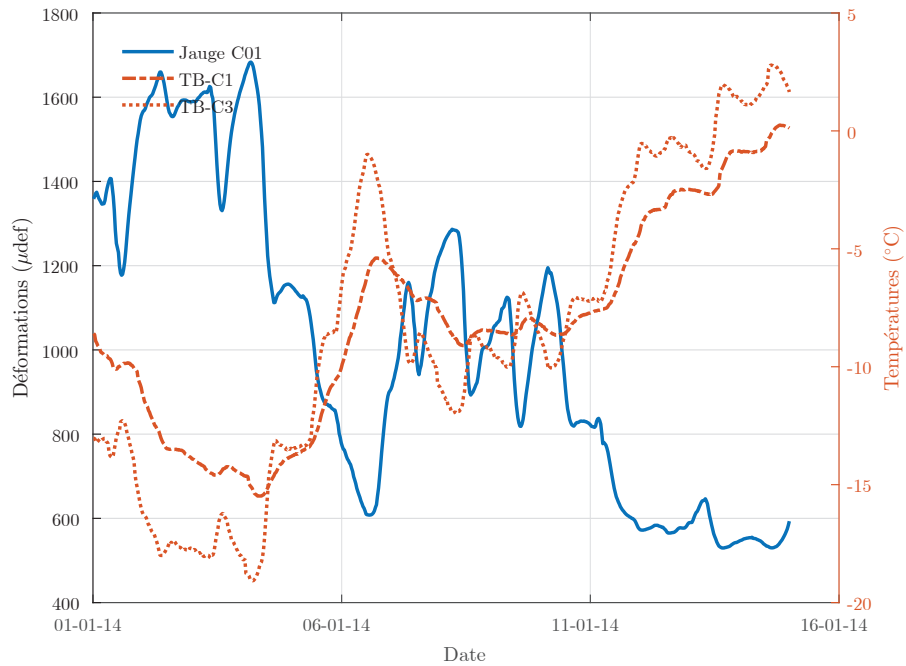


Figure B.32 Déformations dans la jauge C01 (barre 4) - hiver 2014

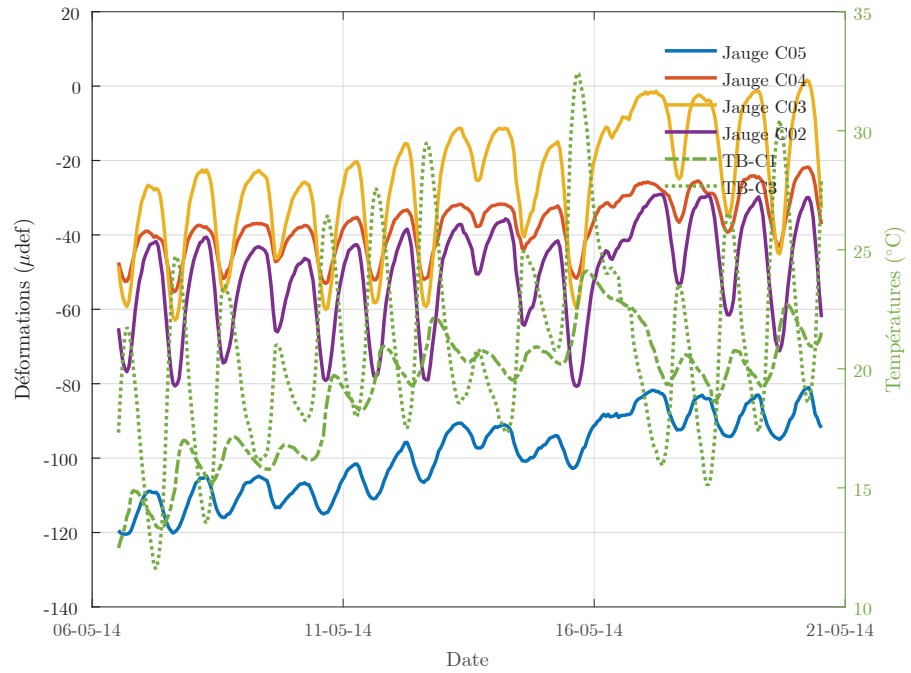


Figure B.33 Déformations dans les jauges C01-C05 (barre 4) - printemps 2014

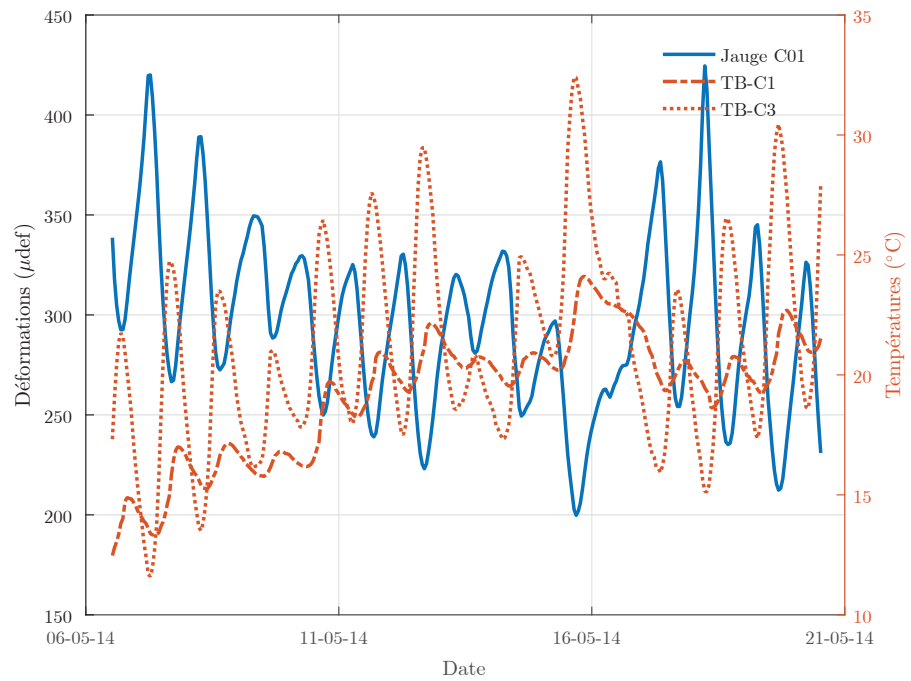


Figure B.34 Déformations dans la jauge C01 (barre 4) - printemps 2014

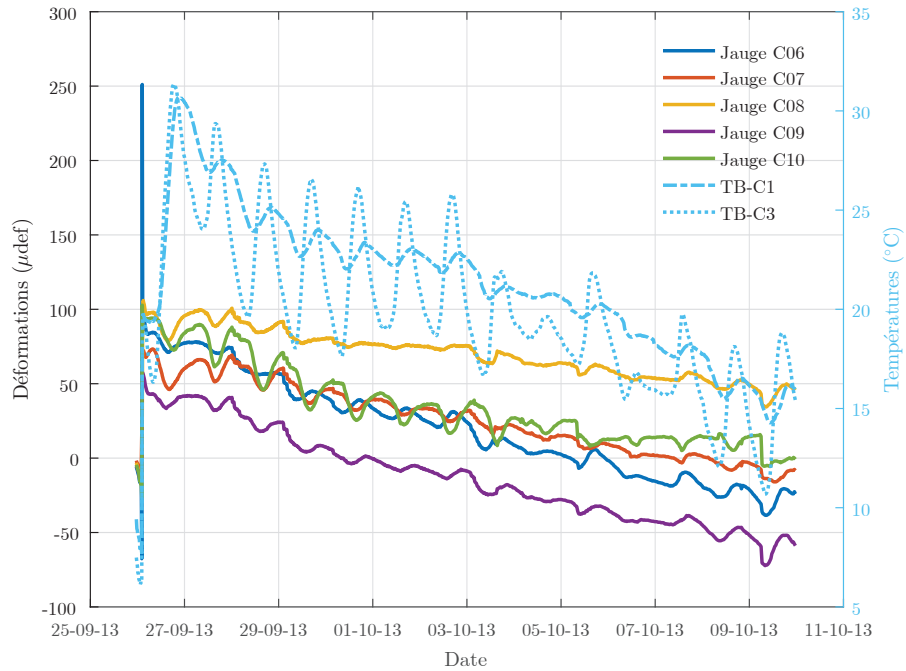


Figure B.35 Déformations dans les jauges C06-C10 (barre 5) - automne 2013

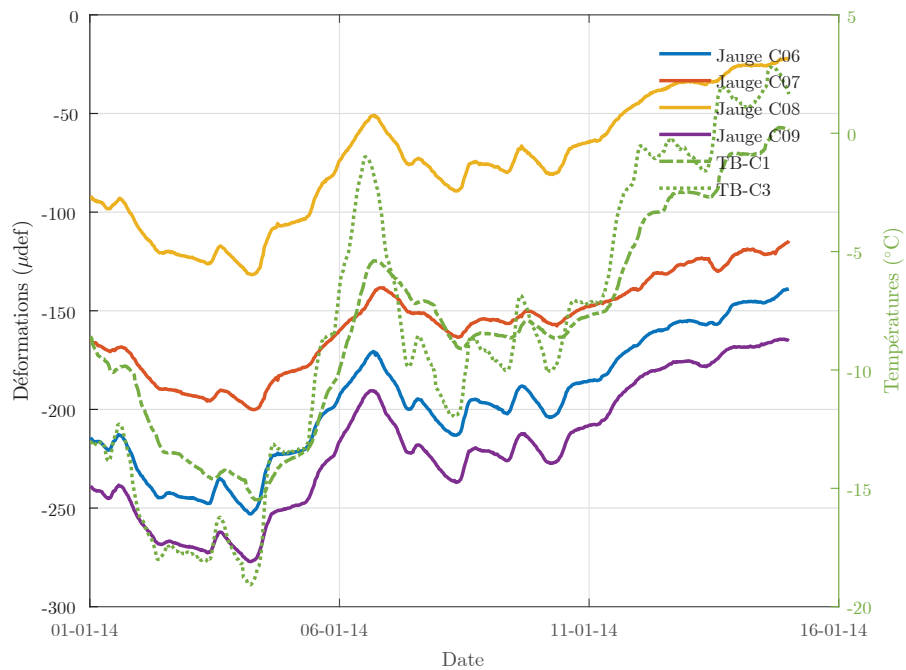


Figure B.36 Déformations dans les jauges C06-C09 (barre 5) - hiver 2014

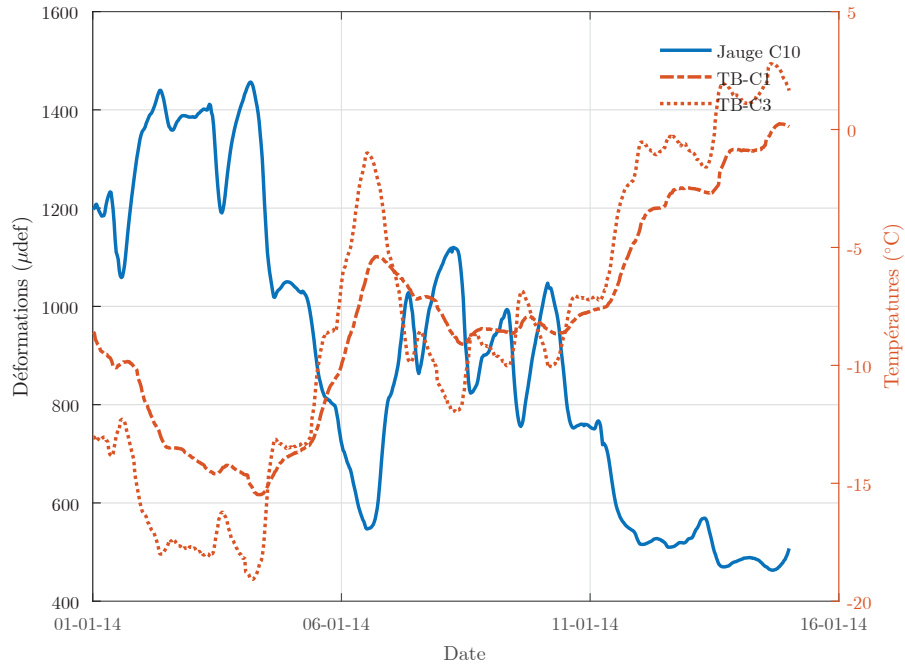


Figure B.37 Déformations dans la jauge C10 (barre 5) - hiver 2014

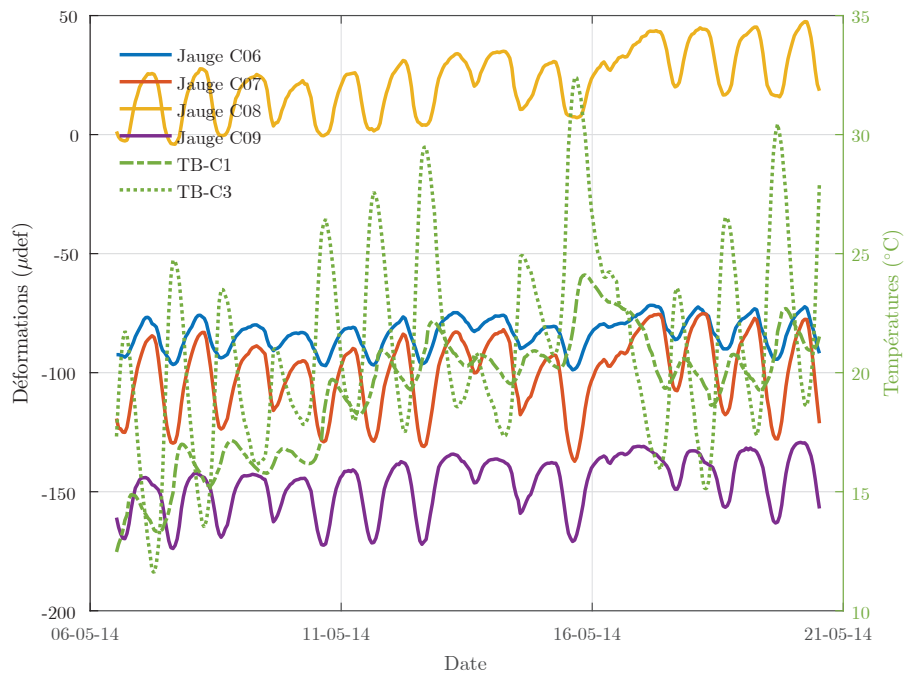


Figure B.38 Déformations dans les jauges C06-C09 (barre 5) - printemps 2014

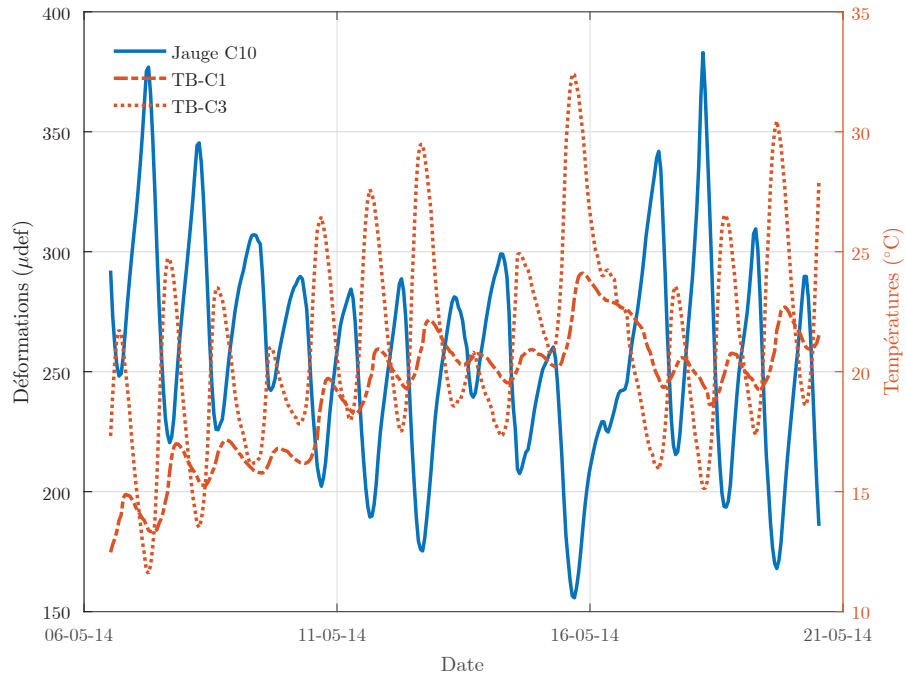


Figure B.39 Déformations dans la jauge C10 (barre 5) - printemps 2014

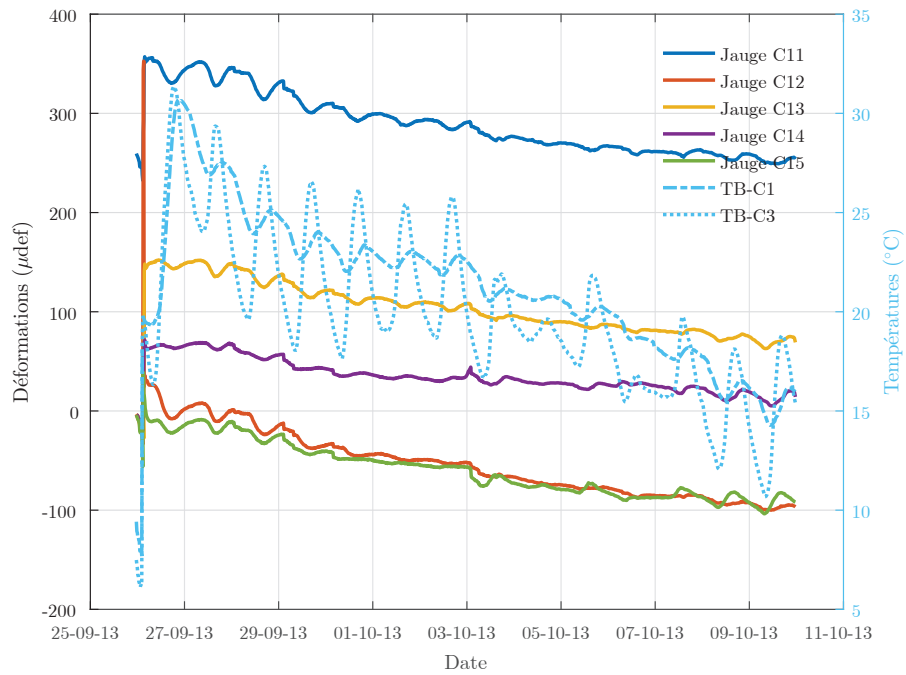


Figure B.40 Déformations dans les jauges C11-C15 (barre 6) - automne 2013

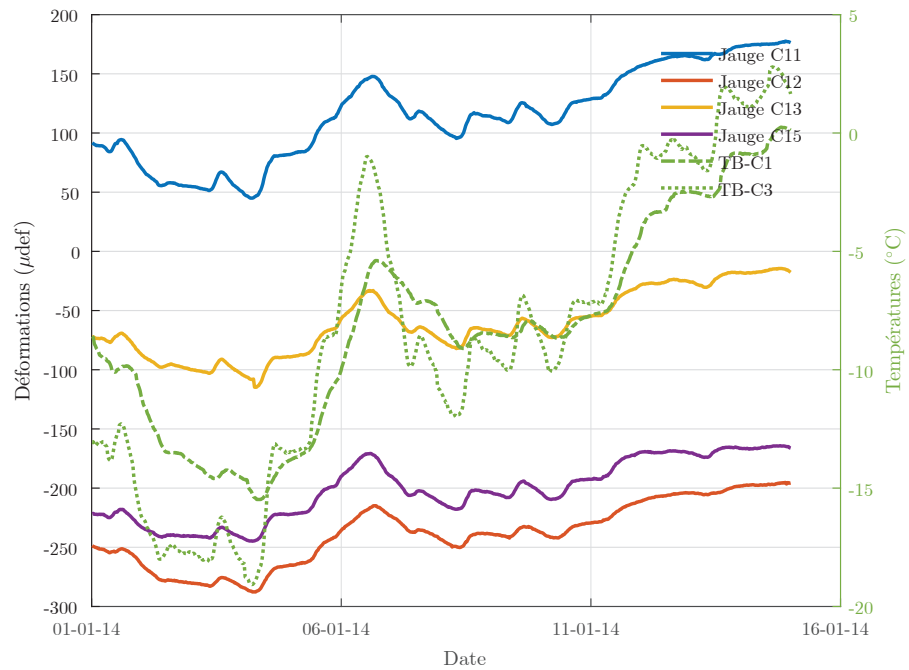


Figure B.41 Déformations dans les jauges C11-C13 et C15 (barre 6) - hiver 2014

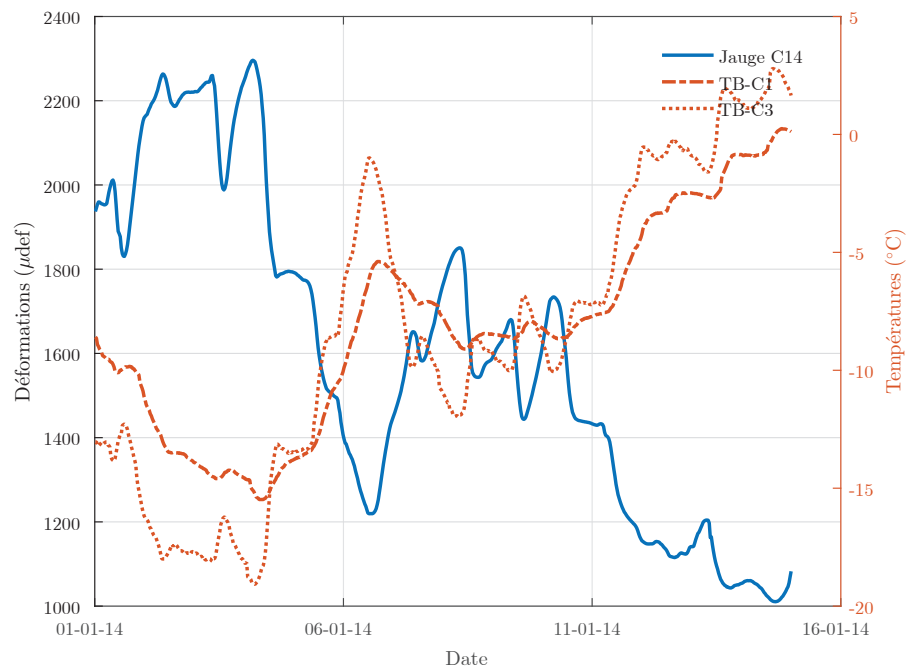


Figure B.42 Déformations dans la jauge C14 (barre 6) - hiver 2014

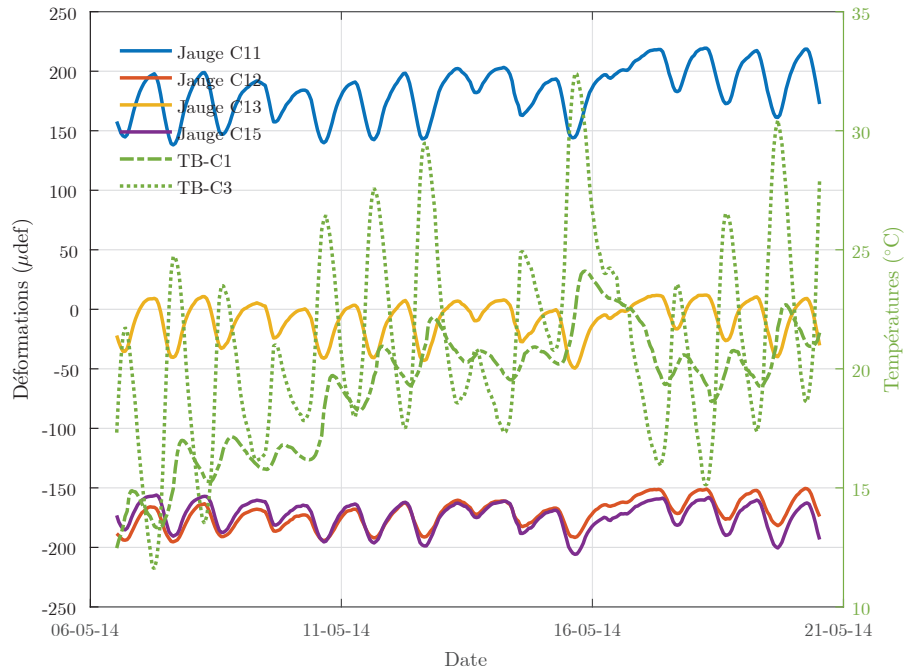


Figure B.43 Déformations dans les jauges C11-C13 et C15 (barre 6) - printemps 2014

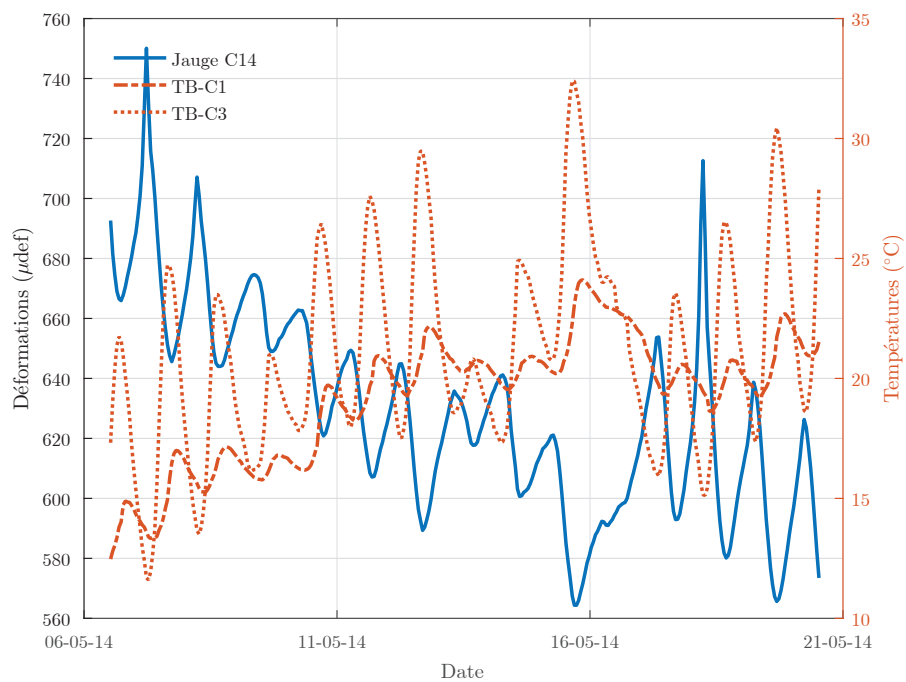


Figure B.44 Déformations dans la jauge C14 (barre 6) - printemps 2014

B.4 Déformations dans la dalle de béton

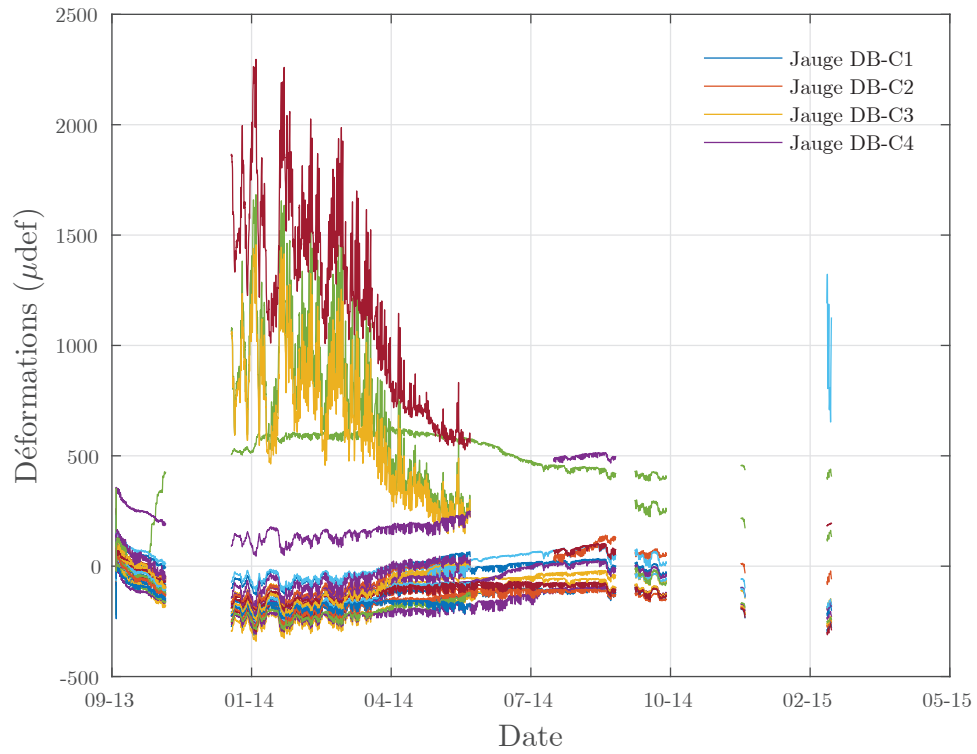


Figure B.45 Déformations dans la dalle de béton

LISTE DES RÉFÉRENCES

- ACI Committee 440 (2015). Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars (ACI 440.1 R-15).
- Ahmed, E., Settecasì, F. et Benmokrane, B. (2014). Construction and Testing of GFRP Steel Hybrid-Reinforced Concrete Bridge-Deck Slabs of Sainte-Catherine Overpass Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, volume 19, numéro 6, p. 04014011.
- Ahmed, E. A. et Benmokrane, B. (2011). Static Testing of Full-Scale Concrete Bridge Barriers Reinforced with GFRP Bars. *Special Publication*, volume 275, p. 1–20.
- Ahmed, E. A., Dulude, C. et Benmokrane, B. (2013). Concrete bridge barriers reinforced with glass fibre-reinforced polymer : static tests and pendulum impacts. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 11, p. 1050–1059.
- Al-Qadi, I. L. et Elseifi, M. A. (2006). Mechanism and modeling of transverse cracking development in continuously reinforced concrete pavement. *International Journal of Pavement Engineering*, volume 7, numéro 4, p. 341–349.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (1993). *AASHTO guide for design of pavement structures*. AASHTO, Washington, DC.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2008). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, Interim Edition : A Manual of Practice*. AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 218 p.
- American Concrete Pavement Association (1997). *The Concrete Pavement Restoration Guide* (Technical Bulletin TB-020p). ACPA, Skokie.
- Applied Research Associates, Inc. (2011). *Methodology for the development of equivalent pavement structural design matrix for municipal roadways* (Final report). Toronto, Canada, 144 p.
- ARA, Inc, ERES Consultants (2004). *Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures* (Final Report Research Project NCHRP 1-37a). Transportation Research Board, Washington, D.C.
- Association Canadienne du Ciment (2007). *Comment améliorer le réseau routier canadien* (Rapport technique). Association Canadienne du Ciment, 12 p.
- Barbero, E. J. (2010). *Introduction to Composite Materials Design, Second Edition*, 2^e édition. CRC Press, Boca Raton, 562 p.
- Benmokrane, B. (2015). *Notes de cours Matériaux composites de PRF en construction et réhabilitation des structures*. Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada.
- Benmokrane, B., Eisa, M., El-Gamal, S., El-Salakawy, E. et Thébeau, D. (2008a). First use of GFRP bars as reinforcement for continuous reinforced concrete pavement. Dans

- Proceedings of the 4th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), Zurich, Switzerland.* p. 22–24.
- Benmokrane, B., Eisa, M., El-Gamal, S., Thébeau, D. et El-Salakawy, E. (2008b). Pavement System Suiting Local Conditions : Quebec studies continuously reinforced concrete pavement with glass fiber-reinforced polymer bars. *Concrete international*, volume 30, numéro 11, p. 34–39.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., Desgagne, G. et Lackey, T. (2004). FRP Bars for Bridges. *Concrete International*, volume 26, numéro 8, p. 84–90.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Gamal, S. et Goulet, S. (2007). 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.
- Bischoff, P. H. et Paixao, R. (2004). Tension stiffening and cracking of concrete reinforced with glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 31, numéro 4, p. 579–588.
- 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, R., Choi, J.-H., GangaRao, H. V. et Kopac, P. A. (2008). Steel versus GFRP rebars ?
- Chen, R. H. et Choi, J.-H. (2002). Effects of GFRP reinforcing rebars on shrinkage and thermal stresses in concrete. p. 1–8.
- Choi, J.-H. et Chen, H.-L. (2003). Design Considerations of GFRP-Reinforced CRCP. *Special Publication*, volume 215, p. 139–160.
- Choi, J.-H. et Chen, H.-L. R. (2015). Design of GFRP reinforced CRCP and its behavior sensitivity to material property variations. *Construction and Building Materials*, volume 79, p. 420–432.
- Choi, J.-H. et Chen, R. H. (2005). *Design of continuously reinforced concrete pavements using glass fiber reinforced polymer rebars* (Rapport technique FHWA-HRT-05-081). West Virginia, USA, 79 p.
- Choi, S., Ha, S. et Won, M. C. (2011). Horizontal cracking of continuously reinforced concrete pavement under environmental loadings. *Construction and Building Materials*, volume 25, numéro 11, p. 4250–4262.
- Claude, J.-F., EL-Nemr, A., Tighiouart, B., Ahmed, E. et Benmokrane, B. (2013). *Conception d'une dalle de chaussée en Béton Armé Continu (BAC) avec des armatures en PRFV sur l'autoroute 40 Est (Montréal)* (Rapport final). Sherbrooke, Canada, 87 p.
- Dassault Systèmes (2015). *ABAQUS Documentation User's Guide*.
- Delatte, N. J. (2014). *Concrete Pavement Design, Construction, and Performance*, 2^e édition. CRC Press, 445 p.

- Eisa, M., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2006). Finite element model for new continuous reinforced concrete pavement (CRCP) using GFRP bars. Dans *Proceedings of the 17th IASTED International Conference on Modelling and Simulation*. MS'06. ACTA Press, Anaheim, CA, USA, p. 609–616.
- Eisa, M., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007). *State of the Art and Practice in Design of Continuous Reinforced Concrete Pavement (CRCP) Using GFRP Reinforcing Bars : Literature Review* (Technical report). Sherbrooke, 42 p.
- El-Gamal, S., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2005). Behavior of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars Under Concentrated Loads. *Structural Journal*, volume 102, numéro 5, p. 727–735.
- 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-Ragaby, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007a). Fatigue analysis of concrete bridge deck slabs reinforced with E-glass/vinyl ester FRP reinforcing bars. *Composites Part B : Engineering*, volume 38, numéro 5–6, p. 703–711.
- El-Ragaby, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007b). Fatigue Life Evaluation of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Glass FRP Composite Bars. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 3, p. 258–268.
- El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2003). Design and Testing of a Highway Concrete Bridge Deck Reinforced with Glass and Carbon FRP Bars. *Special Publication*, volume 215, p. 37–54.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B. et Desgagné, G. (2003a). Fibre-reinforced polymer composite bars for the concrete deck slab of Wotton Bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 30, numéro 5, p. 861–870.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B., El-Ragaby, A. et Nadeau, D. (2005). Field Investigation on the First Bridge Deck Slab Reinforced with Glass FRP Bars Constructed in Canada. *Journal of Composites for Construction*, volume 9, numéro 6, p. 470–479.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B., Masmoudi, R., Briere, F. et Breauumier, a. E. (2003b). Concrete Bridge Barriers Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Composite Bars. *Structural Journal*, volume 100, numéro 6, p. 815–824.
- El-Salakawy, E., Masmoudi, R., Benmokrane, B., Brière, F. et Desgagné, G. (2004). Pendulum impacts into concrete bridge barriers reinforced with glass fibre reinforced polymer composite bars. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 31, numéro 4, p. 539–552.
- Gilbert, R. I. et Ranzi, G. (2010). *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*. CRC Press, London ; New York, 448 p.
- Goncalves, M. C. et Margarido, F. (2015). *Materials for Construction and Civil Engineering : Science, Processing, and Design*. Springer, New York, 902 p.

- Ha, S., Yeon, J. et Won, M. C. (2012). *CRCP ME Design Guide* (Rapport technique 0-5832). 33 p.
- Hall, K. T., Dawood, D., Vanikar, S., Tally Jr, R., Cackler, T., Correa, A., Deem, P., Duit, J., Geary, G. M., Gisi, A. J. et others (2007). *Long-Life Concrete Pavements in Europe and Canada* (Rapport technique). Federal Highway Administration.
- Huang, Y. H. (2003). *Pavement Analysis and Design*, 2^e édition. Pearson, Upper Saddle River, NJ, 792 p.
- Ioannides, A. M., Peng, J. et Swindler, J. R. (2006). ABAQUS model for PCC slab cracking. *International Journal of Pavement Engineering*, volume 7, numéro 4, p. 311–321.
- Jung, Y., Zollinger, D. et Ehsanul, B. (2012). Improved Mechanistic-Empirical Continuously Reinforced Concrete Pavement Design Approach with Modified Punchout Model. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, volume 2305, p. 32–42.
- Keller, T. (2002). Fibre Reinforced Polymer Materials in Bridge Construction. *IABSE Symposium Report*, volume 86, numéro 7, p. 119–126.
- Kohler, E. R. et Roesler, J. R. (2005). Crack Width Measurements in Continuously Reinforced Concrete Pavements. *Journal of Transportation Engineering*, volume 131, numéro 9, p. 645–652.
- Liu, Z.-h. et Lin, R. (2012). Application Research on GFRP Bars Continuous Reinforced Concrete Pavement Design. Dans *2012 International Conference on Computer Distributed Control and Intelligent Environmental Monitoring*. IEEE, p. 162–165.
- Loranger, M.-A. et Nazair, C. (2014). État de situation sur l'utilisation de matériaux composites dans les ouvrages du MTQ. Dans *Point de mire sur les travaux de la direction du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec*. p. 41.
- McCullough, B. F., Adou-Ayyash, A., Hudson, W. R. et Randall, J. P. (1976). Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highway. *NCHRP Research Results Digest*, , numéro 82, p. 12.
- Mingchao, W., Zuoguang, Z., Yubin, L., Min, L. et Zhijie, S. (2008). Chemical Durability and Mechanical Properties of Alkali-proof Basalt Fiber and its Reinforced Epoxy Composites. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, volume 27, numéro 4, p. 393–407.
- Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (2016). *Tome II - Construction routière*. Ouvrages routiers, Normes, Les Publications du Québec, Québec, Canada, 119 p.
- Nam, J.-H. (2005). *Early-age behavior of CRCP and its implications for long-term performance*. Thèse de doctorat, The University of Texas at Austin, USA.

- Nanni, A., Luca, A. D. et Zadeh, H. J. (2014). *Reinforced Concrete with FRP Bars : Mechanics and Design*, 1^{re} édition. CRC Press, Boca Raton, Florida, 418 p.
- Newman, J. et Choo, B. S. (2003). *Advanced Concrete Technology 3 : Processes*, 1^{re} édition. Butterworth-Heinemann, Amsterdam u.a., 704 p.
- 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/Revue Canadienne de Genie Civil*, volume 34, numéro 3, p. 340–354.
- Oh, H. J., Kim, S.-M., Chung, W., Lee, Y. H. et Cho, Y. K. (2014). Effect of joint type on rigid airfield pavement behavior. *KSCE Journal of Civil Engineering*, volume 18, numéro 5, p. 1389–1396.
- Ollivier, J.-P. et Vichot, A. (2008). *La durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 868 p.
- Ouzaa, K. et Benmansour, M. B. (2014). Cracks in Continuously Reinforced Concrete Pavement. *Arabian Journal for Science and Engineering*, volume 39, numéro 12, p. 8593–8608.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*. Presses inter Polytechnique, 930 p.
- Rasmussen, R. O., Rogers, R. et Ferragut, T. R. (2011). *Continuously Reinforced Concrete Pavement : Design and Construction Guidelines*. Federal Highway Administration, 173 p.
- Rizkalla, S. H. (2001). *Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers*. Design manual no. 3, ISIS Canada, Winnipeg, Canada, 151 p.
- Roesler, J. R., Hiller, J. E. et Brand, A. S. (2016). *Continuously Reinforced Concrete Pavement Manual : Guidelines for Design, Construction, Maintenance, and Rehabilitation*. FHWA-HIF-16-026, Federal Highway Administration, 129 p.
- Ruiz, J. M., Rasmussen, R. O., Chang, G. K., Dick, J. C., Nelson, P. K., Schindler, A. K., Turner, D. J. et Wilde, W. J. (2005). *Computer-Based Guidelines for Concrete Pavements, Volume III : Technical Appendices* (Rapport technique FHWA-HRT-04-127). Austin, Texas, USA, 352 p.
- Schindler, A. K., Dossey, T. et McCullough, B. F. (2002). *Temperature Control During Construction to Improve the Long Term Performance of Portland Cement Concrete Pavements* (Rapport technique FHWA/TX-05/0-1700-2). Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, 538 p.
- Selezneva, O., Darter, M., Zollinger, D. et Shoukry, S. (2003). Characterization of Transverse Cracking Spatial Variability : Use of Long-Term Pavement Performance Data for Continuously Reinforced Concrete Pavement Design. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, volume 1849, p. 147–155.

- Seo, Y. et Kim, S.-M. (2013). Longitudinal cracking at transverse joints caused by dowel bars in Jointed Concrete Pavements. *KSCE Journal of Civil Engineering*, volume 17, numéro 2, p. 395–402.
- Sim, J., Park, C. et Moon, D. Y. (2005). Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures. *Composites Part B : Engineering*, volume 36, numéro 6–7, p. 504–512.
- Singh, S. B. (2014). *Analysis and Design of FRP Reinforced Concrete Structures*. McGraw Hill Education, 352 p.
- Thébeau, D. (2002). Les chaussées en béton de ciment à Transports Québec. *4e conférence spécialisée en génie des transports de la Société canadienne de génie civil*, p. 11.
- Thébeau, D. (2004). Continuously reinforced concrete pavements at Transport Quebec. Dans *Transportation Association of Canada (TAC) Annual Conference and Exhibition, 2004, Quebec, Ontario, Canada*. p. 15.
- Thébeau, D. (2014). Les chaussées en béton armé continu – 15 ans d’expérience. Dans *Point de mire sur les travaux de la direction du laboratoire des chaussées du ministère des Transports du Québec*. p. 21.
- Thébeau, D., Beaudoin, M. et Roby, J. (2014). 1994-2014 Bilan de la construction et du comportement des chaussées en béton à Transports Québec. Dans *Congrès et exposition de l’Association des transports du Canada*.
- Thébeau, D. et Davidson, F. (2006). First experiences with continuously reinforced concrete pavement (CRCP) in Canada. Dans *Concrete roads and sustainable development*.
- Thébeau, D., Eisa, M. et Benmokrane, B. (2008). Use of Glass FRP Reinforcing Bars instead of Steel Bars in CRCP in Quebec. p. 1048–1063.
- Thébeau, D., El-Gamal, S. et Benmokrane, B. (2010). Three year performance of continuously reinforced concrete pavement with glass fibre reinforced polymer bars. p. 11.
- Transports Québec (2014). *Bilan de l’état des chaussées du réseau routier supérieur québécois* (Rapport technique). 32 p.
- Walton, G. N. (1983). *Thermal Analysis Research Program reference manual*. National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C., 298 p.
- Walton, S. et Bradberry, T. (2005). Feasibility of a concrete pavement continuously reinforced by glass fibre reinforced polymer bars. Dans *Proceedings, third international conference on construction materials*. p. 10.

