

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

ANALYSE COMPARATIVE ENTRE L'ARMATURE D'ACIER ET DE POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES DE VERRE DES STRUCTURES SOUTERRAINES EN BÉTON ARMÉ

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Michaël GUÉRIN

Jury :
Brahim BENMOKRANE (directeur)
Richard GAGNÉ (rapporteur et examinateur)
Emmanuel FERRIER (examinateur)
Mohamed CHEKIREL (examinateur)

À ma mère, à mon père, à mon frère et surtout à mon amour, Lysane xxx

RÉSUMÉ

Les chambres souterraines préfabriquées en béton armé avec des barres d'acier sont fréquemment utilisées dans la construction et les industries électriques pour les câbles d'alimentation, pour les logements et les transformateurs. Au Québec, plus de 30 000 de ces chambres ont été installés par Hydro-Québec au cours des 30 dernières années. Cependant, comme d'autres structures en béton armé traditionnel, la corrosion de l'armature d'acier constitue la principale cause de détérioration des chambres souterraines, conduisant à des réparations coûteuses et des réhabilitations ainsi que d'une réduction significative de la durée de vie. Ce problème pourrait donc être enrayé avec l'utilisation d'armatures en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV).

Ce document présente un résumé des normes canadiennes en vigueur qui régissent l'utilisation des matériaux composites essentiellement. En plus, les données expérimentales pertinentes sur le comportement et la résistance d'un total de 9 chambres souterraines à grande échelle de béton totalement renforcé de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) et de barres d'acier sont présentées. Les chambres mesurent 2 300 mm de largeur par 3 800 mm de longueur et les murs sont d'une hauteur de 2 800 mm. Différents scénarios de charge sont testés pour représenter toutes les sortes de sollicitation au cours de sa vie au service (fatigue, compression et tirage direct). Les résultats expérimentaux ont été indiqués en termes de charge de ruptures, de réseaux, de fissures et en déformation.

L'essai de fatigue présente des résultats négligeables par rapport aux déformations (béton et armature), aux déplacements ainsi qu'aux réseaux de fissurations. L'essai de tirage direct se termine par la rupture par poinçonnement suite aux essais en fatigue et les chambres n'ont révélé aucune rétention de résistance dans les données recueillies. Les essais statiques, qui sont également à la suite des essais en fatigue, ont le même comportement que les essais statiques simples, réalisés par l'étudiant M. Alexandre d'Amours. Finalement, la charge combinée (application d'une charge de 180kN statique avec un essai de tirage direct) reflète les conditions d'installation et le comportement en charge est légèrement différent, mais non significatif. Également, les résistances finales sont concordantes avec les essais de tirage direct seulement.

En somme, les chambres souterraines en acier et en PRFV respectent toutes les exigences minimales du devis de performance par rapport à tous les tests effectués. À la suite de la conclusion de l'analyse, les chambres en PRFV ont démontré une «équivalence» par rapport aux chambres souterraines en acier.

Mots-clés : Béton, Armé, Corrosion, PFRV, Acier, Armature, Chambres, Souterraines et préfabriquées

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, j'aimerais remercier mon directeur de recherche, le professeur Brahim Benmokrane, qui m'a donné la chance de travailler sur un sujet de maîtrise unique et pertinent. Ce projet m'a donné l'opportunité d'intégrer plusieurs notions théoriques et conceptuelles. En somme, mon projet de recherche a été enrichissant et valorise un nouveau matériau innovateur. J'aimerais également remercier M. Hamdy Mohamed pour toute l'aide et les conseils qu'il m'a apporté ainsi que pour sa bonne humeur démontrée tout au long des soirées à faire des essais cycliques.

Ensuite, j'aimerais remercier M. Simon Kelley pour tout le temps que tu as investi au projet. Je voulais te dédier un paragraphe complet pour souligner ton excellent travail, ta générosité et toute la confiance dont tu m'as fait preuve aveuglément. De plus, je tiens à dire une énorme merci à M. Mathieu Clément et M. Olivier Massé-Aumont, qui ont été stagiaires, pour votre beau travail et pour m'avoir aidé dans les spécimens testés et également dans l'analyse de données.

Puis, j'en profite pour remercier M. Samuel Bauret, étudiant à la maîtrise travaillant pour le professeur Patrice Rivard, pour la nuit que nous avons passé à surveiller l'une de mes chambres pendant des essais cycliques. Tous les moments absurdes et ceux passés à rire vont rester pour toujours dans ma mémoire. Également, s'il y a quelque chose que je peux faire pour toi, n'hésite surtout pas. Pour ce qui est de la révision finale concernant le français écrit, je veux dire merci à Mme. Mélyssa Vachon, une très bonne amie, d'avoir lu et corrigé les derniers éléments de ce mémoire.

Pour continuer, je tiens à exprimer ma gratitude à l'institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ) et au Consortium de Recherche en Plasturgie et Composites du Québec (CRPCQ) pour nous avoir donné l'occasion, à mon prédécesseur, M. Alexandre d'Amours et à moi-même, l'opportunité de travailler sur une expérience intéressante sur le plan technique et théorique. J'aimerais également remercier M. Mohamed Chekired qui a investi énormément de temps pour la bonne réalisation de ce projet. Sans oublier M. Maxime Leboeuf, technicien chez Hydro-Québec, pour son aide physique, son travail efficace et son sens de l'humour. J'en profite également pour remercier *Pultrall.inc* pour leur contribution - l'armature en PRFV - qui a permis de réaliser des essais sur un matériau innovateur et parfait pour les conditions d'utilisation des spécimens étudiés. Pour ce qui est des partenaires externes, j'aimerais remercier *Lécuyer et fils Ltée* pour leur participation à ce projet de recherche.

Finalement, j'aimerais remercier mes proches. Papa, maman, vous m'avez donné la chance de m'épanouir dans tous les projets que j'entreprends et je vous en remercie du fond du cœur. Mon frère, Christian, pour ton support implicite tout au long de mes études et également pour nos moments entre frères. Mon amour, Lysane, pour ta patience, ton écoute et pour tous les moments de bonheur que je passe en ta présence. Merci et je t'aime.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	i
REMERCIEMENTS	iii
LISTE DES FIGURES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xiii
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Problématique	3
1.3 Définition du projet de recherche	4
1.4 Objectifs	6
1.5 Plan du mémoire	7
CHAPITRE 2 ÉTAT DE L'ART	9
2.1 Les polymères renforcés de fibres (matériaux composites)	9
2.1.1 La matrice	10
2.1.2 Les fibres	11
2.1.3 Les barres d'armature droites	13
2.1.4 Avantages des matériaux composites	14
2.1.5 Pultrall : propriétés des barres V-ROD	15
2.2 Normes CAN/CSA	15
2.2.1 Norme CAN/CSA S807-10	16
2.2.2 Norme CAN/CSA S806-12	19
2.2.3 Norme CAN/CSA S6-06 et supplément CAN/CSA S6S1-10	31
2.3 Résistance au poinçonnement pour les PRF	36
2.3.1 Ozden, Ugur et Ozturan (2006)	37
2.3.2 Rizk, Marzouk, Hussein et Hossin (2011)	38
2.3.3 Q. Zhang, H. Marzouk et A. Hussein (2005)	41
2.3.4 Carlos E. Ospina, Scott D. B. Alexander et J. J. Roger Cheng (2003)	42
2.3.5 Sherif El-Gamal, Ehab El-Salakawy et Brahim Benmokrane (2005)	43
2.3.6 L. Nguyen-Minh and M. Rovak (2013)	44
2.4 Formules retenues pour le poinçonnement	45

2.5	Comportement du béton armé sous charge de fatigue	46
2.5.1	Différence de contraintes	47
2.5.2	Fatigue sur un béton non renforcé	48
2.5.3	Fatigue sur l'armature en acier	51
2.5.4	Fatigue sur l'armature en PRF	52
2.5.5	Quelques recherches sur des spécimens à échelle réelle	54
2.5.6	Normes canadiennes portant sur la fatigue	57
CHAPITRE 3 REVUE DES RECHERCHES PRÉCÉDENTES.....		59
3.1	Critères de conception	59
3.1.1	Charges et cas de chargement	59
3.2	Conception et prédiction de la rupture	61
3.2.1	Résistance des chambres	61
3.2.2	Conception préliminaire	63
3.3	Prédiction de la rupture	75
3.4	Résultats des essais des chambres 1 à 8	77
3.4.1	Essais de compression	78
3.4.2	Essais de traction avec poulies	80
3.4.3	Essais de traction directe	82
CHAPITRE 4 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL.....		85
4.1	Critères pour les essais expérimentaux	85
4.2	Matrice des essais expérimentaux	86
4.3	Matériaux	87
4.3.1	Chambres en acier	88
4.3.2	Chambres en PRFV	88
4.4	Géométrie et programmes expérimentaux	89
4.4.1	Géométrie de base	89
4.4.2	Essais avec charges verticales	90
4.4.3	Essais de traction directe	91
4.4.4	Essais de traction directe avec patte stabilisatrice.....	92
4.5	Instrumentation.....	93
4.5.1	Essais dynamiques et de compression.....	93
4.5.2	Essais de traction directe	95
4.5.3	Essais de traction directe avec patte stabilisatrice.....	97

CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET ANALYSE	99
5.1 Essais dynamiques - 1 000 000 de cycles.....	99
5.1.1 Arrêt/marche schéma pour les chambres Acier5 et PRFV5	99
5.1.2 Déformation dans l'armature.....	100
5.1.3 Déformation dans le béton.....	102
5.1.4 Déplacement	104
5.1.5 Fissuration	105
5.2 Essais dynamiques – 1P2P3P	105
5.2.1 Arrêt/marche schéma pour les chambres Acier6 et PRFV6	105
5.2.2 Déformation dans l'armature.....	106
5.2.3 Déformation dans le béton.....	108
5.2.4 Déplacement	110
5.2.5 Fissuration	111
5.3 Essais de compression (statiques).....	111
5.3.1 Déformation dans l'armature	112
5.3.2 Déformation dans le béton.....	114
5.3.3 Déplacement	115
5.3.4 Fissuration et mode de rupture	116
5.3.5 Discussion.....	118
5.4 Essais de traction directe	119
5.4.1 Déformation dans l'armature	119
5.4.2 Déformation dans le béton.....	120
5.4.3 Déplacement	121
5.4.4 Fissuration et mode de rupture	122
5.4.5 Comparaison avec essais du volet 1	123
5.5 Essais de traction directe avec patte stabilisatrice	125
5.5.1 Déformation dans l'armature	125
5.5.2 Déformation dans le béton.....	126
5.5.3 Déplacement	127
5.5.4 Fissuration et mode de rupture	128
5.5.5 Comparaison avec et sans patte stabilisatrice.....	130
5.6 Vérification des équations pour le poinçonnement	132

CHAPITRE 6 ANALYSE DE LA PERFORMANCE ET DE L'ÉQUIVALENCE DES CHAMBRES SOUTERRAINES.....	133
6.1 Comparaison avec le devis de performance.....	133
6.1.1 Essai de compression (statique).....	133
6.1.2 Essai de traction avec poulies.....	135
6.1.3 Essai de traction directe.....	135
6.1.4 Essai de traction directe avec patte stabilisatrice.....	137
6.1.5 Essai en fatigue.....	137
6.2 Effet de la résistance en compression du béton sur les résultats.....	139
6.2.1 Déformation des armatures et du béton en flexion.....	139
6.2.2 Résistance au poinçonnement.....	140
6.2.3 Flèches.....	141
6.3 Équivalence des chambres en PRFV <i>versus</i> en acier.....	142
CHAPITRE 7 CONCLUSION.....	145
CHAPITRE 8 ANNEXE A : Caractéristiques mécaniques des armatures V-ROD (Pultrall Inc.)	
.....	Err
eur ! Signet non défini.	
CHAPITRE 9 ANNEXE B : Note de calcul simplifiée.....	147
Liste des références.....	173

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Cycle de dégradation due à la corrosion des armatures d'acier dans le béton armé conventionnel (Figure de Alexandre d'Amours)	2
Figure 1-2 : Chambre à la livraison (couvercle à gauche et base à droite).....	4
Figure 2-1 : Vue microscopique d'une barre en PRF - matrice et fibres [Nimmer, 1990]	9
Figure 2-2 : Courbe contrainte-déformation des PRF, des fibres et de la matrice [Demers, 2009]	9
Figure 2-3 : Équation pour l'estimation de la déflexion	30
Figure 2-4 : Montage expérimental Ozden <i>et al</i>	37
Figure 2-5 : Montage expérimental Rizk <i>et al</i>	38
Figure 2-6 : Résultats des essais de Rizk <i>et al</i>	39
Figure 2-7 : Résistance au poinçonnement normalisée par rapport à la résistance en compression du béton (Rizk <i>et al</i>).....	40
Figure 2-8 : Résistance au poinçonnement normalisée par rapport au taux d'armature en flexion (Rizk <i>et al</i>).....	40
Figure 2-9 : Équation pour l'estimation de la déflexion	42
Figure 2-10 : Force par rapport au déplacement au centre des dalles	44
Figure 2-11 : Contrainte-nombre de cycles typiques.....	47
Figure 2-12 : Courbes S-N pour un béton non renforcé.....	49
Figure 2-13 : Développement de la déformation longitudinale dans un béton non renforcé pendant les efforts cycliques.....	49
Figure 2-14 : Comportement du béton en compression sous charge cyclique	50
Figure 2-15 : Courbe S-N pour les barres en acier sous les charges cycliques	52
Figure 2-16 : Spécimen pour les tests en fatigue d'Adimi <i>et al</i>	54
Figure 2-17 : Comparaison entre la littérature et les essais en laboratoire.....	55
Figure 2-18 : Montage expérimental de Carvelli <i>et al</i> (2010).....	56
Figure 3-1 : Définition des nœuds (gauche) et application des efforts (droite).....	64
Figure 3-2 : Diagramme des efforts normaux (gauche) et diagramme des efforts tranchants (droite)	64
Figure 3-3 : Diagramme des efforts fléchissants	66
Figure 3-4 : Diagramme des efforts fléchissants sous charges de service.....	67
Figure 3-5 : Modèles de la base (gauche) et de la connexion (droite) dans SAP2000	69
Figure 3-6 : Distribution des contraintes de flexion sur la connexion (kNm/m).....	70
Figure 3-7 : Distribution des contraintes de flexion sur la base (kNm/m)	72
Figure 3-8 : Résultats expérimentaux sous charges de compression.....	80
Figure 3-9 : Résultats expérimentaux sous charges de traction avec poulies.....	82
Figure 3-10 : Résultats expérimentaux sous charges de traction directe.....	83
Figure 4-1 : Cage d'acier pour les chambres souterraines en acier.....	88
Figure 4-2 : Cage de PRFV pour les chambres souterraines en PRFV	89
Figure 4-3 : Dimensions d'une chambre de type 3 d'Hydro-Québec.....	89
Figure 4-4 : Schéma du montage expérimental à gauche et photo présentant le montage réel à droite pour les essais dynamiques (également utilisé pour les essais de compression)	90

Figure 4-5 : Schéma du montage expérimental à gauche et photo présentant le montage réel à droite pour les essais de traction directe.....	91
Figure 4-6 : Schéma de l'application de la patte stabilisatrice (compression)	92
Figure 4-7 : Jauges de déformation pour le béton sur le dessus de la chambre	93
Figure 4-8 : Jauges de déformation pour le béton sur les côtés de la chambre	94
Figure 4-9 : Jauges de déformation pour l'armature sur le dessus de la chambre	94
Figure 4-10 : Jauges de déformation pour l'armature courbe sur le dessus de la chambre	94
Figure 4-11 : Jauges de déplacement sur le béton sur le dessus de la chambre	95
Figure 4-12 : Jauges de déformation sur le béton (commençant par C) ainsi que les jauges de déplacement sur le béton (commençant par L)	96
Figure 4-13 : Jauges de déformation sur les armature autour de l'ancrage	96
Figure 4-14 : Jauges de déplacement autour de l'ancrage sur la face intérieur	97
Figure 5-1 : Schéma des arrêts pour les deux chambres (Acier5 et PRFV5).....	100
Figure 5-2 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 dans l'armature B1	101
Figure 5-3 : Déformation dans la chambre PRFV5 dans les armatures	101
Figure 5-4 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 dans le béton du côté latéral CH1 du couvercle.....	102
Figure 5-5 : Déformation dans la chambre PRFV5 dans le béton du côté latéral à différents endroits.....	103
Figure 5-6 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 dans le béton de la dalle près de la cheminée.....	103
Figure 5-7 : Déplacement maximal dans les chambres Acier5 et PRFV5 de la jauges LO située près de la cheminée d'entrée	104
Figure 5-8 : Schéma des arrêts pour les deux chambres (Acier6 et PRFV6).....	105
Figure 5-9 : Déformation dans les chambres Acier6 et PRFV6 dans l'armature B11	106
Figure 5-10 : Déformation dans les chambres Acier6 dans l'armature B11	107
Figure 5-11 : Déformation dans les chambres Acier6 et PRFV6 dans le béton pour les jauges CH3, CHH3 et CV3	108
Figure 5-12 : Déformation dans les chambres PRFV6 dans le béton sur le couvercle à différents endroits.....	109
Figure 5-13 : Déformation dans les chambres Acier6 dans le béton sur le couvercle à différents endroits.....	110
Figure 5-14 : Déplacement dans les chambres Acier6 et PRFV6 dans le LVDT3	110
Figure 5-15 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 et Acier6 dans les jauges d'armature OB1 et OB2.....	112
Figure 5-16 : Déformation dans les quatre chambres dans la jauge d'armature B1	113
Figure 5-17 : Déformation dans les quatre chambres dans la jauge à béton CH3 sur le côté du couvercle	114
Figure 5-18 : Déformation dans les trois chambres dans la jauge à béton CTO sur le couvercle	115
Figure 5-19 : Déplacement dans les trois chambres dans le LVDT3	116
Figure 5-20 : Fissuration de la chambre Acier5.....	117
Figure 5-21 : Fissuration de l'intérieur de la chambre PRFV6.....	118
Figure 5-22 : Déformation dans l'armature V2 pour les chambres PRFV6 et Acier6	120
Figure 5-23 : Déformation dans le béton extérieur COB1 pour les chambres PRFV6 et Acier6	121
Figure 5-24 : Déplacement de l'ancrage LeOCr pour les chambres PRFV6 et Acier6.....	122

Figure 5-25 : Fissures extérieures du mur ouest pour les chambres PRFV6 et Acier6	122
Figure 5-26 : Fissures extérieures du mur sud pour la chambre PRFV6 (c'est à peu près le même schéma de fissures pour Acier6)	123
Figure 5-27 : Cônes de ruptures et réseau de fissures de la face est intérieure - PRFV6 et Acier6	123
Figure 5-28 : Déformation dans l'armature V3 pour les chambres (Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10)	126
Figure 5-29 : Déformation dans le béton extérieur COT1 pour les 5 chambres	127
Figure 5-30 : Déplacement de l'ancrage LeOCr pour les cinq chambres	128
Figure 5-31 : Fissures extérieures du mur ouest pour les chambres PRFV7, Acier7, PRFV9 et PRFV10 (même type de fissures pour PRFV8)	129
Figure 5-32 : Cônes de ruptures et réseau de fissures de la face est intérieure – PRFV7, Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10 respectivement	130
Figure 9-1 : Dimensions d'une chambre de type 3 d'Hydro-Québec	154
Figure 9-2 : Modèle avec axes locaux de la base (gauche) et de la connexion (droite) dans SAP2000	155
Figure 9-3 : 3D pour les calculs (représentation des poutres simplement appuyées pour illustrer la direction des calculs)	159
Figure 9-4 : Résistance à la flexion avec un seul rang d'armature	160
Figure 9-5 : Résistance à la flexion avec deux rangs d'armature	162
Figure 9-6 : Facteur α pour le bloc de contrainte de compression équivalent	168
Figure 9-7 : Facteur β pour le bloc de contrainte de compression équivalent	169

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : propriétés mécaniques de différents renforcements	14
Tableau 2-2 : Comparaison des propriétés mécaniques entre les PRF et l'acier	15
Tableau 2-3 : Différentes fibres et résines dans la norme canadienne en question	16
Tableau 2-4 : Résistance minimale en traction des barres en PRFV	17
Tableau 2-5 : Résistance minimale en traction des barres en PRFV	18
Tableau 2-6 : Coefficients pour le calcul de la longueur de scellement	21
Tableau 2-7 : Résultats partiels de l'étude de Ozden et al (2006)	38
Tableau 2-8 : Caractéristiques et résultats	41
Tableau 2-9 : Formules pour le calcul de la résistance nominale au poinçonnement	45
Tableau 3-1 : Résumé des charges du devis (Cas No. 1)	60
Tableau 3-2 : Résumé des charges du devis (Cas No. 2)	60
Tableau 3-3 : Résultats des résistances en flexion	62
Tableau 3-4 : Résultats des résistances en cisaillement	63
Tableau 3-5 : Efforts de cisaillement pondérés maximaux comparés aux résistances du Tableau 3-4	65
Tableau 3-6 : Moments fléchissants pondérés pour une section d'un mètre comparés aux moments résistants du Tableau 3-3	66
Tableau 3-7 : Moments fléchissants en service pour une section d'un mètre comparés aux moments résistants du Tableau 3-3	67
Tableau 3-8 : Moments fléchissants pondérés pour une section d'un mètre comparés aux moments résistants	68
Tableau 3-9 : Cisaillements pour une section d'un mètre comparés aux cisaillements résistants du Tableau 3-4	68
Tableau 3-10 : Moments fléchissants pondérés (SAP2000) pour une section de 1,3 m de la connexion (entre les deux ouvertures)	71
Tableau 3-11 : Moments fléchissants pondérés (SAP2000) pour la base	73
Tableau 3-12 : Moments fléchissants de service (SAP2000) pour la base	73
Tableau 3-13 : Cisaillement pondéré comparé au cisaillement résistance de la connexion	74
Tableau 3-14 : Résistance au poinçonnement des différentes parois	75
Tableau 3-15 : Prédiction de la rupture par poinçonnement de la dalle	76
Tableau 3-16 : Prédiction de la rupture par poinçonnement du mur	76
Tableau 4-1 : Critères de performances d'Hydro-Québec pour le poinçonnement	85
Tableau 4-2 : Critères de performances de l'Université de Sherbrooke pour les charges gravitaires	86
Tableau 4-3 : Résistances en compression à 28 jours des 17 chambres	88
Tableau 5-1 : Comparaison des déformations, des déplacements et des ruptures pour toutes les chambres (volet 1 et volet 2) pour l'essai de tirage directe	124
Tableau 5-2 : Comparaison des déformations, des déplacements et des ruptures pour toutes les chambres (volet 2) pour l'essai de tirage directe et de l'essai de tirage avec patte stabilisatrice	131
Tableau 5-3 : Résistance au poinçonnement prédite et expérimentale	132

Tableau 6-1 : Résumé des déplacements du vérin pour toutes les chambres ayant subi des essais en compression (statique).....	134
Tableau 6-2 : Résistance au poinçonnement corrigée.....	140
Tableau 6-3 : Flèche corrigée pour les essais de compression.....	141
Tableau 6-4 : Flèche corrigé pour les essais de traction	142
Tableau 5 : Épaisseur et disposition générale des armatures de la chambre telle que testée ..	154
Tableau 6 : Résumé des charges du devis (Cas No. 1)	156
Tableau 7 : Résumé des charges du devis (Cas No. 2)	156
Tableau 8 : Propriétés mécaniques des armatures en PRFV haut module	157
Tableau 9 : Efforts principaux pour le dimensionnement	157
Tableau 10 : Résultats de l'analyse 3D ainsi que les résistances.....	158
Tableau 11 : Facteurs de pondération pour la longueur de développement.....	167
Tableau 12 : Optimisation des chambres en fonction d'une étude paramétrique sur la résistance en compression du béton et sur le type de renforcement.....	171
Tableau 13 : Propriétés mécaniques des armatures en PRFV Standard de Pultrall	171

CHAPITRE 1

Introduction

1.1 Mise en contexte

Si on regarde le matériau le plus utilisé dans le monde, on remarque que le béton est celui qui prône dans la hiérarchie. En effet, on peut le remarquer dans le paysage nord-américain. De plus, la recherche et les développements dans ce domaine laissent croire que ce matériau sera grandement utilisé dans le futur. Depuis quelques centaines, le béton a fait ses preuves dans les constructions. En faisant le croisement entre le béton et de l'armature d'acier, on retrouve le béton armé conventionnelle. L'acier est très bien connu et ce depuis longtemps. Cette symbiose permet d'utiliser les propriétés mécaniques efficaces de chacun des matériaux : l'acier d'armature permet de reprendre les contraintes de traction tandis que le béton reprend les contraintes de compression dans une pièce en flexion par exemple. Il y a plusieurs avantages à l'utilisation du béton armé conventionnel :

1. facilité de mise en œuvre - facilité de formes variés et les assemblages se réalisent d'eux-mêmes;
2. résistance au feu - mauvais conducteur de chaleur, remise en service avec un sinistre relié au feu possible;
3. résistance aux efforts accidentels - à cause du poids propre élevé, ils sont moins sensibles aux variations des surcharges;
4. préfabrication - structure facilement réalisée en usine et assemblée sur le chantier [Paultre, 2011].
5. économie d'entretien - la fréquence d'entretien est beaucoup moins élevé que les structures d'acier, qui elles nécessitent d'être souvent repeintes;

Les points précédents sont dans le cas où l'ingénieur fait un dimensionnement judicieux et prend en compte tous les aspects néfastes sur la durabilité du béton armé. Par contre, le dernier point pose un grand problème, car l'environnement est de nature agressive sur les structures de

béton armé (surtout celles en contact avec le sol humide) elles se dégradent donc rapidement, surtout à la corrosion de l'acier d'armature.

Les structures souterraines sont des structures permettant d'abriter et de raccorder des lignes de transmission électrique et/ou des systèmes électriques. Dans la province du Québec, il y a plus de 30 000 structures souterraines qui ont été implantées au cours des 30 dernières années. Elles sont habituellement faites avec de l'armature d'acier. Généralement préfabriquées en usine, mais peuvent également être coulées sur place, ces chambres sont soumises à des attaques qui accélèrent la dégradation, ce qui nuit aux performances à long terme. Selon [Olivier et Vichot, 2008], l'exposition aux facteurs tels que l'humidité relative du sol, le gel-dégel (cyclique) ainsi que l'exposition aux sels de déglacage, favorise l'accélération de la dégradation du béton et de l'armature d'acier. Principalement, la dégradation survient surtout sur la surface (contact directe avec le sol). Comme on le sait, lorsqu'une fissure apparaît, le cercle vicieux de la dégradation du béton armé débute (Figure 1-1).

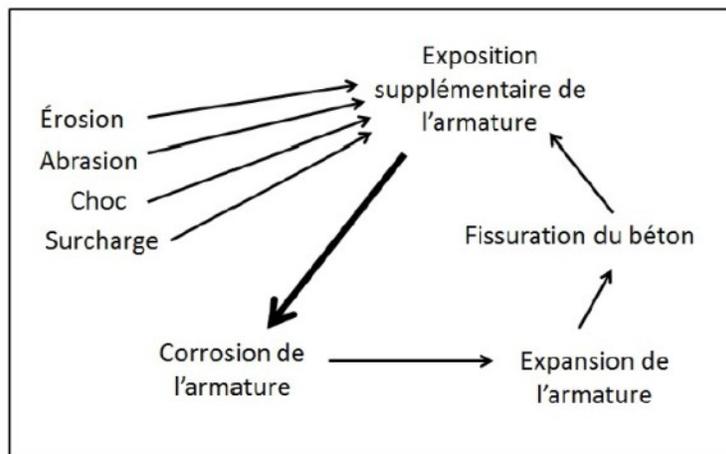


Figure 1-1 : Cycle de dégradation due à la corrosion des armatures d'acier dans le béton armé conventionnel (Figure de Alexandre d'Amours)

Comme on peut le remarquer sur la figure ci-haut, l'acier d'armature aura une grande probabilité de dégradation. C'est pour cette raison, que l'on peut se tourner vers des matériaux innovateurs qui sont plus adaptés au phénomène de la dégradation. Ainsi, depuis quelques décennies, un autre type d'armature interne permet de remplacer l'armature d'acier, il s'agit des polymères renforcés de fibres (PRF). Ces matériaux permettent de garantir une résistance

appréciable et possèdent les propriétés durables suivantes : la résistance à la corrosion et la neutralité électrique, qui sont les principaux avantages par rapport à l'acier.

Selon Hydro-Québec, plus de deux pourcents (2%) des chambres souterraines installées se dégradent rapidement et des dommages menant à des problèmes de service sont permanents. Due à la corrosion, des fonds faramineux et de la main d'œuvre pour la réparation ou le remplacement de ces ouvrages sont investis à chaque année et le nombre ne cesse d'augmenter. Par conséquent, Hydro-Québec regarde à utiliser l'armature en PRF dans le but d'augmenter la durée de vie de ces chambres souterraines et ainsi résoudre les problèmes de dégradation et réduire les coûts qui y sont associés.

1.2 Problématique

Les chambres souterraines, comme il a été discuté précédemment, sont sujettes aux pressions hydrostatiques, aux cycles gel-dégel et aux sels de déglacage. Ainsi, si ces agents agresseurs se rendent jusqu'à l'armature, ils peuvent amorcer le phénomène de corrosion et donc diminuer la durée de vie à long terme. Par ailleurs, l'utilisation de l'armature en matériaux composites, appelée barre de polymères renforcés de fibres, devient une alternative intéressante. Cependant, les chambres souterraines n'ont jamais été considérées dans une recherche approfondie et le comportement de celles-ci est difficile à déterminer puisqu'il y a les points suivants :

- ✓ 6 faces armées dans les deux sens;
- ✓ présence d'ouvertures disposées de façon non symétriques dans l'espace;
- ✓ disposition de l'armature non orthogonale au voisinage des ouvertures;
- ✓ et les chambres souterraines sont constituées de deux pièces et le joint entre celles-ci est considéré comme étant semi-rotulé (Figure 1-2).



Figure 1-2 : Chambre à la livraison (couvercle à gauche et base à droite)

De plus, mis à part les contraintes géométriques et la discordance par rapport à la théorie, les normes actuelles ne sont pas adaptées pour les structures souterraines. Ainsi, Hydro-Québec a construit un devis de performance en utilisant plusieurs normes pertinentes. Cependant, comme mentionné, ces normes ne sont pas adaptées aux structures souterraines. Le devis de performance d'Hydro-Québec s'inspire fortement de la norme de bâtiment CAN/CSA S806 et de la norme CAN/CSA A23.3. Étant donné que ces normes ont été conçues pour les bâtiments, il y a certains articles qui ne sont pas adaptés structures souterraines (déflexion admissible sous charges de service par exemple). Finalement, bien qu'il y a beaucoup d'exemples d'utilisations de matériaux composites comme armature dans le béton [El-Salakawi, 2003], la complexité du projet de recherche en reste tout autant pertinente.

1.3 Définition du projet de recherche

Depuis plusieurs décennies, les armatures en fibres de verre (PRFV) utilisées dans le cadre de ce projet sont de type V-ROD de la compagnie Pultrall. Ces armatures ont auparavant été utilisées dans plusieurs projets avec le groupe de recherche du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke pour évaluer la caractérisation à court, moyen et long terme, l'amélioration du produit ainsi que la mise en marché. Elles sont également sélectionnées dans l'élaboration de plusieurs projets concrets tels que les ponts, soit le pont Joffre situé à Sherbrooke, le pont Taylor, à Headingley au Manitoba [Ospina *et al*, 2003], le pont de la rue Centre, à Calgary en Alberta, etc. De plus, plusieurs stationnements souterrains tels que le stationnement souterrain de Laurier-Taché [Benmokrane *et al*, 2004] situé à Gatineau, ont été

armés avec des armatures en PRFV. La performance et la durabilité à long terme de ce type d'armature est une science connue et son utilisation dans ce projet est très approprié.

Une série d'essais (volet 1) a été réalisée par l'étudiant à la maîtrise, M. Alexandre d'Amours. Ses essais se composaient de la façon suivante :

- ✓ compression verticale;
- ✓ traction avec poulies; et
- ✓ traction directe.

Les objectifs principaux étaient de réaliser un analyse par éléments finis, de comparer ses résultats avec le comportement des chambres entre l'armature d'acier et l'armature de PRFV et de prédire le poinçonnement des murs à l'aide des équations des normes et de la littérature.

Dans le cadre de ce projet de recherche, le volet 2, c'est la continuité des résultats des essais du volet 1. Dans un premier temps, il faut vérifier si les états limites de service sont acceptables. Par la suite, des états de chargement différents sont analysés pour prendre en considération les cas les plus défavorables pour les structures souterraines. Ainsi, avec 3 spécimens armés de barres d'armature en acier et 6 spécimens armés de barres en PRFV, ces chambres ont été testées en taille réelle dans le laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Voici les différents tests qui ont été effectués sur ces chambres :

Compression dynamique : Compression verticale à l'aide d'un vérin hydraulique pour représenter le passage des automobilistes en situation de service. On effectue cet essai en imposant un effort cyclique correspondant aux charges de service prescrites dans les différentes normes utilisées;

Compression statique : Compression verticale à l'aide d'un vérin hydraulique pour représenter le passage des automobilistes à l'ultime. Cet essai permet d'évaluer la rétention de la rigidité après avoir effectué l'essai de compression dynamique. Il permet également de comparer les résultats avec ceux obtenus dans la phase 1, effectuée par M. d'Amours;

Traction directe : Traction d'un seul ancrage jusqu'à la rupture par poinçonnement du béton.

Compression statique avec traction directe : C'est une combinaison d'un essai de compression statique constante avec un essai de traction direct jusqu'à ce qu'on atteigne la résistance par poinçonnement du mur de béton.

Ce projet de recherche est en partenariat avec l'institut de recherche d'Hydro-Québec (IREQ), le Consortium de Recherche en plasturgie et composites du Québec (CRPCQ), Lécuyer et Fils LTé. et Pultrall Inc..

Les résultats de ce projet de recherche ayant pris plus de deux ans à obtenir, permettront la validité de la conception des chambres souterraines armées soit avec de l'armature en acier ou en PRFV. De plus, si le groupe de recherche de l'Université de Sherbrooke est en mesure de prouver l'équivalence de l'armature de PRFV par rapport à celle en acier, Hydro-Québec utilisera l'armature en PRFV lors de la construction des nouvelles chambres souterraines, permettant ainsi d'augmenter leur durée de vie. Finalement, à la fin de ces essais, cette recherche va permettre de mieux comprendre le comportement général et par le fait même comprendre la répartition des efforts.

1.4 Objectifs

Voici les objectifs principaux et secondaires en ce qui a trait aux chambres souterraines d'Hydro-Québec.

Objectifs principaux

- Valider la conception préliminaire des chambres renforcées en acier et en PRF;
- caractériser et comparer le comportement structural des chambres de béton armé en acier et en PRF pour les différents types d'essais;
- déterminer si les chambres en PRFV sont «équivalentes» aux chambres en acier.

Objectifs secondaires

- Réaliser des essais expérimentaux sur les deux types de chambres (acier et PRFV) et ainsi les comparer;
- valider les critères de performances d'Hydro-Québec pour tous les types d'essais;
- valider la durabilité à long terme des chambres;

1.5 Plan du mémoire

Le présent mémoire est divisé en 9 grandes sections. Il débute avec une introduction sur la problématique (présent chapitre). Ensuite, une revue de l'état de l'art sur les différents phénomènes observés est présentée, suivi d'une revue sur les essais antérieurs. La section 4 présente le programme expérimental utilisé pour effectuer les essais en laboratoire. La 5^e section expose les résultats ainsi que l'analyse des résultats. Puis, il y a la présentation de la validation des essais de toutes les chambres (incluant le volet 1 de M. Alexandre d'Amours) par rapport aux critères de conception du devis de performances d'Hydro-Québec. Pour ce qui est de la section 7, elle conclue sur tout le programme expérimental entrepris par Hydro-Québec et l'Université de Sherbrooke. Enfin, les deux dernières sections présentent les annexes ainsi que la note de calculs pour le dimensionnement des ingénieurs d'Hydro-Québec (confidentielle).

Pour but de ne pas alourdir le texte, le lecteur pourra se référer à l'annexe lorsque requis :

- Annexe : Note de calcul simplifiée

La note de calcul simplifiée présentée en annexe B, est la première partie d'une note de calculs d'optimisation des chambres d'Hydro-Québec. En effet, tel qu'on le verra dans les sections suivantes, les chambres en acier et en PRFV sont surdimensionnées et il y aura place à optimisation. Une note de calcul sur le dimensionnement des structures souterraines est disponible en annexe.

CHAPITRE 2

État de l'art

2.1 Les polymères renforcés de fibres (matériaux composites)

Les polymères renforcés de fibres (PRF) sont une sous catégorie de la grande famille des composites. Le mot composite vient de la symbiose de deux ou de plusieurs matériaux et une fois devenu composite, ce matériau formé aura des propriétés plus avantageuses que celles de ses constituants utilisés individuellement. Pour ce qui est du génie civil, les PRF sont constitués de deux composantes, soit les **fibres** de hautes résistances incorporées dans une **matrice** de polymère (Figure 2-1).

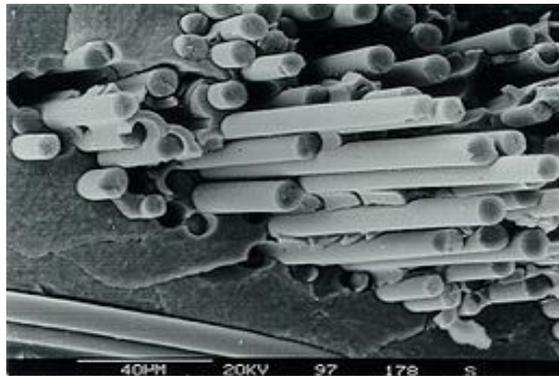


Figure 2-1 : Vue microscopique d'une barre en PRF - matrice et fibres [Nimmer, 1990]

En effet, on peut observer sur la figure suivante, la résistance des deux constituants en plus du PRF. (Figure 2-2)

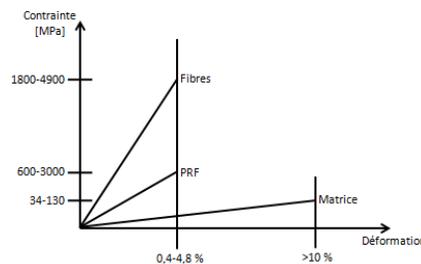


Figure 2-2 : Courbe contrainte-déformation des PRF, des fibres et de la matrice [Demers, 2009]

On remarque que le comportement des PRF est linéaire jusqu'à la qu'au moment de la rupture. Il est important de mentionner que les barres en PRF subissent un décalage en cisaillement. En effet, la surface de celles-ci est plus sollicitée que le centre. En somme, plus le diamètre est petit, plus la barre est efficace et vice-versa. Afin d'assurer le bon fonctionnement des PRF, le volume de fibres devrait être supérieur à 55% pour les barres et tendons en PRF (ISIS Product Certification #, 2006).

Il est possible d'ajouter des additifs dans le système pour but d'améliorer certaines caractéristiques et de moduler la polymérisation. Voici une liste des additifs et des charges adaptées aux systèmes de fibres possibles que nous pouvons utiliser dans les PRF :

- agents de couplage;
- agents de démoulage;
- initiateurs;
- durcisseurs;
- accélérateurs;
- catalyseurs d'UV;
- ignifugeants;
- agents de moulage;
- agents moussants
- etc.

La normalisation des PRF est complexe puisqu'il existe de nombreuses possibilités de combinaisons. D'un côté, cela consiste à un avantage puisque on peut adapter les PRF pour l'usage que l'on va en faire. Cependant d'un autre côté, on ne peut pas généraliser le comportement pour tous les PRF. Il serait maintenant intéressant de regarder les deux constituants en profondeur.

2.1.1 La matrice

La matrice, également appelée résine, sert de liaison entre chacune des fibres composant le PRF. Elle joue également plusieurs rôles importants :

- protéger les fibres de l'abrasion et des agents chimiques (environnement);
- transférer les forces aux fibres;
- supporter latéralement les fibres contre le voilement sous charge de compression;
- être thermiquement et chimiquement compatible avec les fibres [Robert, 2009].

Pour que la matrice permette de bien remplir ses fonctions mécaniques, il faut qu'elle et les fibres soient bien collées ensemble. Le transfert des forces est accompli par les contraintes de cisaillement dans la matrice. Donc, l'adhérence entre la matrice et les fibres est un autre critère pour le bon fonctionnement des barres. Ce critère devient un facteur clé pour l'obtention de bonnes propriétés mécaniques. De plus, selon M. Philips [Philips, 1989], la déformation ultime des matrices doit être plus élevée que les fibres et pour que les barres soient considérées correctement produites, il faut que le taux de polymérisation soit supérieur à 95%.

Présentement en génie civil, il existe deux familles de matrice : les résines thermoplastiques et celles thermodurcissables. Les thermoplastiques englobent les polymères tels que le polyéthylène, le nylon et les polyamides. Pour ce qui est des thermodurcissables, ce sont les vinylesters et les époxydes qui peuvent composer la matrice. En général, les thermodurcissables occupent la presque totalité des éléments structuraux en génie civil [Speisser, 1995]. Par ailleurs, ces polymères présentent une bonne stabilité thermique, une bonne résistance chimique, un taux de fluage et de relaxation très faible comparativement aux thermoplastiques. Par contre, les thermodurcissables sont irréversibles et possèdent une durée de conservateur courte et un temps de fabrication assez long. Afin d'obtenir des barres courbes, on doit les former immédiatement après la sortie du processus de fabrication. Malheureusement, il est donc impossible de les plier directement sur les chantiers. Les normes canadiennes acceptent 3 types de matrices : les polyester, les vinylesters et les époxydes.

2.1.2 Les fibres

Les fibres sont le cœur des PRF puisque ce sont elles qui gouvernent la résistance et la rigidité. La plupart du temps en pratique, on utilise des fibres continues sur toute la longueur et

orientées dans le sens de l'effort (caractère orthotropique). Voici les avantages des fibres dans un PRF :

- une rigidité élevée;
- une résistance élevée;
- écart-type très faible de la résistance entre chacune des fibres;
- diamètre des fibres relativement constant.

L'une des caractéristiques qui donne un avantage aux fibres, c'est le diamètre de ces fibres variant de 5 à 10 microns. Ce paramètre est important puisque la structure moléculaire est alignée selon le sens de la longueur, lui conférant ainsi une grande résistance en traction. De plus, la probabilité qu'un échantillon de matériau contenant un défaut diminue avec son volume. Les fibres ont moins de défauts que les matériaux d'origine, ce qui permet d'avoir de plus grandes résistances. En fait, si une fibre se casse, le transfert des forces se fera par l'intermédiaire de la matrice par les contraintes de cisaillement aux fibres adjacentes.

Les normes canadiennes acceptent trois types de fibres : les fibres de verre, les fibres de carbone et les fibres d'aramide. Chacune présente des avantages et des désavantages selon les conditions d'application. Cela dépend :

- de la demande en résistance;
- de la rigidité que nous devons atteindre;
- de la durabilité en fonction de l'environnement;
- du coût;
- de la disponibilité du produit.

Les fibres de verre sont fabriquées avec un processus appelé fusion directe. Lorsque le verre est en fusion, les fabricants l'étirent rapidement et de façon continue. Il existe plusieurs types de fibres de verre, mais les deux plus importants sont le type S qui sont les fibres les plus résistantes par conséquent les plus coûteuses et le type E qui sont les fibres standards. Elles

ont un diamètre compris entre 3 et 25 microns. Elles se caractérisent par leur résistance élevée, par un module élastique moyen, une masse volumique modérée et une faible conductivité thermique. Elles sont très utilisées en génie civil dans les cas où le poids n'est pas critique. Les barres d'armature en PRF, les sections structurales pultrudées, les enveloppes pour le renforcement sismique ainsi que les tubes par enroulement filamentaire, représentent tous des types d'éléments dans lesquels les fibres de verre sont employées.

Les fibres de carbone tant qu'à elles, sont produites avec un processus appelé la pyrolyse. Ce processus soumet les fibres à une série de traitements thermiques complexes tels que la stabilisation, la carbonisation, la graphisation et le traitement de surface. Les diamètres des fibres de carbone varient de 5 à 8 microns. Elles sont très utilisées dans les tendons de précontraintes et pour les enveloppes pour la réhabilitation. Ce type de fibres est de plus en plus utilisés puisque leur coût est sans cesse décroissant, elles possèdent un module élastique et une résistance ultime très grande et sans égale aux effets thermiques, chimiques et environnementaux. De plus, pour la construction de structures lourdes et dans les cas où les flèches peuvent être critiques, l'utilisation des fibres de carbone devient une bonne alternative.

Finalement, les fibres d'aramide sont fabriquées à partir d'un composé synthétique appelé polyamide aromatique utilisant un processus de filage par fusion. Par contre, ce type de fibres est peu utilisé pour les structures et les recherches et c'est donc pour cette raison, qu'il n'en sera pas plus discuté.

2.1.3 Les barres d'armature droites

Les propriétés des barres d'armature en matériaux composites sont fournies par le fabricant. Elles sont en accord avec la norme canadienne CAN/CSA S807 [CAN/CSA S807-10, 2010]. Les propriétés mécaniques des barres sont présentées dans le tableau suivant (Tableau 2-1). Les fibres d'aramide ne sont pas démontrées, car elles peu utilisées au Canada.

Tableau 2-1 : propriétés mécaniques de différents renforcements

Type	Résistance en traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Allongement élastique (%)	$\alpha_{\text{long}} (10^{-6})$	$\alpha_{\text{transversale}} (10^{-6})$
Acier	400	200	0,002	11,7	11,7
PRFV	600-710	100-147	0,012-0,017	6-10	21-23
PRFC	1200-2300	30-47	0,015-0,020	-1-0	21-23

2.1.4 Avantages des matériaux composites

Les barres d'armature en PRF (surtout celles en PRFV) présentent plusieurs avantages par rapport aux barres d'armature conventionnelles :

- **légèreté** : masse volumique de plus de 4 fois inférieure à celle de l'acier. Économie de temps possible lors de la construction;
- **stabilité chimique** : ne se corrode pas (environnement propice à la corrosion), réagit très peu par rapport à l'alcalinité du béton et aux produits chimiques;
- **neutralité électrique et magnétique** : ne contient aucun élément conducteur;
- **dilatation thermique (PRFV)** : similaire au béton;
- **coût peu élevé (PRFV)** : pour les projets de moyenne à grande ampleur, le prix s'apparente avec l'armature d'acier galvanisée.

Tel que l'on vient de voir, les PRF présentent plusieurs avantages et leur utilisation est de plus en plus commune :

- **milieux marins** : quais, caissons, murs, piliers, etc. Par exemple, en Australie près de la côte, les PRF sont très utilisés à cause de la salinité très élevée à cet endroit;
- **infrastructures de transport** : dalles d'autoroute, ponts, dispositifs de retenu et dalles de stationnement;
- **structures nécessitant une neutralité électrique** : hôpitaux, aéroports, etc.;
- **structures en milieu chimique agressif** : bassins et réservoirs de produits chimiques;

- **structures en contact direct avec le sol** : chambres souterraines, dalles sur sol, murs de soutènement, etc.

2.1.5 Pultrall : propriétés des barres V-ROD

Il existe plusieurs types de barres et différentes propriétés sur le marché. Pour le présent projet, d'une part, il y a l'armature d'acier 400W conventionnelle et de l'autre, pour les PRF, l'armature V-ROD de la compagnie Pultrall Inc. située à Thetford Mines. En fait, c'est plus précisément le type haut module (V-ROD HM) qui est utilisé dans les structures souterraines. Le Tableau 2-2 présente les propriétés mécaniques des barres de PRFV de V-ROD avec leur section équivalente en acier. Deux tableaux plus complets concernant les propriétés des barres V-ROD droites et courbes sont présentés en annexe.

Tableau 2-2 : Comparaison des propriétés mécaniques entre les PRF et l'acier

Taille (PRFV/Acier)	PRFV			Acier		
	Aire (mm ²)	E (MPa)	Fu (MPa)	Aire (mm ²)	E (MPa)	Fy (MPa)
#5/15M	197,9	62 600	1 184	200	200 000	400
#8/25M	506,7	66 400	1 000	500	200 000	400

Les barres courbes ne sont pas traitées dans ce présent ouvrage puisque ce projet est la suite d'une recherche au préalable effectuée par M. Alexandre d'Amours dans laquelle il traite de ces dernières. Suite à ses analyses, les barres courbes n'étaient pas beaucoup sollicitées, voir même négligeable.

2.2 Normes CAN/CSA

Les normes canadiennes sur le calcul de différentes structures en béton armé sont très peu adaptées aux structures souterraines telles que les chambres de tirage du présent projet. Ainsi, dans le cadre de ce projet, Hydro-Québec a créé un devis de performance pour la conception des chambres de tirage. La base de ce devis de performance est la norme CAN/CSA S806.

Il y a une différence entre le dimensionnement de l'armature de PRF et celui de l'armature d'acier. Avec les éléments en béton armé incorporant une armature d'acier, l'état limite qui gouverne en grande majorité est l'état limite ultime (ÉLUL). Par contre, étant donné qu'on doit limiter les déformations tout au long de la durée d'utilisation des ouvrages incorporant de l'armature de PRF, c'est l'état limite d'utilisation (ÉLUT). Les PRF présentent une rigidité grandement inférieure à celle de l'acier (voir le Tableau 2-2 pour constater la différence). De plus, les ruptures par fluage des PRF est un cas important à considérer. Cependant, en tenant compte des limites du matériau, la philosophie de dimensionnement reste la même.

2.2.1 Norme CAN/CSA S807-10

La norme CAN/CSA S807-10 (*Specification for fibre reinforced polymers*) sert à guider les concepteurs, les fabricants et les compagnies d'autorisation de produits pour les procédés de fabrication et la détermination des propriétés physico-mécaniques des barres d'armature en polymères renforcés de fibres (PRF). Le code S807 accepte seulement 3 types de fibres et 3 types de résines, présentés dans le Tableau 2-3. Dans le cadre de ce projet, c'est une matrice de vinylester avec des fibres de verre qui sont utilisés.

Tableau 2-3 : Différentes fibres et résines dans la norme canadienne en question

Fibres	Résines (matrices)
Polyester	Verre
Vinylester	Carbone
Époxy	Aramide

Détermination des propriétés mécaniques

Pour déterminer les propriétés mécaniques des barres en PRF, l'article 10.1 mentionne qu'il faut tester 24 échantillons dans 3 lots différents, soit 8 échantillons par lot. Pour la détermination de la section, la résistance en traction garantie et le module d'élasticité, l'annexe C présente les différents essais effectués.

Selon l'article 8.2, la résistance minimale en traction (résistance garantie) doit être prise comme étant la valeur moyenne des résistances en traction que l'on multiplie par le facteur F_t . La valeur F_t est calculée avec l'équation (2.1).

$$F_t = \frac{1-1,645V}{1+\frac{1,645V}{\sqrt{N}}} \quad (2.1)$$

où

V = coefficient de variation

n = nombre d'échantillons

Pour ce qui est des polymères renforcés de fibres de verre (PRFV), la norme demande d'avoir une résistance en traction minimale. Le Tableau 2-4 suivant présente quelques valeurs de résistances minimales pour les PRFV. Dans la présente norme, le tableau 1 détient une liste complète pour tous les types de barres en fonction des diamètres.

Dans le cas du module élastique, l'article 8.3 mentionne que si le coefficient de variation est en dessous de 5%, on peut utiliser la moyenne des 24 échantillons. Dans le cas contraire, on doit utiliser l'équation (2.1) précédente en remplaçant F_t par F_e .

Tableau 2-4 : Résistance minimale en traction des barres en PRFV

Diamètre (mm)	Aire (mm²)	Résistance (MPa)
10	71	750
13	129	650
15	199	650
20	284	600
22	387	550
25	510	550

L'article 8.4 permet de classer les barres par grade en fonction du module élastique. Le Tableau 2-5 suivant, présente les grades en fonction du module d'élasticité, qui est un extrait du Tableau 2 de la présente norme.

Tableau 2-5 : Résistance minimale en traction des barres en PRFV

Grade 1	Grade 2	Grade 3
40	50	60

L'article 10.3 de la norme CAN/CSA S807-10 présente les propriétés de durabilité en ce qui a trait aux PRF. Le Tableau 3 présente le test de fatigue couramment utilisé lorsqu'on utilise un polymère renforcé de fibres.

Pour les autres propriétés, que se soit la résistance au cisaillement, la résistance des barres courbes etc., le Tableau 3 permet de déterminer ces-dites propriétés.

Détermination des propriétés physiques

En plus des propriétés mécaniques, plusieurs propriétés physiques des barres doivent être déterminées pour assurer leur durabilité. En effet, les propriétés suivantes représentent des tests permettant la mise en marché des barres de PRF :

- pourcentage de fibres;
- coefficient d'expansion thermique longitudinale et transversale;
- densité;
- pourcentage de vide;
- absorption d'eau;
- taux de cure;
- température de transition vitreuse (T_g);
- spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (IRTF);
- analyse dispersive en énergie;

- résistance aux alcalis en solution fortement alcaline (avec et sans chargement);
- résistance au fluage;
- résistance à la fatigue.

Les méthodes d'essais, le nombre d'échantillons ainsi que les limites spécifiques sont disponibles dans le Tableau 4 de la norme S807. Pour tous autres renseignements ou spécifications, se référer à la présente norme discutée précédemment [CAN/CSA S807-10, 2010].

2.2.2 Norme CAN/CSA S806-12

La norme CAN/CSA S806-12 porte sur l'utilisation des PRF dans les structures de bâtiment. Cette norme [CAN/CSA S806-12, 2012] est surtout pour le calcul structural des structures de béton armé incorporant des PRF. Hydro-Québec, tel que mentionné précédemment, a créé un devis de performance pour les polymères renforcés de fibres et s'est grandement inspiré de la norme S806. Voici une citation de la raison de l'utilisation de cette norme :

«Les chambres enfouies s'apparentent davantage à une structure de bâtiment souterrain (tunnel, sous-sol, stationnement souterrain) qu'à une structure de pont. De plus, il n'est pas souhaitable d'utiliser des coefficients provenant de différents codes ou normes pour une même structure. Ainsi, nous recommandons d'utiliser les combinaisons de charges telles que définies par le Code National du Bâtiment du Canada (CNB).» [Bessette et Lachance, 2000]

Tel qu'énoncé dans la citation ci-haut, le choix d'utiliser la norme S806 se limite à la ressemblance entre une structure souterraine et une structure de bâtiment. On pourrait utiliser cette même analogie avec la norme de pont, CAN/CSA S6-06. Par exemple, on pourrait dire qu'une structure souterraine s'apparente à celle d'une culée de pont. Par ailleurs, les conditions d'utilisation sont complètement différentes entre les deux normes. Ainsi, la condition d'exposition aux intempéries de la norme de bâtiment est quasiment négligeable (ce qui est le cas pour les structures souterraines) comparativement à la norme de pont. Pour ce qui est des critères de conception, dans la plupart des articles, nous ne devons pas utiliser les deux normes simultanément. Cependant, dans l'objectif d'améliorer le devis, il pourrait être intéressant

d'utiliser des critères du code de pont (S6) afin de prendre en considération les conditions d'exposition plus limitatives.

Coefficient de tenus et limitation

Le coefficient de tenue ϕ_{prfv} pour les renforcements internes non précontraints est de 0,75 (article 7.1.6.3).

L'article 7.1.2.2 mentionne qu'en charge de service, les barres d'armature en PRFV ne doivent pas dépasser 25% de la résistance en traction des barres. Puis, selon l'article 7.1.2.3, la déformation maximale sous charges de service ne doit pas dépasser 2000 $\mu\epsilon$.

Longueur de scellement (longueur de développement)

La longueur de scellement (ou longueur de développement) maximale pour les barres rectilignes en traction est donnée par l'équation suivante :

$$l_d = 1.15 \frac{k_1 k_2 k_3 k_4 k_5}{d_{cs}} \frac{f_{frpu}}{\sqrt{f_c}} A_b \geq 300 \text{ mm} \quad (2.2)$$

où d_{cs} est le minimum de (1) la distance entre la surface fini du béton et le centre de la barre que l'on veut ancrer et (2) le 2/3 de la distance centre à centre des axes des barres à ancrer. Cependant, la valeur de d_{cs} ne doit pas être plus grand que $2,5d_b$. Voici la définition des coefficients k_i dans l'équation précédente (se référer au Tableau 2-6 pour les valeurs utilisées dans le cas des PRFV :

- k_1 est le facteur qui prend en compte le positionnement des barres d'armature dans le béton;
- k_2 est le facteur qui prend en compte la densité du béton;
- k_3 est le facteur qui prend en compte le diamètre de la barre;
- k_4 est le facteur qui prend en compte le type de barre;

- k_5 est le facteur qui prend en compte la surface de la barre.

Tableau 2-6 : Coefficients pour le calcul de la longueur de scellement

k_i	Valeur	Validation
k_1	1,0	pour tous les autres cas
k_2	1,0	pour un béton normal
k_3	0,8	pour $A_b \leq 300$ mm
k_4	1,0	pour les PRFC et PRFV
k_5	0,8	obtenue en laboratoire

Comme pour les barres d'acier, la longueur de développement des barres en PRF peut être réduite dans un premier temps par f_{frp}/f_{frup} , soit la contrainte réelle dans la barre divisée par la contrainte à l'ultime dans la barre. On peut également réduire la longueur de scellement par le facteur A_{req}/A_{four} , soit l'aire d'armature requise divisée par l'aire d'armature fournie. Par exemple, lorsqu'on effectue un calcul en flexion simple, si nous dimensionnons la poutre pour qu'elle soit surarmée, la contrainte dans la barre n'atteindra jamais f_{frpu} . De plus, si on a besoin de 3,7 barres (égal au moment pondéré) au lieu de 4 barres (égal au moment résistant final), on obtient une réduction supplémentaire de 7,5%.

Enrobage minimal

Pour ce qui est des chambres étudiées, l'épaisseur des chambres est un point très important puisqu'elle :

- augmente le poids;
- augmente le prix de façon significative;
- accroît la résistance en compression et en flexion considérablement (ce qui n'est pas nécessairement un besoin).

Effectivement, en augmentant par exemple l'épaisseur de 25 mm, une masse supplémentaire d'environ 3 000 kg (29,4 kN) peut s'ajouter au poids initial.

L'article 8.2.3 signale que pour l'armature de polymères renforcés de fibres de verre, l'enrobage doit être le plus grand de :

- $2*d_b$;
- 30 mm

où d_b est le diamètre de la barre la plus grande (cas où deux armatures de diamètres différents sont sur le même rang d'armature). Les annexes R (guide informatif) et R.1 proposent un lien entre l'épaisseur de l'enrobage et la durée d'exposition aux flammes nécessaire. Par contre, pour ce qui est des chambres souterraines, la probabilité qu'un feu se propage est quasiment nulle.

Dans la norme A23.1 (CAN/CSA A23.1-09, 2009), les articles 4.3.2.2.1 et 6.6.6.2.3 mentionnent que lorsque le béton est coulé en place et qu'il est soumis aux sels de déglacage, à l'humidité et au contact de la terre, l'enrobage minimal est le plus grand de :

- $2*d_b$;
- 75 mm

Si la structure est préfabriquée ou qu'il y a une protection qui est placée sur l'armature noyée dans le béton, l'enrobage peut être inférieur aux deux limites précédentes. Il est certain que la fabrication, par rapport aux conditions de cure, de fabrication et de mise en place du béton en usine est beaucoup plus homogène et présente beaucoup moins de défauts pour les structures préfabriquées que celles coulées sur place.

Armature minimale

La quantité d'armature doit être suffisante pour assurer la stabilité et la sécurité des usagés. Ainsi, l'article 8.4.2 demande que le moment résistant (M_r) soit au moins plus grand que 1,5

fois le moment de fissuration (M_{cr}). Le moment de fissuration est calculé à partir de l'équation (2.3) suivante.

$$M_{cr} = f_r \times \frac{I_g}{y_t} \quad (2.3)$$

où

$$f_r = 0,6\lambda\sqrt{f'_c}$$

I_g = inertie de la section brute pour un rectangle = $bt^3/12$

y_t = distance du centroïde de la section (négligeant l'armature) à la fibre en traction

On peut améliorer la précision pour le calcul du moment de fissuration en regardant la contribution de l'armature lorsqu'on atteint la fissuration dans la fibre en traction. Cependant, si on fait l'analyse d'une poutre rectangulaire, le gain pour le moment de fissuration n'en vaut pas la peine par rapport au temps pris à faire des calculs supplémentaires et non instinctifs [Paultre, 2011]. Le processus est de plus en plus ardu lorsque la section n'est pas symétrique et perpendiculaire à l'axe de flexion, car on doit passer par les notions de courbures et d'addition du volume de contrainte interne, tout en s'assurant que la contrainte en traction dans le béton dans la fibre en traction soit égale à f_r .

Dans le cas où le moment résistant est plus petit que 1,5 fois le moment de fissuration, l'aire minimale pour le renforcement en PRF doit respecter l'équation (2.4) tirée de l'article 8.4.2.3, dans chacune des directions orthogonales (dans le cas d'une dalle par exemple).

$$A_{min} = \frac{400}{E_f} A_g \quad (2.4)$$

L'espacement maximal des barres de PRF est obtenu par la valeur minimale de :

- 300 mm;
- 3 fois l'épaisseur de la dalle.

Pour ce qui est de l'armature d'acier, l'armature minimale est de $0,002A_g$ et l'espacement minimal est la plus petite valeur entre 500 mm et 3 fois l'épaisseur de la dalle.

Béton armé de PRF en flexion

Pour les poutres et pour les dalles unidirectionnelles, la distribution de l'armature en flexion est limitée par l'article 8.3.1 sous charges de service. En effet, il stipule que si la déformation dans l'armature en traction excède 1 500 microdéformations, le paramètre z_{prf} doit être inférieur à 38 000 N/mm lorsque l'élément analysé est exposé aux intempéries. On calcule le paramètre de contrôle de la fissuration (z_{prf}) à l'aide de l'équation (2.5) suivante :

$$z_{prf} = k_b \frac{E_s}{E_f} f_F \sqrt[3]{d_c A} \quad (2.5)$$

où

k_b = coefficient d'adhérence des barres (déterminé selon l'annexe S, sinon la valeur de 1,2 peut être prise). Pour les barres V-ROD, $k_b = 0,8$

E_s = module élastique de l'acier = 200 000 MPa

E_f = module élastique du PRF

f_F = contrainte moyenne dans la barre

d_c = distance entre la fibre extrême en traction et le centre de gravité de l'armature tendue

A = l'aire de la section de béton

L'article 8.3.1.2 mentionne que pour les structures pouvant être affectées par un milieu agressif, des investigations et des précautions supplémentaires doivent être prises contrairement aux structures souterraines où les PRFV ne sont pas affectés de façon significative [Robert, 2009].

Pour ce qui est de l'acier, lorsqu'une structure est exposée aux intempéries, le paramètre du contrôle de la fissuration (z_{acier}) tiré de l'article 10.6.1 de la norme A236.3-04, doit être inférieur à 25 000 N/mm et est obtenu par l'équation (2.6) suivante :

$$z_{acier} = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (2.6)$$

où

f_s = la valeur du moment interne divisée par le produit de l'aire de renforcement interne totale et du bras de levier interne ou par 60% de f_y .

Béton armé de PRF en cisaillement

L'équilibre des poutres à l'effort tranchant est valide si l'inégalité suivante (2.7) est respectée (article 8.4.4.3) :

$$V_r \geq V_f \quad (2.7)$$

où V_r est la résistance à l'effort tranchant pondéré et V_f est l'effort tranchant pondéré.

La résistance à l'effort tranchant (2.8), soit V_r , est la somme de deux composantes : la composante du béton due à l'engrenure des granulats V_c , (aussi appelée la résistance du béton) et de la composante des armatures transversales en PRF, V_{prf} (article 8.4.4.4) :

$$V_r = V_c + V_{prf} \leq V_{rmax} \quad (2.8)$$

où V_{rmax} est une limite supérieure (2.9) qui tient compte de l'écrasement du béton dépendant des contraintes de compressions obliques (fissures) :

$$V_{rmax} = 0,22\phi_c f_c b_w d_v \quad (2.9)$$

La résistance du béton prend en compte plusieurs paramètres et phénomènes. Que ce soit l'engrenure des granulats, l'amplitude des efforts de flexion et de la rigidité des armatures en cisaillement. La résistance au cisaillement (2.10) pour les poutres ayant une hauteur effective d plus petite que 300 mm est obtenue par l'équation suivante (article 8.4.4.5) :

$$V_c = 0,05\lambda\phi_c k_m k_r f_c^{1/3} b_w d_v \quad (2.10)$$

où

λ = facteur prenant en compte la densité du béton

b_w = largeur résistante au cisaillement

d_v = hauteur efficace en cisaillement

Le mécanisme de résistance prend en considération le moment appliqué sur la section défini comme étant k_m . Plus le moment est grand, plus grandes sont les fissures et plus l'effet d'engrenure est diminué. Le facteur k_m est calculé de la façon suivante (2.11) :

$$k_m = \sqrt{\frac{V_f d}{M_f}} \leq 1,0 \quad (2.11)$$

Tel que qu'on le sait, il existe un panoplie de barres ayant des rigidités et des résistances différentes. Pour prendre en considération la rigidité des armatures transversales, le facteur k_r prend la valeur suivante (2.12) :

$$k_r = 1 + (E_{frp} \rho_{frp})^{1/3} \quad (2.12)$$

où

E_{frp} = module élastique des armatures en flexion

ρ_{frp} = taux d'armature en flexion.

Le terme de la résistance en compression du béton (f_c), doit absolument être plus petit que 60 MPa, car cette valeur donne la limite avec les bétons haute performance et que les recherches au sujet de la résistance en cisaillement se sont exclusivement concentrées sur les bétons en dessous de cette valeur. De plus, les recherches sur la résistance au cisaillement du béton a convenu que V_c doit être incluse dans ces bornes (2.13) :

$$0,11 \phi_c f_c b_w d_v \leq V_c \leq 0,22 \phi_c f_c b_w d_v \quad (2.13)$$

Pour ce qui est du calcul de la résistance de l'armature des PRF, la méthode utilisée se trouve à être la méthode générale bien connu des ingénieurs, car le dimensionnement des armatures en acier est généralement fait à partir de celle-ci. La résistance au cisaillement due à l'armature de

cisaillement lorsqu'elle est perpendiculaire à l'axe longitudinal, est donnée par l'équation (2.14) suivante (article 8.4.4.9) :

$$V_{prf} = \frac{0,4\phi_f f_{frpu} A_v d_v \cot \theta}{s} \quad (2.14)$$

où

s = espacement des étriers mesurés parallèlement selon l'axe longitudinal

f_{frpu} = valeur maximale de la résistance en traction des armatures transversales et cette valeur ne doit pas être plus élevée que $0,005E_{frp}$ de l'armature transversale

A_v = aire de l'armature transversale incluse dans la distance s et θ est l'angle d'inclinaison des contraintes de compression diagonales (ou de fissures).

Dans le cas du béton armé avec l'aide de l'acier, la valeur de V_c est obtenue avec l'équation (2.15) tirée de l'article 11.3.4 de la norme A23.3.

$$V_c = \lambda\phi_c \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.15)$$

où

β = paramètre qui prend en compte le facteur d'échelle, le cisaillement entre les granulats et l'espacement des fissures.

Dans le cadre de ce projet, étant donné qu'il n'y a pas d'armature de cisaillement, la contribution de l'armature est égale à 0.

Poinçonnement

Le poinçonnement est un critère important pour ce projet puisque c'est le mode de rupture le plus probable et le moins sécuritaire. L'article 8.7.2 présente le cisaillement bidirectionnel (v_r) d'une dalle étant la moindre de (équations (2.16) à (2.18)):

$$v_r = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left[0,028\lambda\phi_c (E_{prf} f'_c)^{1/3}\right] \quad (2.16)$$

$$v_r = \left(\frac{4d}{b_o} + 0,19\right) \left[0,147\lambda\phi_c (E_{prf} f'_c)^{1/3}\right] \quad (2.17)$$

$$v_r = 0,056\lambda\phi_c (E_{prf} f'_c)^{1/3} \quad (2.18)$$

où

$$f_c \leq 60 \text{ MPa}$$

Ensuite, la résistance en cisaillement est calculée en multipliant la valeur de v_r par $b_o d$.

Pour la norme de l'acier, on doit utiliser la moindre des valeurs suivante parmi les (équations (2.19) à (2.21)).

$$v_r = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) [0,19\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}] \quad (2.19)$$

$$v_r = \left(\frac{4d}{b_o} + 0,19\right) [\lambda\phi_c\sqrt{f'_c}] \quad (2.20)$$

$$v_r = 0,38\lambda\phi_c\sqrt{f'_c} \quad (2.21)$$

$$\text{où } \sqrt{f'_c} \leq 8 \text{ MPa}$$

Calcul des flèches

L'article 8.3.2.1 de la norme, indique une déflexion maximale sous charges de service de $l_n/180$ pour les toits qui ne supportent pas d'éléments susceptibles d'être endommagés par de grandes déflexions. Par contre, selon le devis de performance, une valeur limite de $l_n/360$ est utilisée pour limiter les déflexions.

La norme présente une façon de calculer la déflexion sous charges de service qui fait intervenir l'inertie fissurée (I_{cr}). La Figure 2-3 est tirée du Tableau 7 de la norme présentant les équations de déflexion pour les cas de chargements les plus rencontrés. À noter que :

$$\eta = \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \quad (2.22)$$

Lorsqu'on doit évaluer la déflexion à long terme, celle-ci doit être multiplié par $[1 + S]$, où S varie de 1.1 (pour une période de 3 mois) à 2 (pour une période de plus de 5 ans).

Ouvertures

La norme S806-12 ne fait aucune mention des ouvertures dans les dalles en béton armé de PRF. Cependant, dans le cas du poinçonnement, l'article 8.7.1 renvoie à la norme A23.3. Dans cette dernière norme, la section 13.10.10 porte sur l'ouverture dans les dalles. Lorsque la dalle est absente d'une poutre, une ouverture peut être placée dans la dalle sans qu'il n'y ait d'analyse spéciale dans le cas où les bandes passant par l'ouverture, aient encore le taux d'armature demandé et que l'ouverture résiste au poinçonnement.

Tableau 7
Formules de calcul de la flèche maximale pour les poutres types et les dalles types portant dans un sens, en béton armé avec du PRF
 (voir l'article 8.3.2.4)

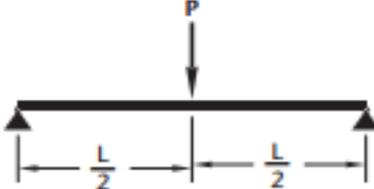
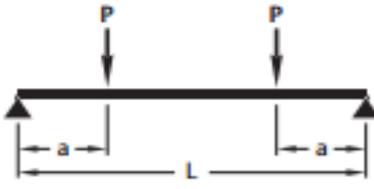
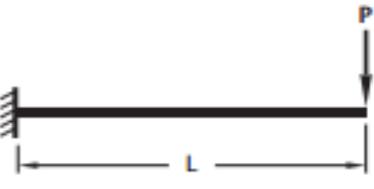
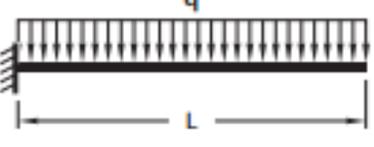
Type de poutre	Flèche maximale
	$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{48 E_c I_{cr}} \left[1 - 8\eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{24 E_c I_{cr}} \left[3 \left(\frac{a}{L} \right) - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^3 - 8\eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$\delta_{\max} = \frac{5qL^4}{384 E_c I_{cr}} \left[1 - \frac{192}{5} \eta \left[\frac{1}{3} \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 - \frac{1}{4} \left(\frac{L_g}{L} \right)^4 \right] \right]$
	$\delta_{\max} = \frac{PL^3}{3 E_c I_{cr}} \left[1 - \eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 \right]$
	$\delta_{\max} = \frac{qL^4}{8 E_c I_{cr}} \left[1 - \eta \left(\frac{L_g}{L} \right)^4 \right]$

Figure 2-3 : Équation pour l'estimation de la déflexion

2.2.3 Norme CAN/CSA S6-06 et supplément CAN/CSA S6S1-10

La présente norme et son complément portent sur le calcul des ponts routiers. Le dimensionnement général pour les structures en béton armé conventionnelles est couvert dans le chapitre 8. Pour ce qui est de la partie PRF, c'est au chapitre 16 que l'on doit se rapporter pour les ouvrages en béton renforcé de fibres.

Coefficient de tenue et limitations

L'article 16.5.3 présente les différents coefficients de tenue en fonction du type de PRF utilisé. Concernant les PRFV, ϕ_{prfv} est de 0,55 pour des barres d'armature de PRFV produites par pultrusion.

Tel qu'on le sait, les PRFV sont moins efficaces sous une charge constante. Ainsi, sous les charges de service, on limite la contrainte dans les armatures à $0,25 f_{prfu}$.

Comparativement au code de bâtiment (S806), cette norme limite les déformations en limitant le coefficient de performance global J à 4,0. Ce coefficient se calcule de la façon suivante (2.23) :

$$J = \frac{M_u \psi_u}{M_c \psi_c} \quad (2.23)$$

où

M_u = moment de rupture de la section

ψ_u = courbure à M_u

M_c = moment correspondant à une déformation maximale dans le béton de 0,001 en compression

ψ_c = courbure à M_c

Il est également mentionné dans l'article 16.8.2.3, que si la déformation dans les armatures de PRFV dépasse 1 500 microdéformations, l'ouverture des fissures (w_{cr}) ne doit pas dépasser

0,5 mm lorsque les éléments sont confrontés à des environnements agressifs et 0,7 mm pour les autres éléments. L'ouverture des fissures est calculée selon l'équation (2.24) :

$$w_{cr} = 2 \frac{f_{prf} h_2}{E_{prf} h_1} k_b \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (2.24)$$

où

h_1 = distance du centre de gravité de l'armature de traction à l'axe neutre

h_2 = distance de la fibre extrême en traction à l'axe neutre

k_b = coefficient d'adhérence des barres (déterminé selon l'annexe S, sinon la valeur de 1,2 peut être utilisée). Pour les barres V-ROD, $k_b = 0,8$

d_c = distance du centre de gravité de l'armature de traction à la fibre extrême de traction

s = espacement de l'armature de cisaillement

Pour ce qui est de l'armature en acier, la norme des ponts limite la largeur des fissures dans les environnements agressifs (sels de déglacage ou eau de mer - ions chlorure amorçant la corrosion et dégradant plus rapidement les structures en béton armé conventionnelles) à 0,25 mm. Le calcul de l'ouverture est obtenu par l'équation (2.25) selon l'article 8.12.3.2.

$$w_{acier} = k_b \beta_c s_{rm} \epsilon_{sm} \quad (2.25)$$

Longueur de scellement

La longueur de scellement est obtenue par l'équation (2.26) de l'article 16.8.4.1.

$$l_d = 0,45 \frac{k_1 k_b}{\left[d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{prf}}{E_s} \right]} \left[\frac{f_{frp}}{f_{cr}} \right] A_b \geq 250 \text{ mm} \quad (2.26)$$

où

k_1 = facteur d'emplacement d'une barre, égal à 1 si la barre est placée au-dessus de 300 mm de béton

d_{cs} = plus petite valeur entre : la distance du centre de la barre à la surface de béton et 2/3 de l'espacement centre-centre des barres tendues

f_{frp} = contrainte dans l'armature à l'ÉLUL

Le terme $\left[d_{cs} + K_{tr} \frac{E_{prf}}{E_s} \right]$ ne doit pas dépasser $2,5 d_b$ et l'indice d'armature transversale K_{tr} ((2.27)

est tiré de l'article 8.15.2.2.

$$K_{tr} = 0,45 \frac{A_{tr} f_y}{10,5 s n} \quad (2.27)$$

où

A_{tr} = aire de l'armature en dessous de l_d qui traverse la fissure probable due à la perte d'adhérence

s = entraxe maximal de l'armature transversale en dessous d'une distance l_d d'adhérence

n = nombre de barres pouvant être développées le long d'un plan probable de perte d'adhérence

Étant donné que les barres ont une longueur maximale pour la livraison, on doit habituellement faire des jonctions de barres par recouvrement. Ainsi, l'article 16.8.4.2 indique que ce recouvrement doit avoir au moins $1,3 l_d$.

Pour l'armature d'acier, l'article 8.15.2.3 de la norme des ponts permet d'utiliser une longueur de développement simplifiée présentée par l'équation (2.28):

$$l_d = 0,24 k_1 k_2 k_3 \frac{f_y}{f_{cr}} d_b \quad (2.28)$$

où

k_2 = facteur de revêtement, égal à 1 pour les barres non revêtues

k_3 = facteur relatif au diamètre, égal à 0,8 pour les barres de 20M et moins et égal à 1 pour les barres plus grosses que 20M

Enrobage minimal

L'article 16.4.4 énonce que pour les polymères renforcés de fibres, l'enrobage minimal est de $35 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$ pour tous les types d'expositions.

Pour ce qui est de l'armature d'acier, l'enrobage minimal est obtenu par l'article 8.11.2.2. Lorsque la structure est exposée aux sels de déglçage, préfabriquée et située sous au moins 600 mm de remblai, un enrobage de $50 \pm 10 \text{ mm}$ est donc nécessaire.

Armature minimale

Comme pour le code de bâtiment, l'article 16.8.2 mentionne que nous devons s'assurer que la résistance minimale en flexion pondérée soit $\geq 1,5 M_{cr}$ et que l'ouverture des fissures indiquée précédemment soit adéquat.

Pour l'armature d'acier, les articles 8.8.4.3 et 7.8.11 indiquent que nous devons s'assurer que le moment de flexion pondéré soit $\geq 1,2 M_{cr}$ et que l'armature minimale soit plus grande ou égale à $A_{min} = 0,002bh$.

Béton armé de PRF en flexion

La norme des ponts mentionne que la résistance M_r doit être au moins 50 % supérieure au moment de fissuration M_{cr} , sauf dans le cas où M_r est plus de 50 % que le moment pondéré M_f . Tel qu'il a été mentionné, le moment de fissuration M_{cr} est atteint lorsque la contrainte maximale à la fibre extrême en traction atteint la contrainte de fissuration, f_{cr} , qui se calcule avec l'équation (article 8.4.1.8.1) pour un béton de densité normale (2.29).

$$f_{cr} = 0,4\sqrt{f_c} \quad (2.29)$$

Béton armé de PRF en cisaillement

Tout comme la norme S806, la résistance au cisaillement est la contribution du béton V_c et de l'armature, selon l'équation (2.30):

$$V_r = V_c + V_{st} \quad (2.30)$$

où

$$V_{st} = V_s \text{ ou } V_{prf}$$

La résistance du béton est obtenue par l'équation (2.31) tirée des articles 16.8.7 (lorsqu'on se réfère au chapitre des PRF) et 8.9.3.4 (lorsqu'on se réfère au chapitre sur l'armature conventionnelle).

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_w d_v \quad (2.31)$$

où

$$f_{cr} \leq 3,2 \text{ MPa}$$

d_v = la plus grande des valeurs entre 0,72 h et 0,9 d

La valeur de β est calculée à l'aide de l'équation (2.32):

$$\beta = \left[\frac{0,4}{1\ 500\epsilon_x} \right] \left[\frac{1\ 300}{1\ 000 + s_{ze}} \right] \quad (2.32)$$

où

$s_{ze} = 35d_v/15$ pour un béton avec une résistance supérieure à 70 Mpa

Pour le calcul de ϵ_x , les articles 16.8.7 b) et 8.9.3.8 présentent l'équation pour le calcul de la déformation au centre de l'élément (2.33).

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f + 0,5N_f}{2E_{prf}A_{prf}} \leq 0,003 \quad (2.33)$$

Pour ce qui est de la résistance au cisaillement de l'armature, il a été mentionné antérieurement qu'étant donné qu'il n'y a pas d'armature de cisaillement, on néglige totalement la contribution de l'armature dans le calcul de la résistance en cisaillement.

Résistance au poinçonnement

La résistance au poinçonnement est calculée à l'aide de l'article 8.9.4.3 pour l'armature d'acier, soit par l'équation (2.34):

$$V_r = \phi_c f_{cr} b_o d \quad (2.34)$$

La norme ne propose aucune équation pour les PRF.

Flèches

Pour le calcul des flèches, l'article 8.13.3.3 calcule une inertie effective I_e et est présenté par l'équation (2.35):

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left[\frac{M_{cr}}{M_a} \right] \leq I_g \quad (2.35)$$

où

I_g = inertie brute

I_{cr} = inertie fissurée

M_a = moment de service considéré

2.3 Résistance au poinçonnement pour les PRF

Tel qu'on le verra plus tard dans ce mémoire, il y a deux cas de chargement testés, soit la compression (force verticale appliquée sur la cheminée d'entrée) et le tirage des murs (essai de

tirage pour valider les ancrages pour l'installation du filage électrique). Le mode de rupture attendu est celui du poinçonnement. Pour le présent projet, le poinçonnement sera considéré seulement pour les polymères renforcés de fibres, car celui de l'acier a déjà été considéré dans les travaux de recherches de M. Alexandre d'Amours. On doit rappeler que dans les normes, f_c est inférieure à 60 MPa. Par contre, il a été démontré que même si la résistance en compression du béton est à 75 MPa, les équations restent admissibles.

2.3.1 Ozden, Ugur et Ozturan (2006)

Cet article porte sur la validité des équations de la CSA A23.-01 pour différents types de dalles. Les paramètres de l'étude sont les suivants :

- Type de béton ($f_c = 18,5$ à 82 MPa);
- Taux d'armature (0,73, 1,09, 1,50 et 2,25);
- Excentricité de la charge (0, 0,1 et 0,2 m);
- Pourcentage de fibres d'acier (0 et 1%).

Les spécimens sont circulaires et ont 120 mm d'épaisseur armée en compression et en tension (acier). Le taux d'armature est le double en tension que celui en compression. La figure suivante (Figure 2-4) présente le montage expérimental utilisé.

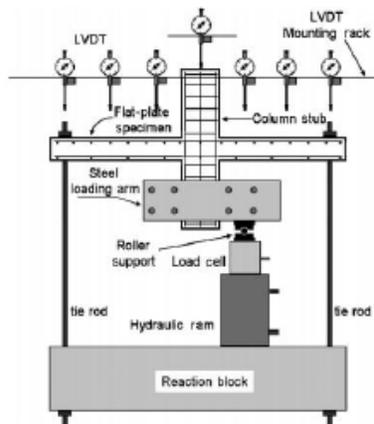


Figure 2-4 : Montage expérimental Ozden *et al*

La force est appliquée avec un bras de levier pour créer un moment en plus de l'effet de cisaillement. Des 28 spécimens, seulement 4 ne contiennent pas de fibres d'acier et sont composés de béton à très haute performance et ne sont pas chargés excentriquement. Même s'il n'y a pas énormément de résultats, on peut voir la concordance des équations de la norme avec des valeurs légèrement conservatrices pour un taux d'armature élevé. Se référer au Tableau 2-7.

Tableau 2-7 : Résultats partiels de l'étude de Ozden et al (2006)

Spécimens	F'c (MPa)	ρ	P_p/P_{CSA}
HR1E0F0	74	1,5	0,80
HR1E0F0r	75	1,5	0,80
HR2E0F0	63,7	2,25	1,06
HR2E0F0r	74,7	2,25	1,18

2.3.2 Rizk, Marzouk, Hussein et Hossin (2011)

L'article porte sur l'effet du taux d'armature sur la résistance au poinçonnement de dalles bidirectionnelles en béton armé conventionnel. Une force de poinçonnement est appliquée sur 10 échantillons. La Figure 2-5 présente le montage en question:

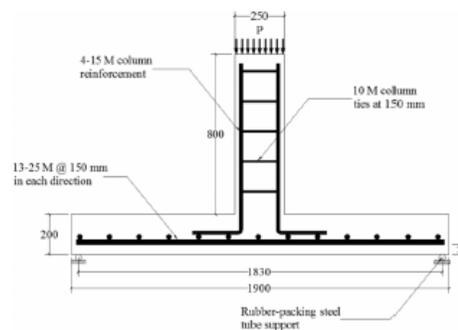


Figure 2-5 : Montage expérimental Rizk *et al*

Les facteurs à l'étude sont :

- Type de béton ($f^c = 33$ à 70 MPa);
- Taux d'armature (0,52 à 2,68);
- L'épaisseur de la dalle (150 et 200 mm);
- La profondeur d de l'armature (105 à 162,5 mm).

La figure suivante (Figure 2-6) est tirée de l'article et représente le tableau résumé des paramètres testés ainsi que les résistances obtenues et comparées avec la littérature.

Slab no.*	Compressive strength, f_c' (MPa)	Steel ratio, ρ (%)	Ultimate load, P_u (kN)	P_{code}/P_u				P_u/P_{flex}
				CSA-A23.3-04	CEB-FIP (1990)	BS 8110-97	Proposed equation	
NSC1	33	0.52	479	1.22	1.00	0.87	0.98	1.10
NSC2	35	2.17	678	0.85	1.11	0.97	1.08	0.45
HSC1	60	0.65	675	1.17	0.93	0.81	0.87	1.22
HSC2	61	0.98	798	0.98	0.89	0.78	0.82	1.00
HSC3	61	1.13	811	0.94	0.95	0.83	0.88	0.78
HSC4	67	1.67	802	1.00	1.06	0.93	0.97	0.62
HSC5	69	2.48	788	0.85	1.03	0.90	0.94	0.56
HSC6	70	2.68	801	0.76	0.94	0.82	0.86	0.61
NSC3	34	0.40	228	1.45	1.08	0.94	1.14	1.61
HSC7	70	1.88	481	1.08	1.19	1.03	1.16	0.65

*NSC, normal strength slabs; HSC, high strength slabs.

Figure 2-6 : Résultats des essais de Rizk *et al*

L'effet du taux d'armature peut être isolé en prenant deux échantillons identiques ayant un taux d'armature différent, tel que NSC1 Et NSC2. Les auteurs concluent que les deux facteurs qui ont le plus d'influence sur la résistance au poinçonnement sont :

- f^c ;
- taux d'armature

Comme on peut le constater, pour des taux d'armature peu élevés, la norme CSA A23.3 présente des valeurs non sécuritaires. Une étude sur 190 essais de la littérature est ensuite effectuée afin de déterminer l'influence du type de béton et du taux de renforcement sur la résistance au poinçonnement. Les deux figures suivantes (Figure 2-7 et Figure 2-8) présentent la contrainte de cisaillement ultime normalisée par rapport aux deux paramètres précédents.

On note que dans le cas de la résistance à la compression du béton, l'exponentielle est de 0,41, ce qui est plus près de 0,33 de la racine de la résistance en compression du béton.

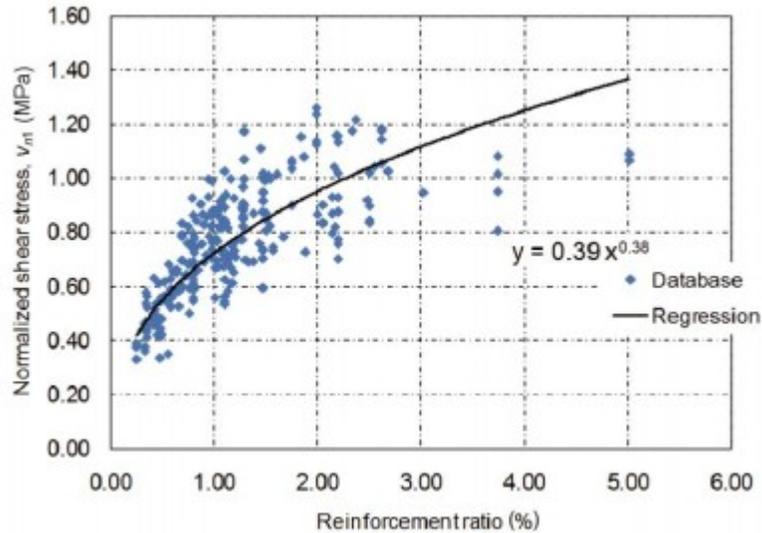


Figure 2-7 : Résistance au poinçonnement normalisée par rapport à la résistance en compression du béton (Rizk *et al*)

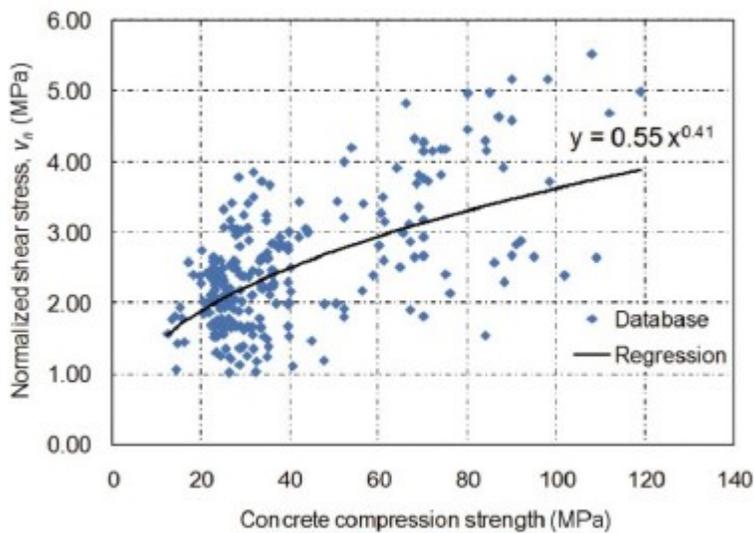


Figure 2-8 : Résistance au poinçonnement normalisée par rapport au taux d'armature en flexion (Rizk *et al*)

Les auteurs proposent donc une seule équation qui représente mieux la réalité. Elle diffère des normes nord-américaines sur 3 points :

- La racine cubique de la résistance en compression est utilisée (comparativement à la racine carrée);
- l'effet d'échelle est incorporé directement;
- le taux d'armature est pris en compte.

L'équation (2.38) proposée est la suivante :

$$V_{eq} = 0,70 \sqrt[3]{f'_c} (100p)^{1/3} \left(\frac{l_{ch}}{2h}\right)^{0,25} bd \quad (2.36)$$

où

p = taux d'armature $\leq 3,0\%$

l_{ch} = longueur caractéristique qui prend en compte l'effet d'échelle :

$$l_{ch} = 3,84f'_c + 580 \quad (2.37)$$

2.3.3 Q. Zhang, H. Marzouk et A. Hussein (2005)

L'article porte sur l'influence du type d'armature et sur le type de béton, soit normal ou à haute performance. Les essais sont effectués sur deux dalles (RS1 et GSHS) et comparés avec une troisième dalle (GS2) de Marzouk et al. (1991). Le tableau (Tableau 2-8) suivant présente les dimensions et les résistances obtenues (P_u).

Tableau 2-8 : Caractéristiques et résultats

Spécimen	f'_c (MPa)	ρ_s	Hauteur (mm)	P_u (kN)
RS1 (acier, béton normal)	28	1,1	150	449
GSHS (PRFV, béton HP)	71	1,18	150	275
GS2 (PRFV, béton normal)	35	1,05	150	219

On voit l'influence du type d'armature ainsi que du type de béton utilisé. On remarque qu'entre l'acier et les PRFV il y a une différence considérable. De plus, pour les spécimens GSHS et GS2, il y a une différence de 26% pour le double de la résistance en compression du béton. Les équations proposées dans cet article sont très similaires et seront adoptées dans la norme CAN/CSA S806-12.

2.3.4 Carlos E. Ospina, Scott D. B. Alexander et J. J. Roger Cheng (2003)

L'article porte sur l'influence du type d'armature sur la résistance au poinçonnement. Quatre spécimens (1 armé d'acier, 2 armés de barres en PRFV et 1 armé d'un grillage de PRFV) sont étudiés (Figure 2-9).

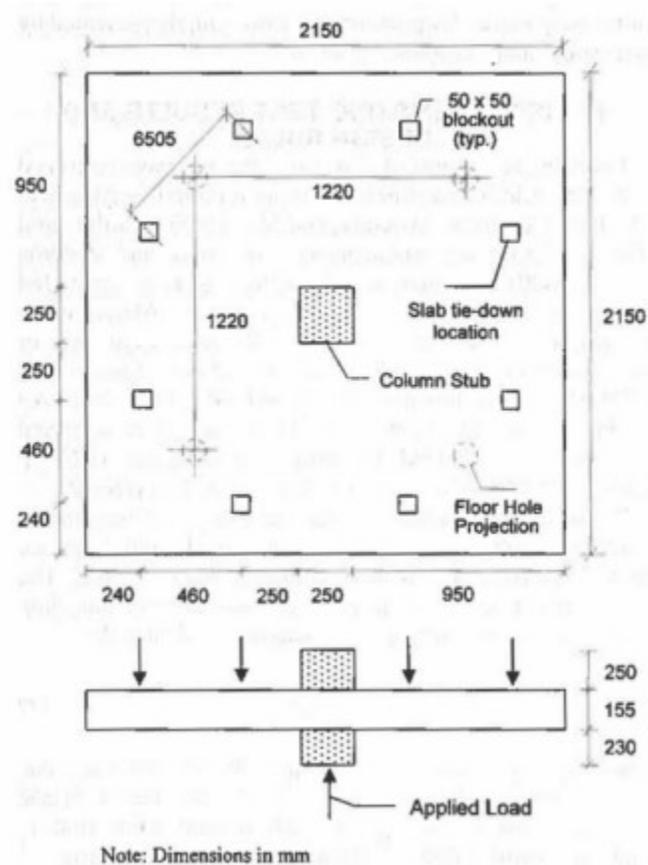


Figure 2-9 : Équation pour l'estimation de la déflexion

Les paramètres de l'étude sont les suivants :

- Type d'armature (acier ou PRFV);
- configuration de l'armature en PRFV (grillage ou barres);
- taux d'armature en PRFV (0,73% à 1,46%).

Les conclusions sont les suivantes :

- Comportement similaire avant fissuration pour les PRFV et l'acier;
- après fissuration, les PRFV présentent une résistance et une rigidité moindre que l'acier;
- plus le taux augmente pour les PRFV, plus la rigidité et la résistance augmente.

Après coup, les auteurs proposent l'équation suivante (2.38):

$$V_{r,emp} = 2,77 \left(\rho_{prf} f_c \right) \sqrt{\frac{E_{prf}}{E_s}} b_o d \quad (2.38)$$

2.3.5 Sherif El-Gamal, Ehab El-Salakawy et Brahim Benmokrane (2005)

L'article porte sur la résistance au poinçonnement des dalles de ponts renforcées en matériaux composites. Le montage expérimental est le suivant : la dalle est appuyée et retenue par deux poutres d'acier en I dans un seul sens. Six spécimens (1 armé d'acier, 3 de PRFV et 2 de PRFC) sont testés. Les paramètres de l'étude sont les suivants :

- Type d'armature (acier, PRFV et PRFC);
- taux d'armature (de 0,34% à 2%).

La conclusion de cette recherche est que les dalles renforcées en matériaux composites répondent à toutes les exigences de la norme canadienne des ponts. Le comportement post-fissuration est similaire pour les 3 types d'armature ainsi que le patron de fissures.

Étant donné que les formules existantes ne prennent pas en considération la continuité des dalles, les auteurs proposent une nouvelle formule dérivée de l'ACI :

$$V_c = 0,33\sqrt{f_c}b_0d \times \alpha(1,2)^N \quad (2.39)$$

$$\alpha = 0,62 \left(\rho_{prf} E_{prf} \right)^{1/3} \left(1 + \frac{8d}{b_0} \right) \quad (2.40)$$

La valeur de N doit être prise à 2 pour une dalle continue dans les deux directions, à 1 pour une dalle continue dans une direction et à 0 pour les dalles non-continues.

2.3.6 L. Nguyen-Minh and M. Rovak (2013)

L'article porte sur la résistance au poinçonnement de 6 spécimens (3 armés d'acier et 3 armés de PRFV). Les paramètres de l'étude sont les suivants :

- taux d'armature (0,4 % - 0,6 % et 0,8 %);
- type d'armature (acier ou PRFV).

Les spécimens sont des dalles bidirectionnelles appuyées sur leur périmètre. Tout comme Rizk et Zhang, les PRFV présentent une résistance moindre que l'acier. La Figure 2-10 illustre la courbe de la force par rapport au déplacement des spécimens.

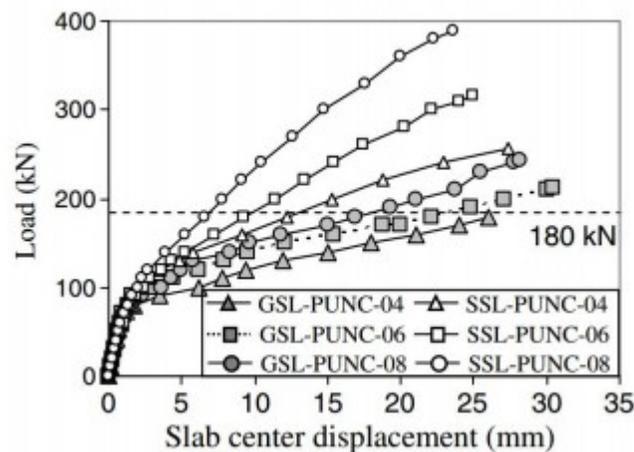


Figure 2-10 : Force par rapport au déplacement au centre des dalles

Les auteurs ont proposé l'équation empirique suivante (2.41):

$$V_u = \left[1 + \left(\frac{b_{cr,2}}{b_{cr,1}} \right) \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^3 \right] \sqrt{\frac{400}{d}} \left[\frac{0,4}{\frac{L_1}{d} - d} \right] \left(\frac{\rho_{prf}}{100} \right)^{0,33} E_{prf}^{0,33} (f_c)^{0,3} b_{cr,1} d \quad (2.41)$$

2.4 Formules retenues pour le poinçonnement

Les formules suivantes pour le calcul de la résistance au poinçonnement des normes et de la littérature sont résumées au Tableau 2-9.

Tableau 2-9 : Formules pour le calcul de la résistance nominale au poinçonnement

Norme/auteur	Formule
CSA A23.3	$\min \begin{cases} V_r = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) 0.19 \lambda \phi_c \sqrt{f_c'} b d_{o,0.5d} \\ V_r = \left[\left(\frac{4d}{b_0} \right) + 0.19 \right] \lambda \phi_c \sqrt{f_c'} b d_{o,0.5d} \\ V_r = 0.38 \lambda \phi_c \sqrt{f_c'} b d_{o,0.5d} \end{cases}$
CSA S6-06	$V_r = (\phi_c f_{cr}) b_{o,0.5d} d$
ACI 318-05	$V_r = 0.33 * \sqrt{f_c'} b_{o,0.5d} d$
Rizk et al. 2011	$V_r = 0.70 \sqrt[3]{f_c' (100\rho)}^{1/3} \left(\frac{l_{ch}}{2h} \right)^{0.25} b_{o,0.5d} d$
CSA S806-12	$\min \begin{cases} V_r = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left[0.028 \lambda \phi_c (E_F \rho_f f_c')^{1/3} \right] b_{o,0.5d} d \\ V_r = \left[\left(\frac{4d}{b_0} \right) + 0.19 \right] 0.147 \lambda \phi_c (E_F \rho_f f_c')^{1/3} b_{o,0.5d} d \\ V_r = 0.056 \lambda \phi_c (E_F \rho_f f_c')^{1/3} b_{o,0.5d} d \end{cases}$
ACI 440.1R-06	$V_r = 4/5 * \sqrt{f_c'} b_{o,0.5d} k d$
Ospina et al. 2003	$V_{r,emp} = 2.77 (\rho_f f_c')^{1/3} \sqrt{\frac{E_f}{E_s}} b_{o,1.5d} d$
El-Gamal et al. 2005	$V_r = 0.33 * \sqrt{f_c'} b_{o,0.5d} d * \left[0.62 (\rho_f E_f)^{1/3} \left(1 + \frac{8d}{b_{o,0.5d}} \right) \right] (1.2)^N$
Nguyen et al. 2013	$V_u = \left[1 + \left(\frac{b_{cr,2}}{b_{cr,1}} \right) \left(\frac{L_1}{L_2} \right)^3 \right] \sqrt{\frac{400}{d}} \left[\frac{0.4}{\frac{L_1}{d} - c_1/d} \right] \left(\frac{\rho_f}{100} \right)^{0,33} E_f^{0,33} (f_c')^{0,3} b_{cr,1} d$

2.5 Comportement du béton armé sous charge de fatigue

Habituellement, toute structure est calculée pour résister à une rupture avec les états limites ultimes (ÉLUL). La rupture peut être soit ductile (flexion), fragile (cisaillement) ou d'une instabilité locale. Cependant, il existe un autre mode de rupture qui peut mener à la ruine de l'ouvrage. La fatigue est un processus de changement interne progressif permanent dans un matériau soumis à un effort répétitif. Pendant le chargement de fatigue, la structure subit des déformations locales et globales, qui conduisent à la redistribution continue des contraintes. L'accumulation des dommages causés par la fatigue dans le matériau, conduit à la rupture de l'élément avec des contraintes.

Les structures soumises à des fluctuations de charge, peuvent être sujettes à des ruptures par fatigue si le nombre d'applications de la charge est élevé. Ceci amène à des contraintes plus basses que les contraintes admissibles pour des charges statiques. Les ruptures de fatigue se manifestent au voisinage des concentrations de contraintes sous formes de fissures susceptibles de se propager à travers l'élément. Des discontinuités tels que les trous et les changements de formes géométriques donnent naissance à ce phénomène et réduisent l'espérance de vie en fatigue des structures.

La fatigue est un état limite de service évalué en calculant les variations de contraintes sous les charges d'utilisation, c'est-à-dire les charges en service. Seules les surcharges (charges vives) qui varient de façon cyclique contribuent à la fatigue. Les charges permanentes ne sont pas prises en compte dans les calculs.

Des études révèlent qu'entre 50% à 90% des ruptures observées dans les structures de génie civil sont attribuables à la fatigue [Fuch et Stephens, 1980]. Ces statistiques démontrent l'importance de bien évaluer les cas où les sollicitations variables répétées sont susceptibles d'entraîner la fatigue et, le cas échéant, de bien évaluer la résistance de la structure en fatigue.

Il est facile de dresser la liste des véhicules et des structures dont le risque de rupture par fatigue est élevé : automobiles, trains, moteurs, turbines, ponts, plates-formes pétrolières en mer, etc. En fait, dans toutes les applications de génie où il y a un mouvement oscillatoire

répété, forcé ou naturel, on doit se soucier de la possibilité d'endommagement qui se traduit par la propagation de fissures et qui conduit plus ou moins rapidement à la séparation des pièces.

Plusieurs facteurs affectent la résistance à la fatigue :

- Fissures initiales;
- caractéristiques mécaniques du ou des matériaux utilisés;
- géométrie de l'élément;
- configuration des connexions entre les éléments structuraux (concentrations de contraintes);
- anomalies physiques de l'élément ou de la structure;
- nombre de cycle de chargement pendant la durée de vie de la structure;
- la température;
- l'environnement.

Mallet [Mallet, 1991] mentionne qu'une structure de pont peut avoir au maximum 2 000 000 de cycles de chargement tout au long de sa durée de vie.

2.5.1 Différence de contraintes

La Figure 2-11 présente un graphique d'un chargement cyclique d'amplitude constante.

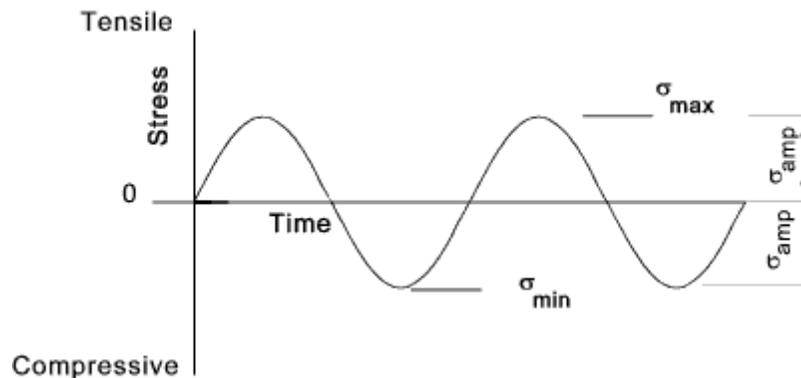


Figure 2-11 : Contrainte-nombre de cycles typiques

On peut définir la différence de contrainte ou l'étendue de contrainte, par le paramètre le plus déterminant pour la résistance en fatigue (2.42).

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (2.42)$$

Par convention, les contraintes de traction sont positives et les contraintes de compression sont négatives. Habituellement, pour les structures de béton, la présence de contraintes en compression aide à confiner les fissures, ce qui permet d'avoir une durée de vie plus élevée par rapport à des contraintes cycliques seulement en traction, par exemple. Un autre paramètre important fortement utilisé est le rapport entre la contrainte minimale et la contrainte maximale (2.43).

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \quad (2.43)$$

Finalement, en utilisant les courbes S-N si le schéma de chargement n'est pas constant, on peut utiliser l'équation suivante pour faire le cumul des dommages en fonction du chargement.

$$\sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad (2.44)$$

où

n_i = nombre de cycles à une différence de contrainte donnée;

N_i = nombre de cycles résistants, obtenu de la courbe S-N, pour la contrainte donnée.

2.5.2 Fatigue sur un béton non renforcé

Le béton en tant que tel, n'est pas un matériau homogène et la fatigue dans ce dernier est un processus progressif de microfissures et de propagation. Le mécanisme de fatigue dans le béton commence par le décollement de l'interface de la matrice de ciment et des agrégats. Par la suite, les fissures se propagent dans la matrice de ciment. Le module élastique réduit de façon significative sous les charges de fatigue, surtout par la formation de fissures à une échelle microscopique. La résistance à la fatigue du béton sous une charge cyclique est une

fraction de la résistance à la compression « f_c ». La Figure 2-12 présente un graphique typique pour le béton non renforcé sous chargement cyclique à amplitude constante.

Holmen [Holmen, 1979] a étudié la déformation longitudinale lors de tests de fatigue en compression (Figure 2-13). Il a trouvé que le développement de la déformation passe par 3 phases. Dans un premier temps, la déformation augmente rapidement dans le premier 10% de la durée de vie. Ensuite, il y a un agrandissement linéaire de la déformation entre 10% et 80% de la durée de vie. Finalement, après 80%, la déformation augmente de façon exponentielle et il y a rupture.

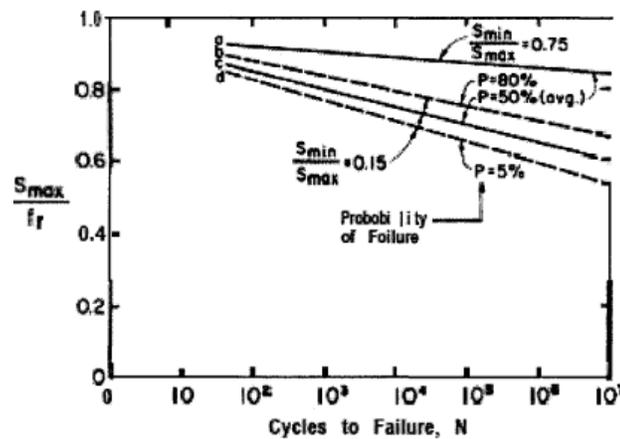


Figure 2-12 : Courbes S-N pour un béton non renforcé

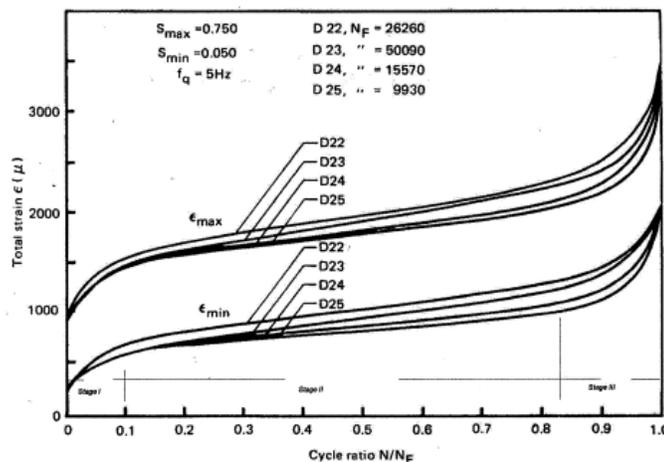


Figure 2-13 : Développement de la déformation longitudinale dans un béton non renforcé pendant les efforts cycliques

Saito et Imai [Saito et Imai, 1983] ont étudié le comportement cyclique contrainte/déformation pour le béton en compression (Figure 2-14). Ils ont trouvé que le comportement est linéaire. De plus, la pente change pendant le nombre de cycles et c'est ce que l'on voit sur la déformation résiduelle qui augmente également. Ils notent également que la déformation élastique augmente et qu'il y a réduction du module sécant avec l'augmentation du nombre de cycles. Pour les sollicitations normales (compression, traction, traction-compression et flexion), le comportement reste le même.

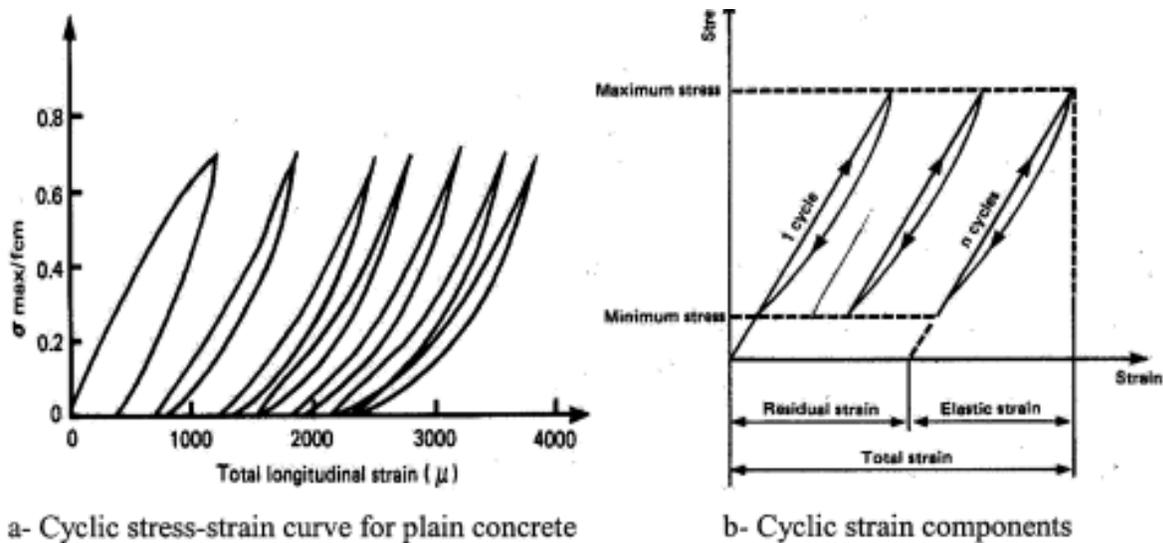


Figure 2-14 : Comportement du béton en compression sous charge cyclique

Hwan [Hwan, 1986] a analysé un béton non renforcé en flexion sous charge de fatigue pour les applications tel qu'un pont en béton et pour les dalles routières en béton. Pour un nombre de cycles équivalent à 10 millions, la contrainte maximale en flexion est d'environ 54% à 58% de la résistance en flexion sous charge statique. La rupture par fatigue est grandement influencée par la formation de fissures dans la partie inférieure de la poutre de béton (fibres en traction). Il recommande également d'utiliser 50% du module de rupture du béton pour l'évaluation de la limite d'endurance sous les charges cycliques. Mallet avait étudié certains facteurs pouvant affecter la performance du béton non renforcé. Il reporte que l'humidité relative du béton (intrinsèque) ainsi que la méthode de cure, présentent une influence significative sur la résistance à la fatigue. Un béton sec est 20% moins résistant qu'un béton

saturé en eau. Finalement, la vitesse d'application est également un facteur important. Une fréquence de grandes charges résulte d'un comportement hystérétique indésirable et on surestime la résistance à la fatigue. Une fréquence entre 0,5 à 7,5 Hz n'a aucune influence sur la performance à la fatigue pour un béton non renforcé.

2.5.3 Fatigue sur l'armature en acier

Les étapes d'une rupture en fatigue lorsqu'on utilise une armature en acier, peuvent se résumer comme suit :

- Microfissures sont initiées dans le matériau – il y a une augmentation due aux concentrations de contraintes causées par les discontinuités;
- les fissures se propagent de plus en plus;
- finalement, la contrainte dans l'endroit critique augmente à des valeurs plus élevées que la résistance ultime et il y a donc rupture.

Jhamb et MacGregor [Jham et MacGregor, 1974] ont travaillé sur différents paramètres affectant la performance des barres d'acier. Les paramètres les plus importants sont :

- La géométrie de la barre (concentrations de contraintes);
- la plage des efforts induite;
- les conditions environnementales (entre autres, la corrosion).

De plus, les différents états de surface telles que les déformations plastiques et les surfaces non régulières, influencent grandement la résistance à la fatigue. Tilly et Moss [Tilly et Moss, 1982] ont écrit une revue des essais réalisés sur la fatigue pour ainsi l'intégrer dans une courbe S-N (Figure 2-15).

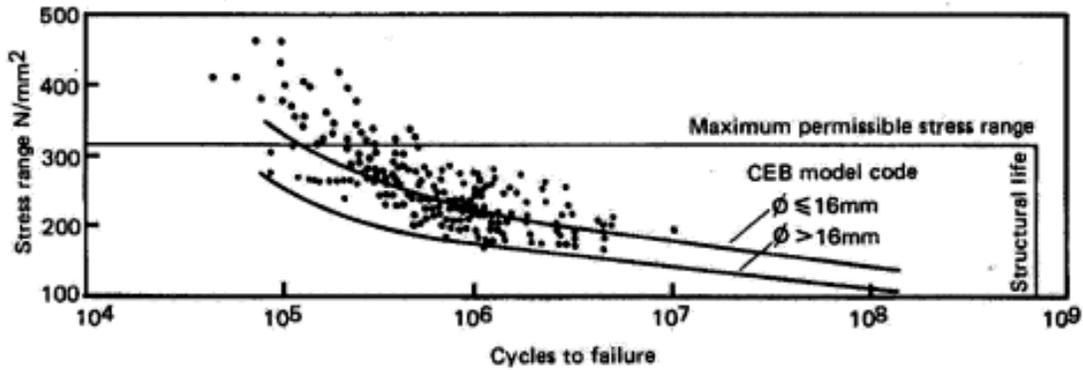


Figure 2-15 : Courbe S-N pour les barres en acier sous les charges cycliques

Ils ont conclu que la grande majorité des barres ont une limite d'endurance visible. Également, plus la barre est grosse, moins elle est endurante. Nous remarquons ce phénomène surtout pour les barres déformées. Une augmentation de la résistance élastique ou ultime n'a généralement pas d'influence significative sur la résistance à la fatigue.

2.5.4 Fatigue sur l'armature en PRF

Étant donné que les PRF sont de nature hétérogène, cela se résulte à un comportement complexe sous les charges cycliques. Le mécanisme de dommage dans les PFR est:

1. Que la matrice se fissure;
2. Que l'interface fibres/matrice se décolle graduellement;
3. Qu'il y a délamination entre les deux interfaces;
4. Qu'il y a la croissance de vides;
5. Et que finalement, les fibres se brisent.

Il peut y avoir une multitude de séquences pouvant mener à la rupture des PRF incluant celles mentionnées précédemment. Cela dépend de la constitution des matériaux utilisés, de la fréquence des cycles de chargement, du chargement en tant que tel, ainsi que les conditions environnementales [Ellyin et Kujawski, 1992]. Le comportement à la fatigue des composites est connu et dépend de plusieurs facteurs dont, ses constituants, les paramètres des tests et de la configuration géométrique. Le béton laisse croire qu'il affecte le renforcement en PRF. La friction entre la barre et le béton égratigne la surface des barres. Pour les barres en PRF, soit la

barre ou l'interface barre/béton s'endommage dans la circonférence. Dans l'armature d'acier, c'est seulement le béton qui s'endommage.

En accordance avec plusieurs chercheurs, les barres en PFR présentent une bonne résistance à la fatigue. En général, les barres en carbone (PRFC) ont une meilleure résistance de fatigue que l'acier. Au contraire, les PFRV n'ont pas une aussi bonne résistance à la fatigue que les PRFC. Franke [Franke, 1981] a étudié le comportement des barres en PFRV sous charges de fatigue. Ces barres étaient testées en fatigue avec une contrainte maximale de 496 MPa et une contrainte moyenne de 344,5 MPa. Elles ont résisté jusqu'à 4 000 000 de cycles avant que la rupture soit provoquée par la perte d'adhérence de l'ancrage. Uomoto et Ohga [Uomoto et Ohga, 1996] ont évalué les paramètres de l'amplitude et de la fréquence. La contrainte maximale passait de 20% à 100 % pour une fréquence passant de 1 à 10 Hz. Ils ont mentionné que les propriétés en fatigue dépendaient de la contrainte moyenne, de l'amplitude et du type de PFR.

Demers (Demers, 1998) a écrit une revue de la littérature des tests et des résultats obtenus à ce jour pour les différents facteurs affectant le comportement en fatigue des barres en PRF. Il a trouvé que la magnitude des tests en fréquence affectait la résistance à la fatigue. Lorsque la fréquence augmentait, la température de transition vitreuse augmentait et la durée de vie diminuait. Lorsque la fréquence était sous 5 Hz, les changements pour la température de transition vitreuse ne changeaient pas beaucoup. Katz [Katz, 2000] a étudié l'adhérence sous charges cycliques pour les PFRV. Cinq types de PRFV sont coulés dans des blocs de béton et sont sujets à 450 000 cycles à une charge en service quelconque. La charge était accompagnée par l'immersion des blocs dans l'eau tempérée entre 20°C et 60°C, afin d'évaluer l'effet de la détérioration. Il a constaté que l'adhérence diminuait après le chargement cyclique. Les propriétés mécaniques et physiques de la surface des barres étaient des facteurs déterminants à l'adhérence sous charges cycliques. À partir des résultats, il a conclu qu'une surface hélicoïdale réduit entre 20% à 30% la résistance ultime d'adhérence suite aux essais en fatigue. Un revêtement sablé augmente l'adhérence et peut maintenir une charge élevée plus longtemps.

Adimi *et al.* [Adimi *et al.*, 2000] introduisent d'autres facteurs sur un spécimen d'une poutre en béton renforcé de PRF dans le but d'évaluer le comportement en fatigue des barres en PRF dans le béton (Figure 2-16). Ils ont étudié plusieurs paramètres dont le niveau de contraintes, la contrainte moyenne, la fréquence, la température sur la résistance et le comportement en fatigue des PRF. Ils ont trouvé que la rupture des PRF est initiée à la surface proche de la constriction dans le béton. Causée par la friction avec le béton, les barres démontrent une dégradation. Ces signes indiquent que la matrice se fissure à l'interface où se situe les concentrations de contraintes. Les fibres en surface se brisent (concentration de contraintes) et les contraintes sont redistribuées aux fibres restantes. Ce phénomène se poursuit jusqu'à la rupture totale. Ils reportent également que le niveau de contraintes affecte la durée de vie des PRF en fatigue. Le nombre de cycles endurés augmente lorsque la contrainte maximale diminue. La résistance en fatigue tant qu'à elle, diminue lorsque la température et la fréquence augmente (0,5 à 8 Hz – deux fréquences observées). La résistance résiduelle augmente avec l'augmentation du coefficient R. Pour un même R, la contrainte moyenne n'a aucun d'effet significatif sur la durée de vie en fatigue.

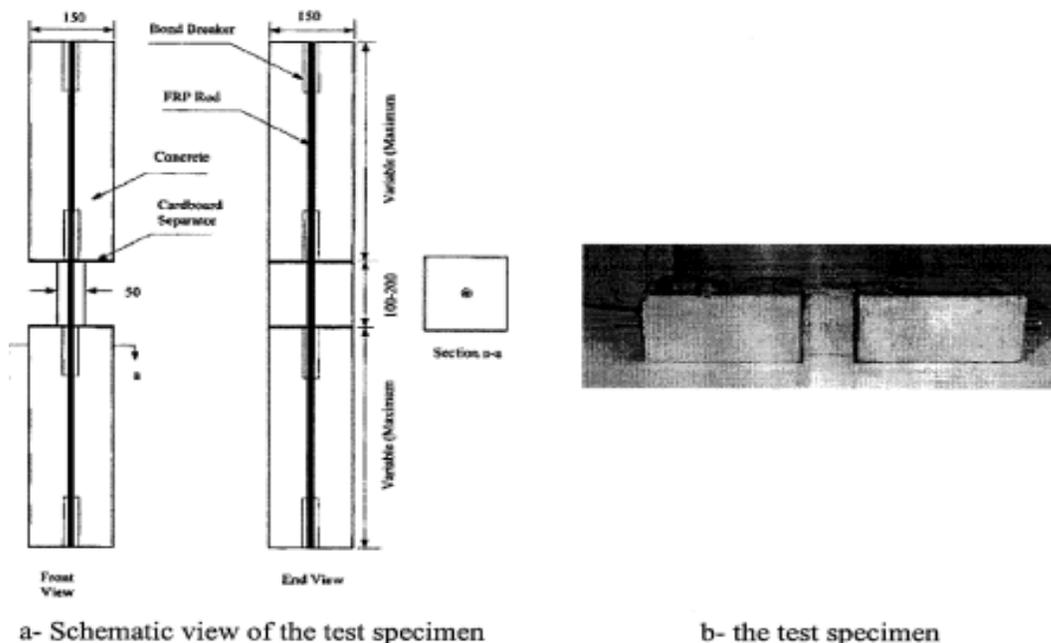


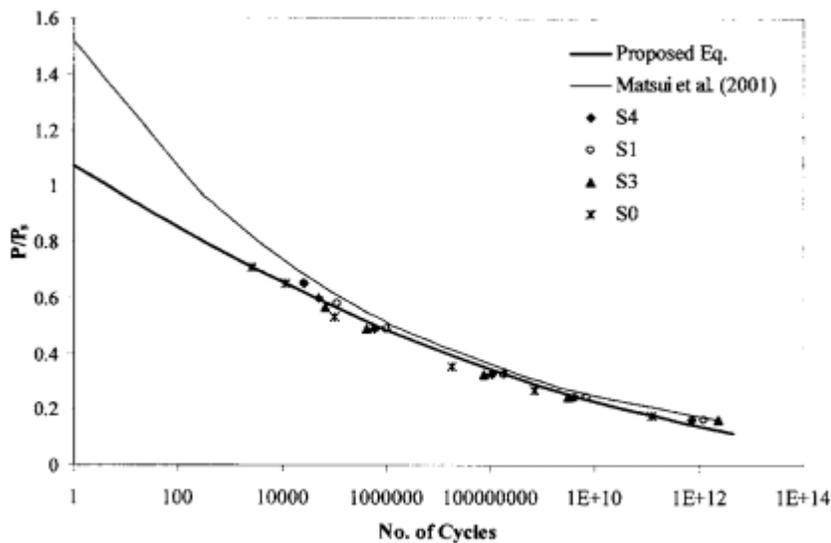
Figure 2-16 : Spécimen pour les tests en fatigue d'Adimi *et al*

2.5.5 Quelques recherches sur des spécimens à échelle réelle

El-Ragaby *et al.* [El-Ragaby et al, 2007] ont effectué une recherche sur des dalles de pont soumises à une charge cyclique ayant pour renforcement interne des fibres de verre. Un total de 5 dalles à échelle réelle ont été testées. Ce sont les paramètres suivant qui ont été étudiés :

- Le schéma d'application de la charge;
- l'amplitude.

La Figure 2-17 présente la comparaison entre les résultats de Matsui et al (2001) et ceux des essais des auteurs précédents.



a- Matsui et al. equation, proposed equation, and test results

Figure 2-17 : Comparaison entre la littérature et les essais en laboratoire

Les conclusions se résument à ce qu'il y ait eu détérioration de la rigidité tout au long des essais en fatigue et peut être calculée à partir de l'équation du cumul des dommages tels qu'observés par les déformations élastiques de l'armature et du béton. De plus, c'est le poinçonnement qui fût le mode de rupture et les PRFV ont présenté une meilleure performance que l'armature d'acier, ce qui peut être attribuable au fait que les PRFV et le béton restaient beaucoup plus longtemps dans le domaine élastique. On a enregistré une performance de 2,5 fois supérieure à celle de l'acier. La norme CAN/CSA S6-06 présente des exigences minimales qui répondent à la fatigue.

Carvelli *et al.* [Carvelli *et al.*, 2010] ont eux aussi travaillé sur des dalles de pont ayant un renforcement en PRFV et soumises au chargement cyclique. Par ailleurs, ce projet est considéré de type industriel puisque les essais en laboratoire sont précédés d'un dimensionnement préliminaire et que si les essais en ressortent concluants, les dalles pourront être utilisées pour la construction d'un pont réel. Le test comportait deux vérins simulant le passage d'une roue (ce qui signifie que l'application du chargement entre les deux vérins était décalée). La Figure 2-18 présente le montage expérimental.



Figure 2-18 : Montage expérimental de Carvelli *et al* (2010)

En somme, suite aux essais dynamiques, la rupture fût en poinçonnement et la valeur de rupture était beaucoup plus élevée.

Schläfli et Brühwiler [Schläfli et Brühwiler, 1998] ont effectués des essais sur des dalles de pont. Le paramètre principal évalué était le taux d'armature (0,68%, 1,37% et 1,60%). Les conclusions sont les suivantes :

- Pour un chargement cyclique en flexion, la rupture par fatigue arrive par la compression du béton dans la fibre en compression – non recommandée;
- les recommandations minimales pour les codes sont adéquates pour une bonne résistance en fatigue;
- il nous est recommandé de vérifier la fatigue en cisaillement étant un mode non souhaitable, car il en résulte une rupture fragile.

2.5.6 Normes canadiennes portant sur la fatigue

La norme S806 et A23.3 ne mentionne pas d'article spécifique portant sur la fatigue. Elles mentionnent généralement d'utiliser une méthode rationnelle pour évaluer la performance et la résistance à la fatigue, si le cas ce présente.

La norme de pont (S6) mentionne quelques restrictions se traduisant en contraintes. Dans le chapitre 8, l'article 8.5.3.1 indique que la contrainte maximale dans les armatures droites et les ancrages doit être plus petite que 125 MPa et 65 MPa respectivement.

Pour la partie portant sur les PRF, l'article 16.8.3 indique la même restriction que les charges en service statiques :

- 0,35 fois (la limite ultime de la barre) pour les PRFA;
- 0,65 fois (la limite ultime de la barre) pour les PRFC;
- 0,25 fois (la limite ultime de la barre) pour les PRFV.

Les courbes S-N n'existent pas encore pour le béton armé, étant donné que la recherche n'est pas aussi avancée que les sections en acier. Par contre, tel que nous avons vu précédemment, la recherche tend à aller vers cette méthode puisque plusieurs normes l'utilisent.

CHAPITRE 3

Revue des recherches précédentes

Ce présent chapitre, présente un résumé du mémoire de M. Alexandre d'Amours (d'Amours, 2013), ancien étudiant à la maîtrise du professeur Brahim Benmokrane, ayant travaillé sur le premier volet au sujet des états limites ultimes des chambres souterraines. Ainsi, avec ce résumé, on sera en mesure de comparer les résultats antérieurs avec les résultats de ce présent mémoire, ce qui permettra d'évaluer la validité des chambres souterraines en PRFV et en acier et de valider l'équivalence des chambres en PRFV.

3.1 Critères de conception

Les critères de conception qui suivent ont été élaborés pour les chambres renforcées d'acier à la base. Plusieurs concepts ne peuvent pas nécessairement s'appliquer aux PRFV, soit :

- L'ouverture des fissures;
- la déformation maximale des barres d'armature;
- etc.

3.1.1 Charges et cas de chargement

Deux cas de chargement sont possibles pour les chambres d'Hydro-Québec, qui sont présentés dans les Tableau 3-1 et Tableau 3-2. Bien qu'il en existe un troisième (deux charges ponctuelles de 60 kN sur le dessus espacées de 1,2 m), il n'en sera pas traité dans ce mémoire, car il est complexe de le reproduire de façon expérimentale.

Tableau 3-1 : Résumé des charges du devis (Cas No. 1)

Type	Description	Coefficient	Valeur
Mortes	Poids propre (béton)	1,25	23,5 kN/m ³
	Remblai (sans retrait)	1,25	22,8 kN/m ³
	Pression latérale du sol	1,5	(10,7+4,3Z ¹) kPa
Vives	Trafic réparti latéral	1,5	2,7 kPa
	Trafic réparti dessus	1,5	12 kPa
	Trafic ponctuel 1	1,5	112 kN
	Trafic ponctuel 2	1,5	2*78 kN @ 1,2 m
Autre	Pression hydrostatique	1,1	9,8Z ¹ kPa

¹ Profondeur du remblais (m)

Tableau 3-2 : Résumé des charges du devis (Cas No. 2)

Type	Description	Coefficient	Valeur
Mortes	Poids propre (béton)	1,25	23,5 kN/m ³
	Remblai (sans retrait)	1,25	22,8 kN/m ³
	Pression latérale du sol	1,5	(10,7+4,3Z ¹) kPa
Vives	Patte stabilisatrice	1,5	115 kN
	Traction des ancrages	1,25	134 kPa
Autre	Pression hydrostatique	1,1	9,8Z ¹ kPa

¹ Profondeur du remblais (m)

Le cas no. 1 représente les charges sous conditions normales d'utilisation. Le cas no. 2 représente les charges lors d'un tirage de câble (la patte stabilisatrice est appliquée sur le toit alors que la charge de traction des ancrages est appliquée sur tous les ancrages vers l'intérieur).

Flèches et fissurations

Pour toutes les dalles, une flèche maximale de $l_n/360$ est adéquate, où l_n est la portée libre dans le sens long de la dalle. Les fissures ne doivent pas dépasser 0,35 mm d'épaisseur et la longueur maximale d'une fissure doit être inférieure de 300 mm pour les chambres en acier. Pour les chambres en PRFV, on limite l'épaisseur des fissures à 0,5 mm (tirée de la norme des ponts) et la longueur à 300 mm. Les limites de fissure de la norme de pont est un équivalent par rapport au paramètre z calculé par le norme S806.

3.2 Conception et prédiction de la rupture

Pour ce type de structure, il est difficile de prévoir le comportement de façon analytique. En effet, avec les 6 faces, l'armature radiale ainsi que les ouvertures ne sont pas standards par rapport à la pratique et aux codes actuels canadiens qui ne sont pas adaptées pour ces types de structures. Ainsi, un modèle 2D complet (base et connexion) et deux modèles 3D (un pour la base et un pour la connexion) simples ont permis de bien visualiser la répartition des efforts. Trois grandes sections ont été investiguées, soit la résistance en flexion et en cisaillement des chambres, la conception des chambres et la prédiction de la rupture sous charge idéalisée.

3.2.1 Résistance des chambres

Hypothèses

Étant donné que c'est un projet industriel, la conception des chambres est faite comme si on était dans le contexte de la pratique. Par conséquent, certaines hypothèses sécuritaires sont établies pour s'assurer d'avoir un comportement adéquat et une structure sécuritaire, ce qui est la principale mission lors d'un dimensionnement. Ainsi :

- Les sections planes restent planes;
- l'armature de renfort (barres 25M) autour des ouvertures est négligée;
- les propriétés de barres droites en PRFV sont utilisées pour les barres droites et les propriétés des barres courbes sont utilisées pour les barres courbes;

- l'interface entre les deux pièces est libre en rotation (rotulé) sur toute la longueur;
- les efforts de compression sont négligés dans la détermination des moments résistants (ce qui reste sécuritaire);
- les deux types de chambres (renforcées en acier et en PRFV) ont exactement la même configuration et le même taux d'armature;
- pour les efforts pondérés : $\phi_s = 0,85$, $\phi_{prfv} = 0,75$, $\phi_c = 0,65$ et $f'_c = 60$ MPa;
- pour les efforts de service : $\phi_s = \phi_{prfv} = \phi_c = 1$ et $f'_c = 60$ MPa et on pose la déformation maximale de la barre à 2 000 microdéformations dans l'acier.

Flexion

La résistance en flexion nominale, pondérée et en service des deux types de parois est présentée au Tableau 3-3. Tous les calculs de ce chapitre sont effectués pour une section d'un mètre de largeur. Il faut mentionner que tout le mur résiste et pas seulement un mètre et qu'on considère la résistance unidirectionnelle et non bidirectionnelle, dont celle-ci est beaucoup plus grande par rapport à son comportement ductile. Par contre, on peut évaluer simplement la résistance des chambres. Il faut également mentionner que le calcul des charges a été effectué avec le code de bâtiment, soit la S806-12 et non pas avec le code de pont, soit la S6-06, puisque le devis de performance d'Hydro-Québec s'y était fortement inspiré. Par contre, certains moments ont été calculés avec la norme des ponts prenant en compte l'armature minimale.

Tableau 3-3 : Résultats des résistances en flexion

	CSA A23.3-09/S806-12				CSA S6-06		
	Nominiaux (kNm/m)			Pondérés (kNm/m)		Nominiaux (kNm/m)	
Paroi	M_{racier}	M_{rprfv}	M_{sprfv}	M_{racier}	M_{rprfv}	$M_{rminacier}$	$M_{rminprfv}$
Dalle	76	215	23	64	143	53	54
Mur	44	55	11	36	34	20	19

Il faut noter que les moments résistants des murs sont calculés par la flexion verticale du mur seulement. Dans la direction horizontale, les efforts de flexion étant considérés comme étant négligeables (analyse simplifiée d'un portique en 2D).

Cisaillement unidirectionnel

Les résistances en cisaillement des différentes parois sont données au Tableau 3-4.

Tableau 3-4 : Résultats des résistances en cisaillement

Paroi	Nominiaux (kN)		Pondérés (kN)	
	V_{racier}	V_{rprfv}	V_{racier}	V_{rprfv}
Dalle	315	165	189	96
Mur	151	79	91	46

Il est à mentionner que lorsque l'on fait la comparaison entre les efforts pondérés et les résistances, un soulignage sera fait pour démontrer que la résistance n'est pas adéquate.

3.2.2 Conception préliminaire

Flexion et cisaillement 2D

Deux cas de chargement sont analysés en 2D. Le modèle 2D vient continuer la ligne directrice de la conception des chambres en considérant seulement 1 mètre de résistance aux efforts. Ainsi, c'est le logiciel LAS, du professeur M. Patrick Paultre, qui est utilisé dans cette analyse.

Pour le premier cas de chargement, soit celui du chargement en compression seulement, la définition des nœuds ainsi que les efforts sur la chambre sont présentés à la Figure 3-1.

Les efforts appliqués au modèle sont les ceux du devis de performance d'Hydro-Québec étant présentés aux Tableau 3-1 et Tableau 3-2. Les charges dues aux terres ont été remplacées par une charge constante ayant un volume de contrainte équivalent à la vraie charge due aux terres qui est normalement triangulaire (efforts plus critiques et plus simples à analyser).

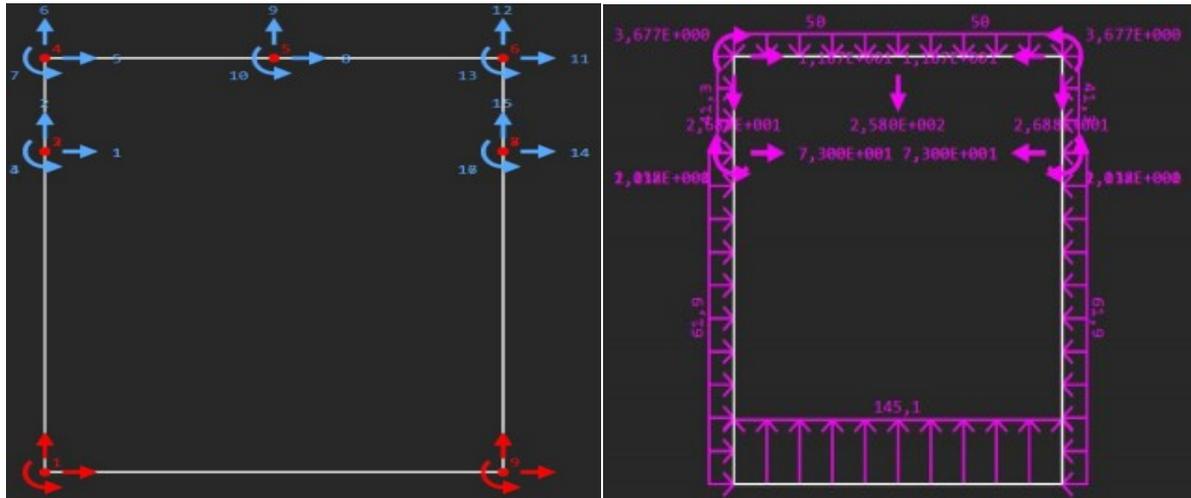


Figure 3-1 : Définition des nœuds (gauche) et application des efforts (droite)

Par simple analyse en deux dimensions, les efforts sont présentés à la Figure 3-2.

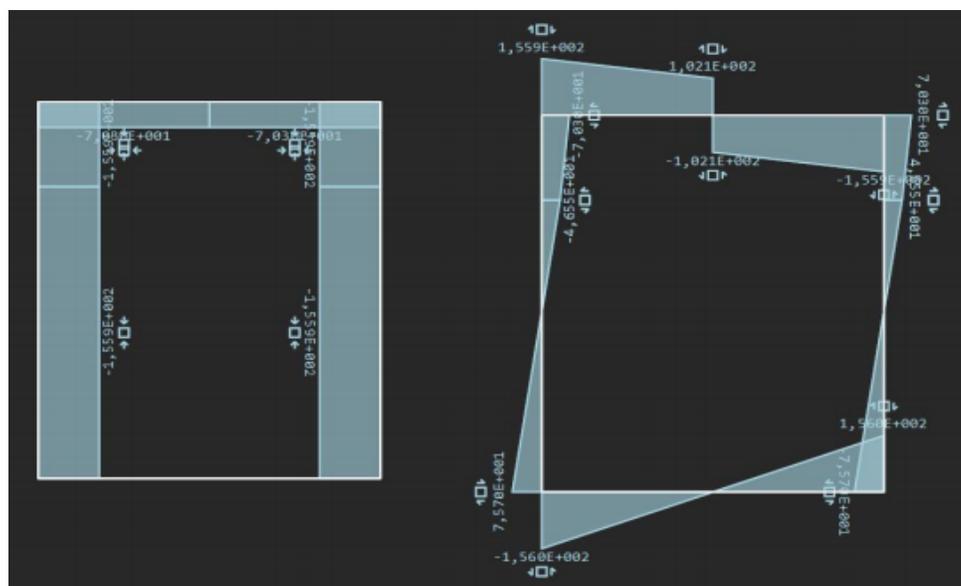


Figure 3-2 : Diagramme des efforts normaux (gauche) et diagramme des efforts tranchants (droite)

Avec ces efforts, il est possible de comparer les efforts internes avec les valeurs de résistance calculées précédemment pour ce qui est de l'effort tranchant (Tableau 3-5).

Tableau 3-5 : Efforts de cisaillement pondérés maximaux comparés aux résistances du Tableau 3-4

	Mur	Dalle
Maximum pondéré (kN)	76	156
Résistance acier (kN)	91	189
Résistance PRFV (kN)	<u>46</u>	<u>96</u>

On remarque que les PRFV ne fournissent pas la résistance adéquate. Par contre, il faut se rappeler qu'on a considéré qu'une section d'un mètre pour la résistance en cisaillement. En réalité, il y a une répartition tridimensionnelle des efforts de cisaillement qui est largement plus résistante et la section résistante est plus élevée.

La Figure 3-3 présente les efforts internes pour le modèle 2D pour ce qui a trait au moment de flexion, puis le Tableau 3-6 présente les moments fléchissants pondérés pour une section d'un mètre comparés aux moments résistants calculés.

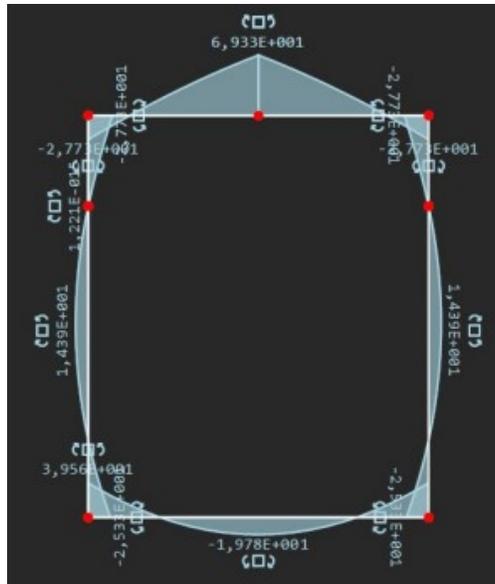


Figure 3-4 : Diagramme des efforts fléchissants sous charges de service

Tableau 3-7 : Moments fléchissants en service pour une section d'un mètre comparés aux moments résistants du Tableau 3-3

		Mur	Dalle	Dalle
		(haut/bas)	haut	bas
Efforts pondérés	Moment max (kNm)	14,4	69,3	19,8
	Moment min (kNm)	-27,7/-25,3	-27,7	-25,3
Résistants PRFV	Moment max (kNm)	<u>11,0</u>	<u>22,8</u>	22,8
	Moment min (kNm)	<u>-8,7/-11,0</u>	<u>-18,3</u>	<u>-18,4</u>

Encore une fois, il est important de noter que les résultats des Tableau 3-6 et Tableau 3-7 sont pour une section d'un mètre. Par exemple, l'effort ponctuel va sûrement se répartir sur plus d'un mètre. En réalité, les efforts internes sont beaucoup moins intenses et la résistance à ces charges est largement supérieure étant donné la nature hyperstatique que procure les chambres souterraines. Par contre, on remarque dans le tableau précédent que pour les PRFV, les critères sous charges de service sont beaucoup plus pénalisants que les critères à l'ÉLUL.

Le deuxième cas de chargement est celui où la charge est appliquée sur les ancrages des murs. Dans ce cas, on va considérer le mur comme une section équivalente en flexion verticale et

horizontale. Le Tableau 3-8 présente les moments pondérés maximaux comparés aux résistances en flexion, puis le

Tableau 3-9 présente le cisaillement pondéré maximal et le cisaillement résistant pour une section d'un mètre.

Tableau 3-8 : Moments fléchissants pondérés pour une section d'un mètre comparés aux moments résistants

	Mur horizontal	Mur vertical
Moment pondéré (kNm)	45,1	52,5
Résistant acier (kNm)	69,2	71,6
Résistant PRFV (kNm)	55,7	68,9

Tableau 3-9 : Cisaillements pour une section d'un mètre comparés aux cisaillements résistants du Tableau 3-4

	Mur horizontal
Cisaillement pondéré (kN)	158,6
Résistant acier (kN)	<u>91</u>
Résistant PRFV (kN)	<u>46</u>

On remarque que les valeurs des cisaillements sont très petites par rapport à l'effort interne. Par contre, il faut se rappeler que la résistance est calculée avec une section d'un mètre seulement et que le mur fait en réalité 2,15 m. Si on multiplie la valeur de l'acier par 2,15, on obtient une valeur supérieure à la valeur pondérée. Pour ce qui est des PRFV, le résultat de l'équation qui a servi à calculer la résistance du béton est la valeur minimale permise de l'équation (2.13). En prenant en compte tous les facteurs, on obtient une résistance de 255,4 kN qui est largement supérieure à 158,6 kN.

Flexion et cisaillement 3D

Pour faire l'analyse, M. Alexandre d'Amours a utilisé le logiciel 3D SAP2000 (logiciel d'éléments finis permettant la modélisation rapide et facile des structures). Le type d'élément

utilisé est des plaques ("*shell*"). Il a modélisé deux sections soit la base et la connexion en considérant dans les deux cas, que l'interface entre ces deux éléments est parfaitement rotulée. Les hypothèses pour la modélisation sont les suivantes :

- Il est important dans la modélisation des plaques d'indiquer une épaisseur, car le contraire ne prendrait pas en compte le cisaillement;
- Tous les murs verticaux ont une épaisseur de 150 mm et les dalles supérieures et inférieures (base) ont une épaisseur de 250 mm;
- L'analyse est purement linéaire;
- Les efforts de compression sont négligés dans la détermination des moments résistants (reste conservateur, car si on regarde la courbe d'interaction N-M, en augmentant un peu l'effort de compression, on augmente le moment résistant admissible, qui est plus grand que le moment résistant pur);
- Une seule configuration a été utilisé pour les deux chambres;
- La pièce du dessus (connexion) est soumise au premier cas de chargement seulement (compression). La base de la connexion est considérée comme des rouleaux sur tout le périmètre sauf dans les coins, où elle est considérée rotulée, car on admet qu'il n'y a pas de déplacement possible;
- La pièce du bas (base) est soumise au deuxième cas de chargement. Seul l'effort de compression de la connexion est transmise à la base.

Le modèle utilisé est illustré à la Figure 3-5.

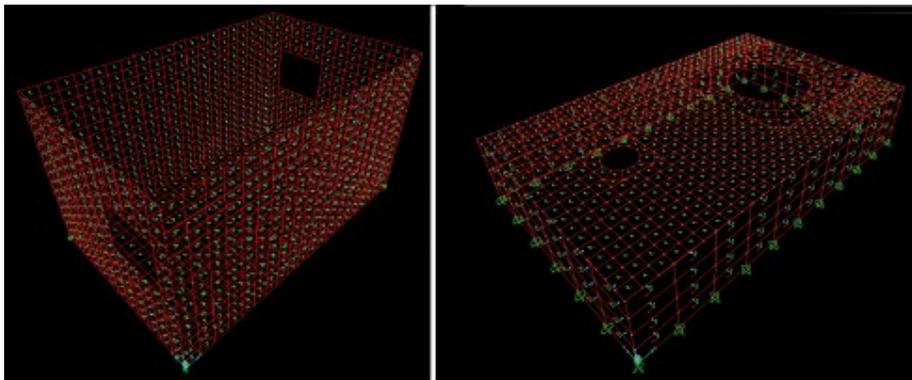
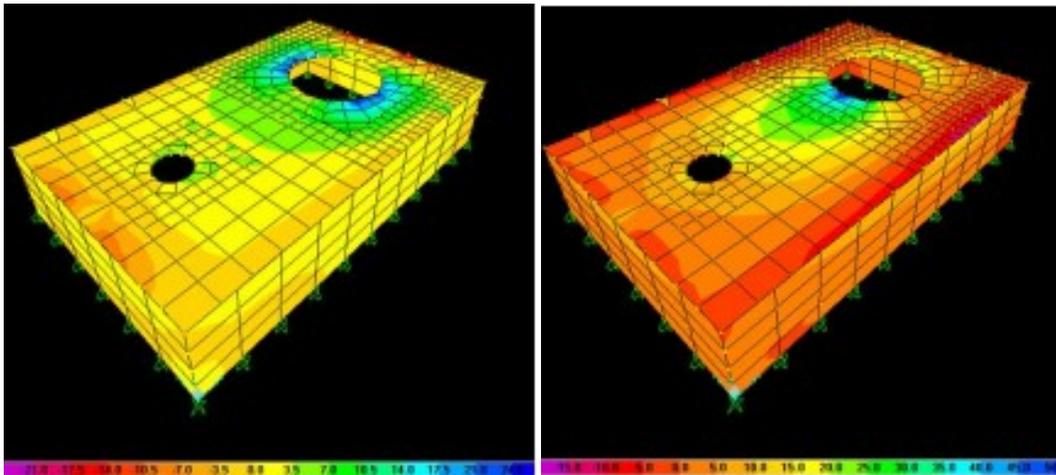
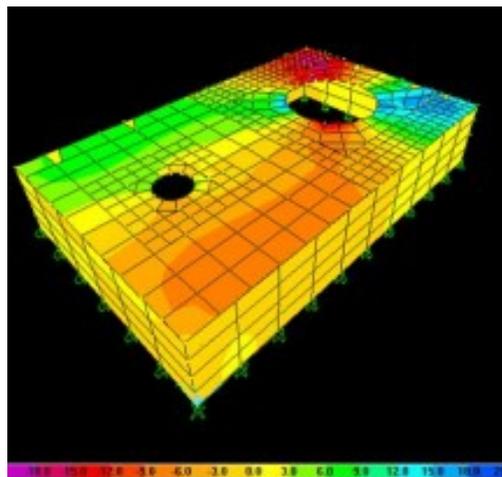


Figure 3-5 : Modèles de la base (gauche) et de la connexion (droite) dans SAP2000

La Figure 3-6 présente la distribution des contraintes de flexion dans la connexion pour les trois directions d'analyse, soit M_{11} (flexion dans le sens long), M_{22} (flexion dans le sens court) et M_{12} (torsion).



(a) Sens long (M_{11}) (b) Sens court (M_{22})



(c) Torsion (M_{12})

Figure 3-6 : Distribution des contraintes de flexion sur la connexion (kNm/m)

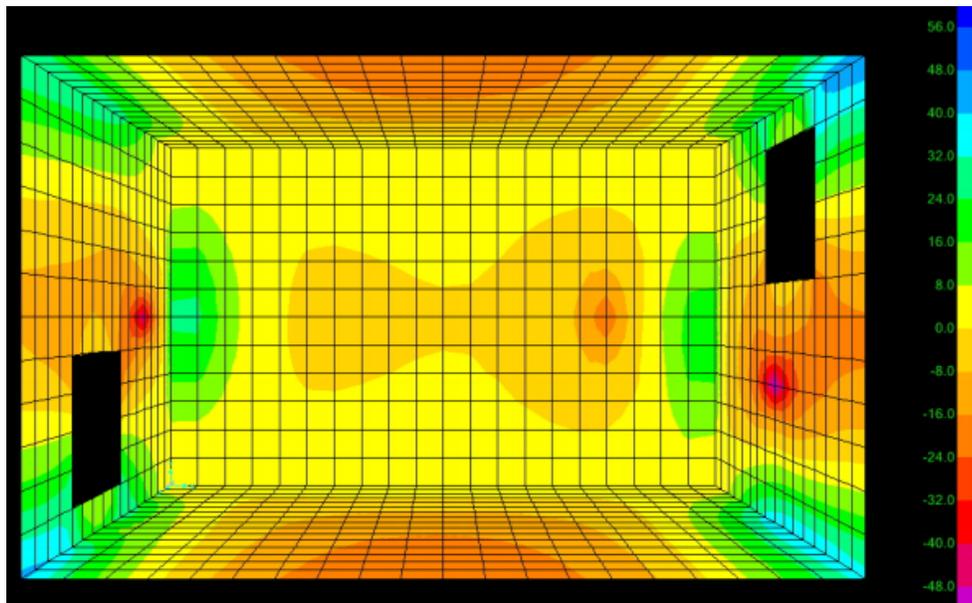
Le tableau suivant (Tableau 3-10) présente les résultats des résistances ainsi que les efforts pondérés de flexion entre les deux ouvertures pour une section de 1,3 m.

Tableau 3-10 : Moments fléchissants pondérés (SAP2000) pour une section de 1,3 m de la connexion (entre les deux ouvertures)

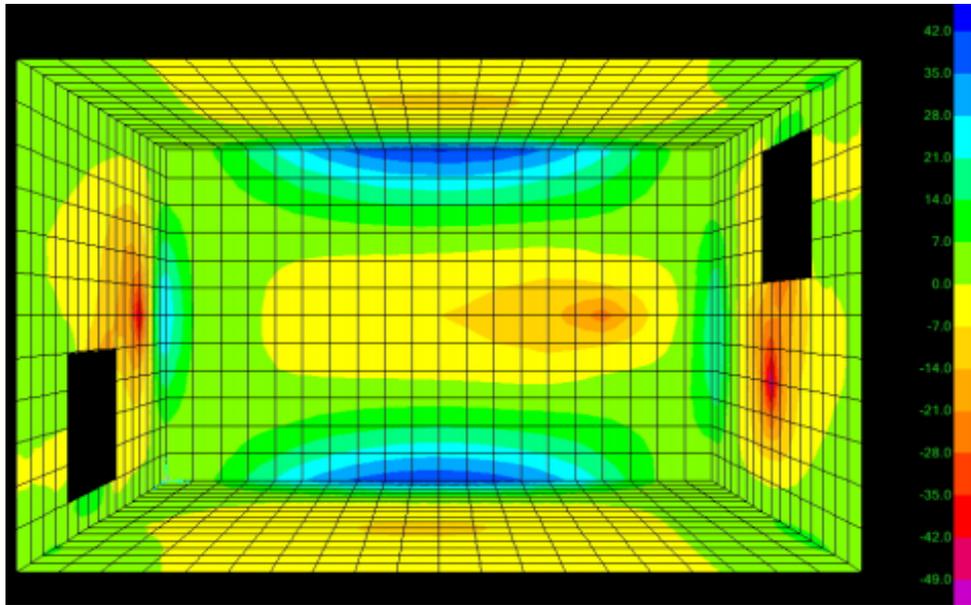
		Mur (haut/bas)	Dalle haut
Efforts pondérés	Moment max (kNm)	4,2	33,4
	Moment min (kNm)	-13,0	-13,0
Résistants acier	Moment max (kNm)	22,9	82,5
	Moment min (kNm)	-38,3	-82,5
Résistants PRFV	Moment max (kNm)	24,4	186,2
	Moment min (kNm)	-52,6	168,2

En réalisant le même exercice avec les charges de service, la conception de base est adéquate.

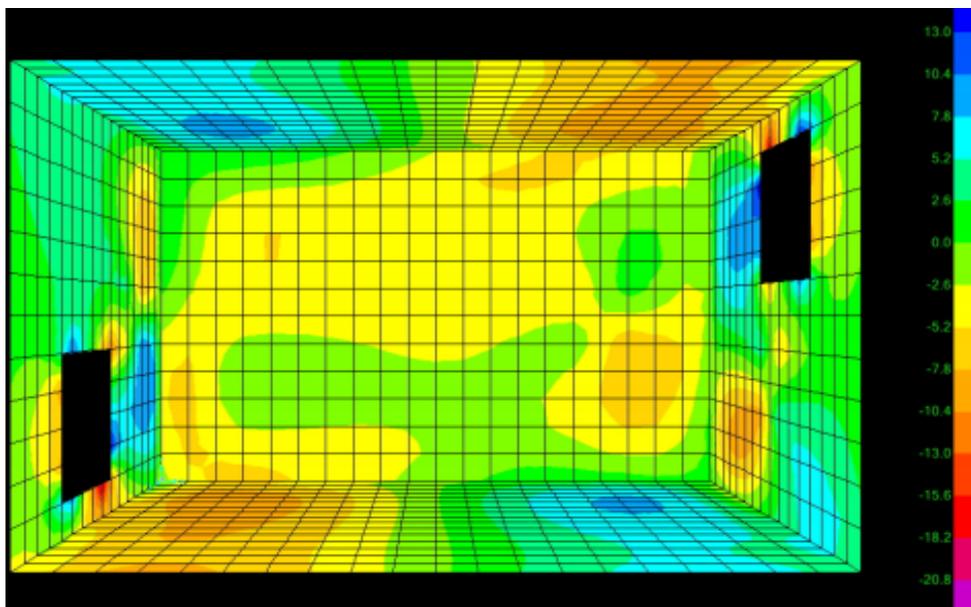
Le deuxième cas de chargement est pour la base des chambres et c'est par rapport à l'essai de tirage. La Figure 3-7 présente la distribution des moments dans les 3 directions.



(a) M_{11} (horizontal)



(b) M_{22} (vertical)



(c) M_{12} (torsion)

Figure 3-7 : Distribution des contraintes de flexion sur la base (kNm/m)

La résistance des sections et le calcul des efforts de flexion dans chacune des directions (verticale et horizontale) ont été fait également pour une section de 1,3 m. La torsion étant négligeable, elle n'a pas été comptabilisée dans les calculs. Le Tableau 3-11 présente les efforts ainsi que les résistances dans les deux directions. Il faut mentionner que la résistance

pour le mur ouest est considérée seulement avec une largeur effective de 0,9 m (présence des trous).

Tableau 3-11 : Moments fléchissants pondérés (SAP2000) pour la base

	Mur est		Mur ouest	
	M_{11}	M_{22}	M_{11}	M_{22}
Pondéré (kNm)	41,5	29,3	25,1	29,4
Résistant PRFV (kNm)	57,2	44,8	<u>20,0</u>	44,8
Résistant acier (kNm)	70,7	46,6	<u>23,7</u>	46,6

On remarque que le mur ouest pose problème. Par contre, comme mentionné, la section résistante n'est que de 0,9 m et non 1,3 m. Si on regarde la valeur pondérée divisée sur le moment résistant des PRFV, on obtient une différence de 26% d'écart. Si on fait le même exercice en divisant 1,3 / 0,9, on obtient une différence de 44% d'écart. En utilisant une section de 1,3 m, la capacité est adéquate. Il faut également se souvenir que la section calculée appartient à un mur et non à une poutre et qu'une capacité supplémentaire (non considérée dans la norme A23.3) peut être admise. Maintenant, en réalisant le même exercice avec les charges de service, le Tableau 3-12 présente les résultats de l'analyse.

Tableau 3-12 : Moments fléchissants de service (SAP2000) pour la base

	Mur est		Mur ouest	
	M_{11}	M_{22}	M_{11}	M_{22}
Service (kNm)	27,7	19,6	16,6	19,6
Résistant PRFV (kNm)	<u>18,8</u>	<u>14,3</u>	<u>7,5</u>	<u>14,3</u>

On remarque que les PRFV ne sont pas adéquats pour la charge de service. Cela s'explique par les critères très limitatifs sous charges de service pour les polymères renforcés de fibres. Cependant, le calcul a été réalisé avec un modèle pour les flèches très conservateur.

Voici le sommaire pour la flexion des observations de M. Alexandre d'Amours ainsi que quelques commentaires énoncés par l'auteur de ce mémoire :

- la résistance en flexion adéquate, sauf pour le mur ouest (M_{11}) causée par un manque de l'armature de renfort à cet endroit;
- il propose deux solutions pour contrer le manque du premier point : déplacer le rang d'armature plus à l'intérieur (augmente la résistance à 43,7 kNm) ou d'ajouter tout simplement des barres supplémentaires à l'endroit de l'ancrage;
- il mentionne que les moments en service sont inadéquats. Par contre, lors du tirage en chantier, la charge est seulement soutenue lors de l'installation qui doit durer un maximum d'une semaine. Ainsi, le critère en service doit être trop conservateur. En augmentant la limite de déformation en service (tirage), la majorité des données inadéquates pour le critère de service deviendraient après coup adéquates;
- Pour obtenir des valeurs de résistance plus réalistes, il faudrait inclure la compression dans le calcul en flexion. Ainsi, le moment résistant serait plus grand, autant à l'ultime qu'en service et la majorité des valeurs inadéquates deviendraient également adéquates.

Pour ce qui est du cisaillement, la vérification des résistances pour la connexion a été fait avec les contraintes en cisaillement, nommées S_{23} et S_{13} (SAP2000). Les valeurs internes sont largement en dessous des valeurs de résistance de la norme S806, tel que le démontre le Tableau 3-13.

Tableau 3-13 : Cisaillement pondéré comparé au cisaillement résistance de la connexion

	Horizontal	Mur vertical
Pondéré (kNm)	0,26	0,28
Résistant PRFV (kNm)	0,88	0,88
Résistant acier (kNm)	1,71	1,71

Pour ce qui est de la base, c'est le même constat que l'on fait. Il ne sera donc pas présenté pour alléger le mémoire.

Poinçonnement

Pour la dalle supérieure, le stabilisateur du camion (1,5*115 kN) additionné du poids de la cheminée de béton (1,25*25,4) sont les deux charges pour le poinçonnement. Pour le mur, c'est la traction du câble (1,25*134 kN) ainsi que l'addition de la pression du sol et hydrostatique (5,6 kN). Le Tableau 3-14 compare les valeurs pondérées et résistantes.

Tableau 3-14 : Résistance au poinçonnement des différentes parois

Paroi	Pondéré (kN)	Résistant (kN)	
	---	V_{acier}	V_{prfv}
Dalle	204	1565	808
Mur	171	185	<u>166</u>

La résistance au poinçonnement pour les PRFV est légèrement plus petite que la charge de dimensionnement. Il faut mentionner que le module des barres courbes est de 50 000 MPa au lieu de 62 600 MPa pour les barres droites. En réalité, les propriétés se rapprochent plus des barres droites que celles des barres courbes, donc le dimensionnement est adéquat. De plus, lors de l'installation, la pression du sol et hydrostatique ne feront pas trop d'effet. Par conséquent, le dimensionnement est adéquat.

En somme, le cisaillement est adéquat pour les deux types de chambres.

3.3 Prédiction de la rupture

Il pourrait avoir la rupture en flexion. Par contre, ce mode de rupture pour les deux types de chambre va être ductile, ce qui donne le temps pour prendre les mesures de sécurité nécessaires.

La rupture par poinçonnement est soudaine et sans avertissement. Les Tableau 3-15 et Tableau 3-16 sont les prédictions pour les différentes normes et références calculées :

Tableau 3-15 : Prédiction de la rupture par poinçonnement de la dalle

Type d'armature	Équation	Résistance (kN)
Acier	ACI318-05	2 643
	A23.3	2 692
	S6	3 172
	Rizk (2011)	1 925
PRFV	ACI440,1R-06	818
	S806	1 338
	Ospina (2003)	1 360
	El-Gamal (2005)	1 712
	Nguyen-Minh (2013)	2 104

Tableau 3-16 : Prédiction de la rupture par poinçonnement du mur

Type d'armature	Équation	Résistance (kN)
Acier	ACI318-05	280
	A23.3	319
	S6	336
	Rizk (2011)	410
PRFV	ACI440,1R-06	248
	S806	276
	Ospina (2003)	295
	El-Gamal (2005)	330
	Nguyen-Minh (2013)	206

3.4 Résultats des essais des chambres 1 à 8

Dans cette sous section, il sera présenté les figures (

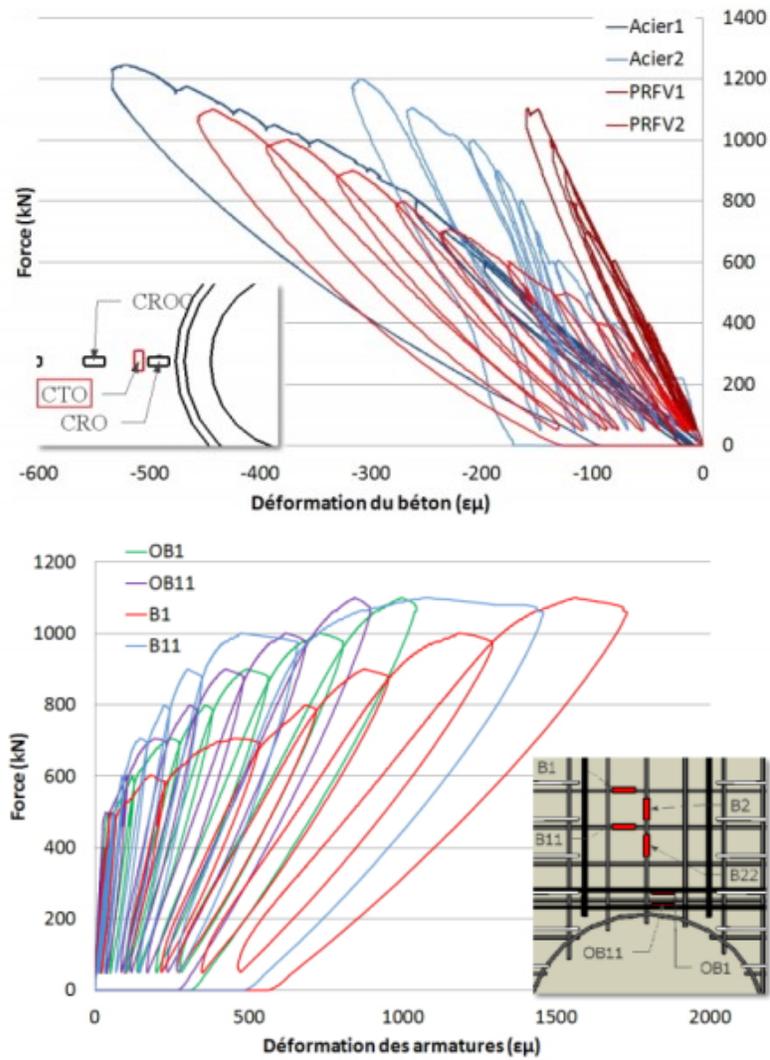


Figure 3-8 à

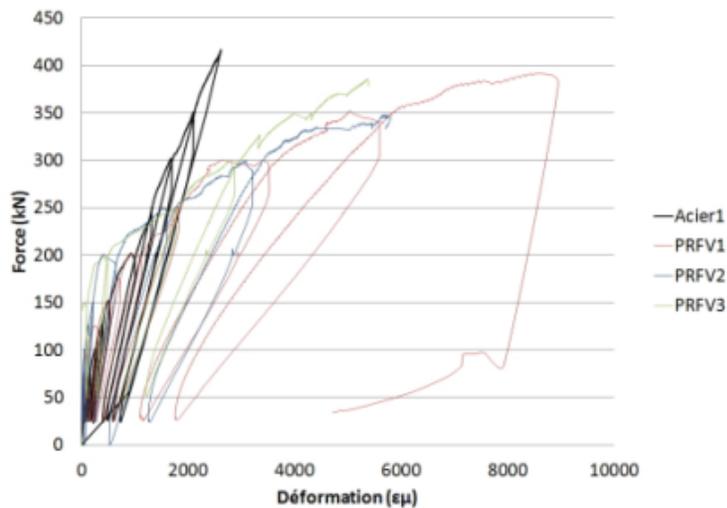
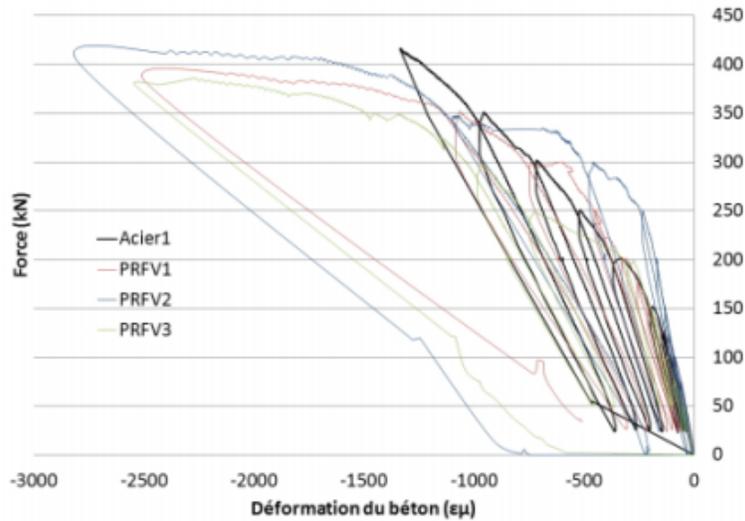
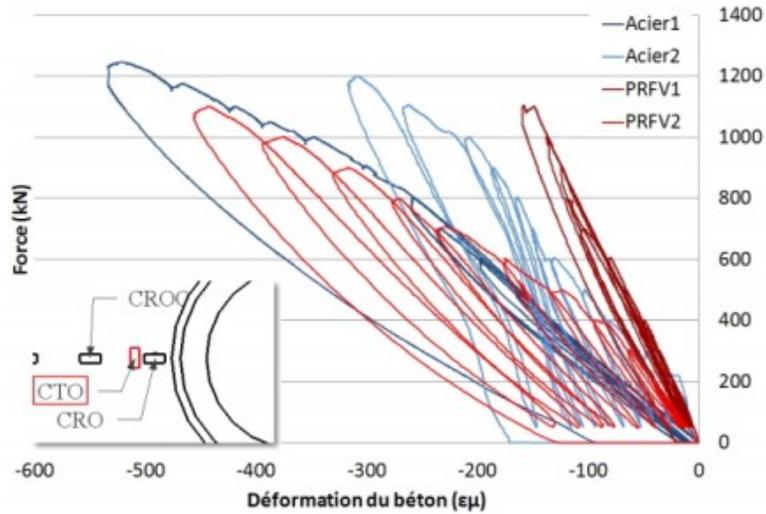
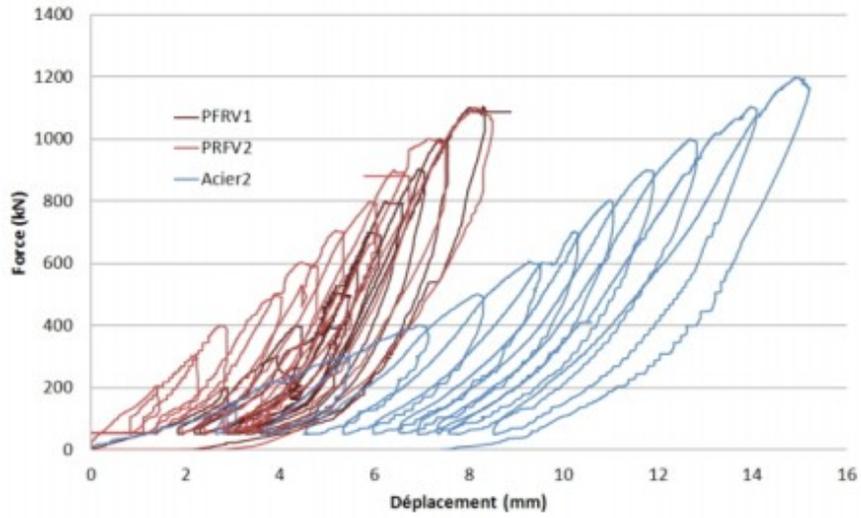
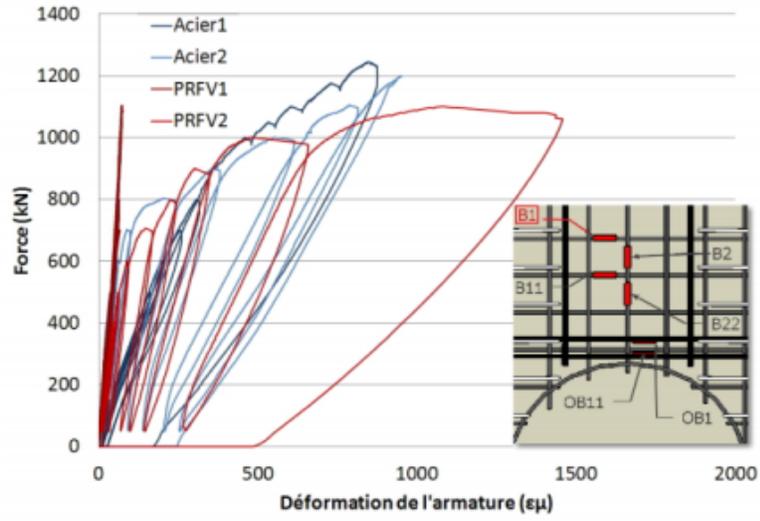


Figure 3-10) sans les description sur les résultats du mémoire de M. Alexandre d'Amours. Aucune analyse sera fait à partir de ses résultats. Par contre, dans l'avant dernier chapitre portant sur l'analyse des chambres par rapport aux critères de performance d'Hydro-Québec, certaines conclusions de ce volet seront reprises du mémoire de M. d'Amours pour conclure sur la performance globale des chambres et sur «l'équivalence» des chambres en PRFV par rapport à l'acier.

3.4.1 Essais de compression



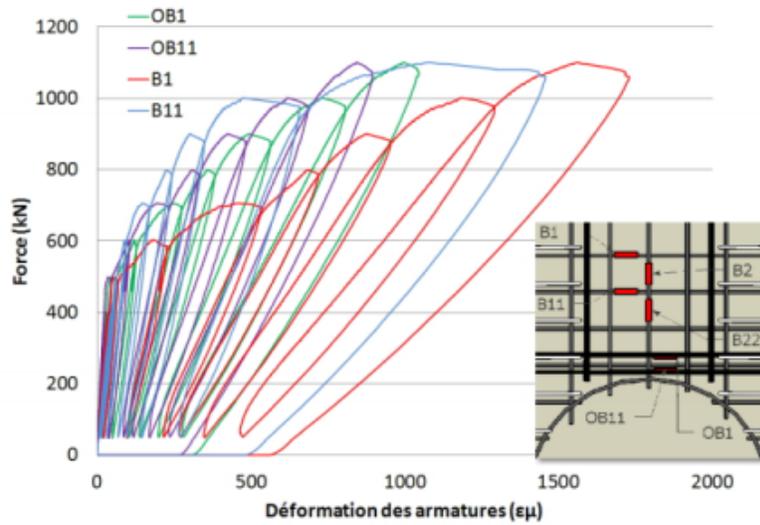
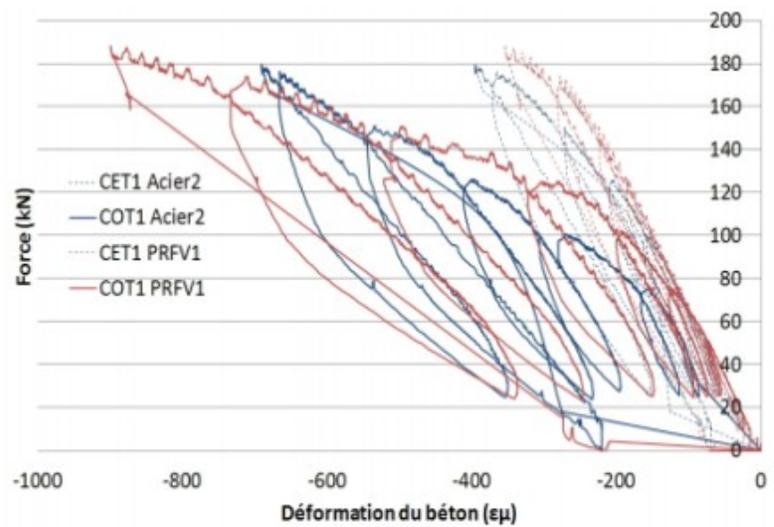
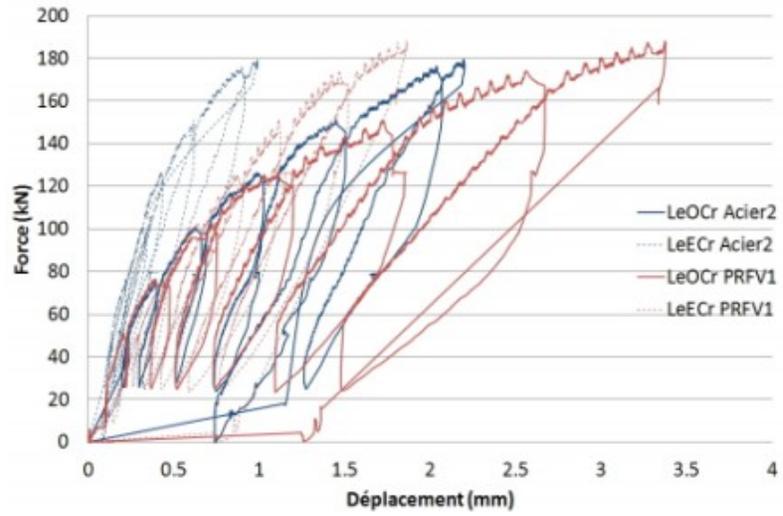
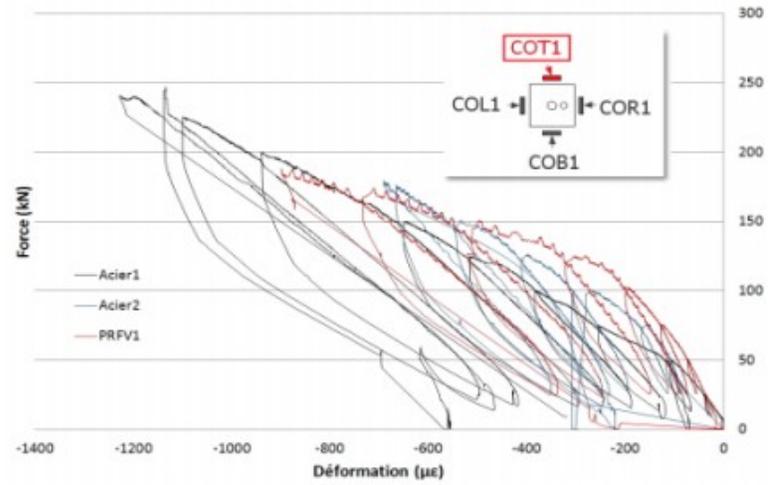


Figure 3-8 : Résultats expérimentaux sous charges de compression

Il faut mentionner que les chambres Acier1 et Acier2 dans le mémoire de M. Alexandre d'Amours sont en réalité Acier1 et Acier3 dans la matrice des essais du Tableau 4-. Pareillement pour PRFV1 et PRFV2 qui sont en réalité PRFV1 et PRFV3.

3.4.2 Essais de traction avec poulies

Force par rapport à la déformation du béton



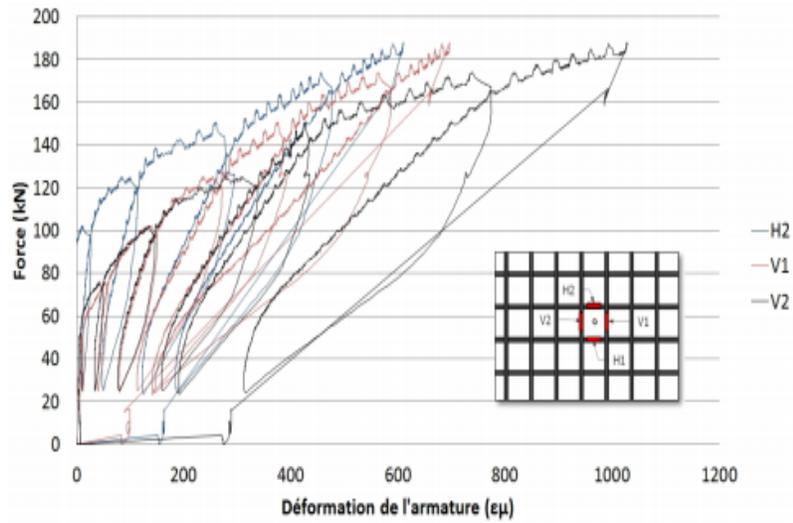
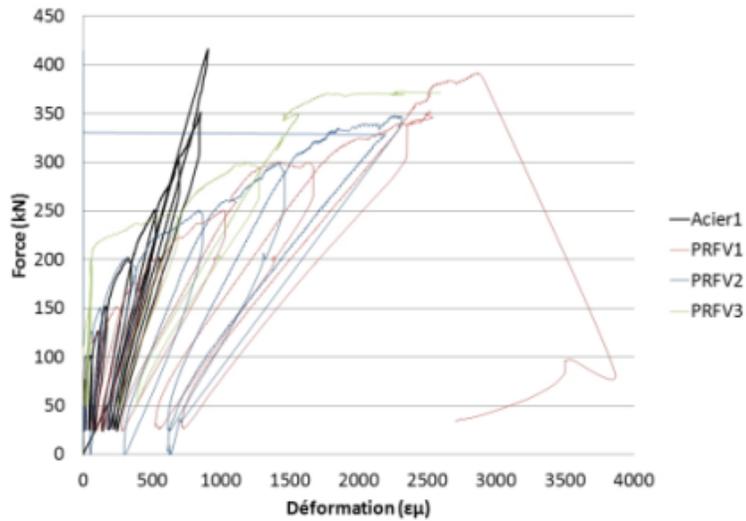


Figure 3-9 : Résultats expérimentaux sous charges de traction avec poulies

Tout comme la partie compression, Acier1 et Acier2 représentent Acier2 et Acier3 dans le Tableau 4-, sauf PRFV1 qui reste le même.

3.4.3 Essais de traction directe



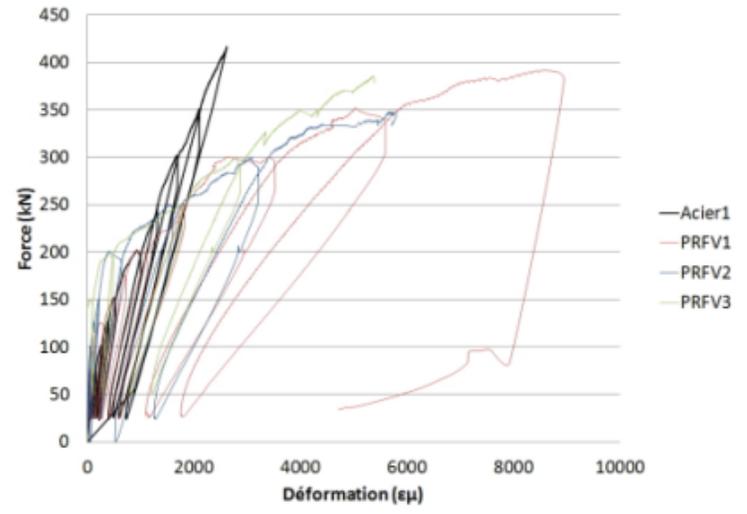
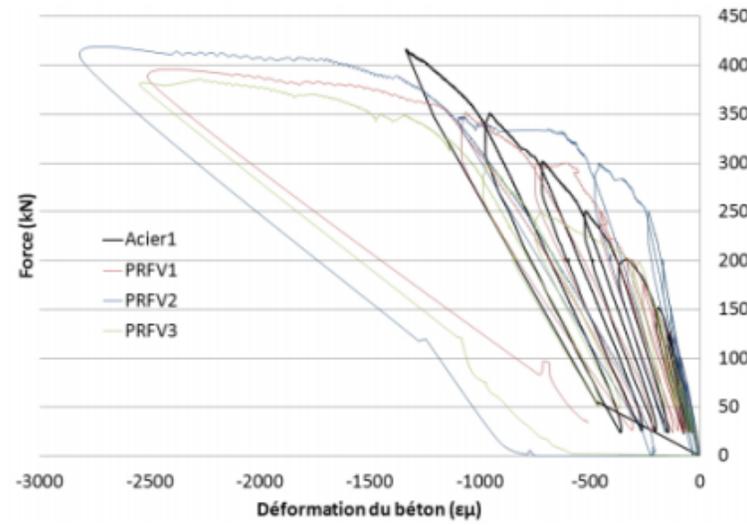
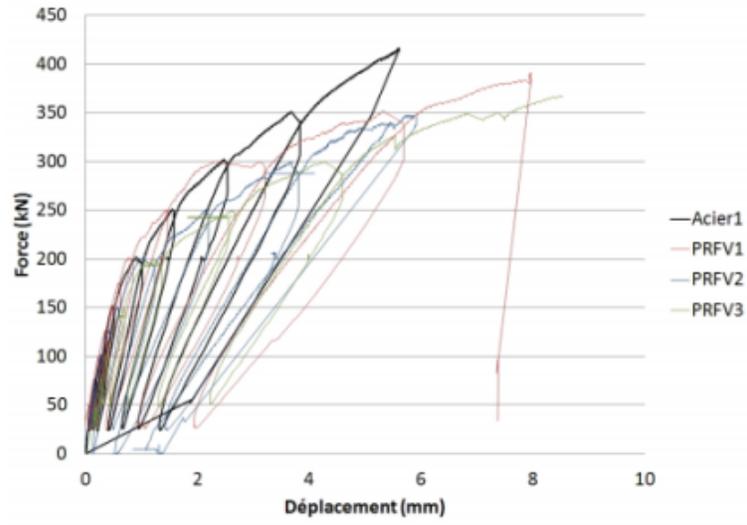


Figure 3-10 : Résultats expérimentaux sous charges de traction directe

CHAPITRE 4

Programme expérimental

4.1 Critères pour les essais expérimentaux

Un rapport d'expertise a été réalisé par le professeur Lachemi du département de génie civil de l'Université de Ryerson Polytechnic [Lachemi, 2001]. Cette étude portait sur l'analyse en 3D des chambres. Par contre, une étude par élément fini ne peut pas démontrer la résistance structurale des chambres en béton armé sans essais en laboratoire. Pour valider les chambres, Hydro-Québec a donné des critères pour les chambres en acier. Puis, étant donné que la technologie des PRF est relativement récente, le devis de performance d'Hydro-Québec n'en fait aucunement mention. Ainsi, on a proposé des critères pour les chambres incorporant des PRFV (Tableau 4-1). Le Tableau 4-2 présente un critère de conception pour les charges gravitaires étant proposé par l'Université de Sherbrooke.

Tableau 4-1 : Critères de performances d'Hydro-Québec pour le poinçonnement

Force	Critères - acier	Critères - PRFV
112 kN (service)	Fissure < 0,35 mm $\epsilon_s < 0,002$ Flèche < 4 mm	Fissure < 0,50 mm $\epsilon_s < 0,002$ Flèche < 4 mm
Après déchargement	Fissure $\approx 0,1$ mm $\epsilon_s \approx 0$ Flèche nulle	Fissure $\approx 0,1$ mm $\epsilon_s \approx 0$ Flèche nulle
168 kN (pondéré)	$\epsilon_s < 0,002$	$\epsilon_{prfv} < 0,002$
202,4 kN (limite élastique)	$\epsilon_s < 0,002$	---
258 kN (zone plastique)	Fissure non limitée $\epsilon_s > 0,002$ Flèche < 25 mm Début de rupture en cisaillement	Fissure non limitée $\epsilon_{prfv} < 0,5\epsilon_{prfu}$ Flèche < 25 mm Début de rupture en cisaillement
Rupture	---	Par poinçonnement Aucune rupt. d'armature

Tableau 4-2 : Critères de performances de l'Université de Sherbrooke pour les charges gravitaires

Force	Critère - acier	Critère - PRFV
459 kN (service)	Fissure < 0,35 mm $\epsilon_s < 0,002$ $\Delta < 10$ mm	Fissure < 0,50 mm $\epsilon_s < 0,002$ $\Delta < 10$ mm
557 kN (pondéré)	$\Delta < 25$ mm	$\Delta < 25$ mm

Le protocole d'essais d'Hydro-Québec demande également un contrôle des matériaux. Il est mentionné que les propriétés des matériaux lors des essais ne doivent pas être $\pm 10\%$ de la valeur indiquée au devis. Par contre, lors de la réception des chambres, la résistance de celles-ci était au-delà de 75 MPa et il avait été mentionné 60 MPa. La valeur limite de 60 MPa du béton en compression provient des codes canadiens, car ils ne considèrent pas les bétons hautes performances.

4.2 Matrice des essais expérimentaux

Le programme expérimental est divisé en trois sections : les matériaux, les montages et l'instrumentation utilisée. Le Tableau 4- présente la matrice des essais expérimentaux tout au long de la recherche (incluant les travaux effectués par M. Alexandre d'Amours). On remarque que les 8 premières lignes sont foncées. Ce sont les travaux effectués par M. d'Amours (Acier1 à Acier4 inclusivement). Les essais expérimentaux de ce présent mémoire s'attarde sur les 9 derniers spécimens (de Acier5 à PRFV10 inclusivement).

Il faut mentionner que la séquence des essais n'était pas prévue dès le départ. Dans la majorité des cas, un travail considérable en partenariat avec Hydro-Québec était fait pour déterminer l'expérience suivante en fonction des résultats et de l'analyse de ces résultats.

Tableau 4-3 : Matrice des essais expérimentaux sur les chambres souterraines

ID	Comp.	Trac. (Poullies)	Trac. (directe)	1M cycles	1P2P3 P	Trac. + PS
Acier1	1	---	---	---	---	---
Acier2	---	1	---	---	---	---
Acier3	1	2	---	---	---	---
PRFV1	1	2	---	---	---	---
PRFV2	---	---	1	---	---	---
PRFV3	1	---	2	---	---	---
PRFV4	---	---	1	---	---	---
Acier4	---	---	1	---	---	---
Acier5	2	---	---	1	---	---
PRFV5	2	---	---	1	---	---
PRFV6	2	---	3	---	1	---
Acier6	2	---	3	---	1	---
PRFV7	---	---	---	---	---	1
Acier7	---	---	---	---	---	1
PRFV8	---	---	---	---	---	1
PRFV9	---	---	---	---	---	1
PRFV10	---	---	---	---	---	1
Total	8	3	7	2	2	5

Note : Comp. = Compression, Trac. = Traction, 1M = 1 million et PS = Patte stabilisatrice

4.3 Matériaux

Des essais sur des cylindres de béton, fournis par *Lécuyer et fils*, démontrent que la résistance en compression de ceux-ci à 28 jours varie entre 62,4 et 80,5 MPa, pour une moyenne de $68,7 \pm 11,8$ MPa à 28 jours. Lors des essais en laboratoire, la résistance moyenne des essais sur cylindres était de $82,3 \pm 19,3$ MPa. Les écarts viennent du fait que le béton frais est mélangé dans des conditions climatiques non favorables. Le béton utilisé pour la connexion est un béton de hautes performances avec 6% d'air entrainé avec 200 mm d'affaissement en moyenne. Pour la base, un béton du même type et du même pourcentage d'air entrainé que la connexion est utilisé avec un affaissement de 450 mm cette fois-ci (semi-autoplaçant). Le type de ciment utilisé est du HEB-SF de Holcim avec fumée de silice ayant pour adjuvants du Glenium 7700 et MicroAir. Les proportions exactes demeurent toutefois un secret de commerce. Les résistances en compression du béton à 28 jours sont données dans le Tableau 4-3. Elles sont une moyenne entre la base et la connexion.

Tableau 4-3 : Résistances en compression à 28 jours des 17 chambres

No. Acier	1	2	3	4	5	6	7			
$f'c$ (MPa)	77,6	73,3	80,5	67,2	62,4	64,2	71,7			
No. PRFV	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$f'c$ (MPa)	79,9	71,1	79,6	72,4	71,7	77,9	71,8	68,7	72,6	73,7

4.3.1 Chambres en acier

Les barres d'acier utilisées sont de grade 400W. La taille des barres varie de 15M (Aire = 200 mm²) à 25M (Aire = 500 mm²). Les cages d'acier sont inspectées par une firme externe avant la coulée du béton pour s'assurer que l'emplacement des barres respecte les tolérances maximales (Figure 4-1).



Figure 4-1 : Cage d'acier pour les chambres souterraines en acier

4.3.2 Chambres en PRFV

Les barres d'armature en matériaux composites utilisées sont les barres haut module V-ROD de Pultrall. Ces barres sont composées d'environ 60% du volume de fibres de verre et d'une matrice de résine thermodurcissable vinylester. Les caractéristiques des différents diamètres des barres se trouvent dans le tableau de Pultrall en annexe. Tel que mentionné auparavant, le dimensionnement de base a été fait avec l'acier et on a tout simplement remplacé les barres en acier par leur équivalent en diamètre avec ces PRF (Figure 4-2).



Figure 4-2 : Cage de PRFV pour les chambres souterraines en PRFV

4.4 Géométrie et programmes expérimentaux

4.4.1 Géométrie de base

La Figure 4-3 démontre les différentes dimensions des spécimens, soit des chambres de type 3 d'Hydro-Québec. L'épaisseur des murs est de 150 mm et celle de la dalle du couvercle est de 250 mm. L'épaisseur de la dalle au sol varie de 210 à 250 mm pour permettre l'écoulement de l'eau vers le drain de fond.

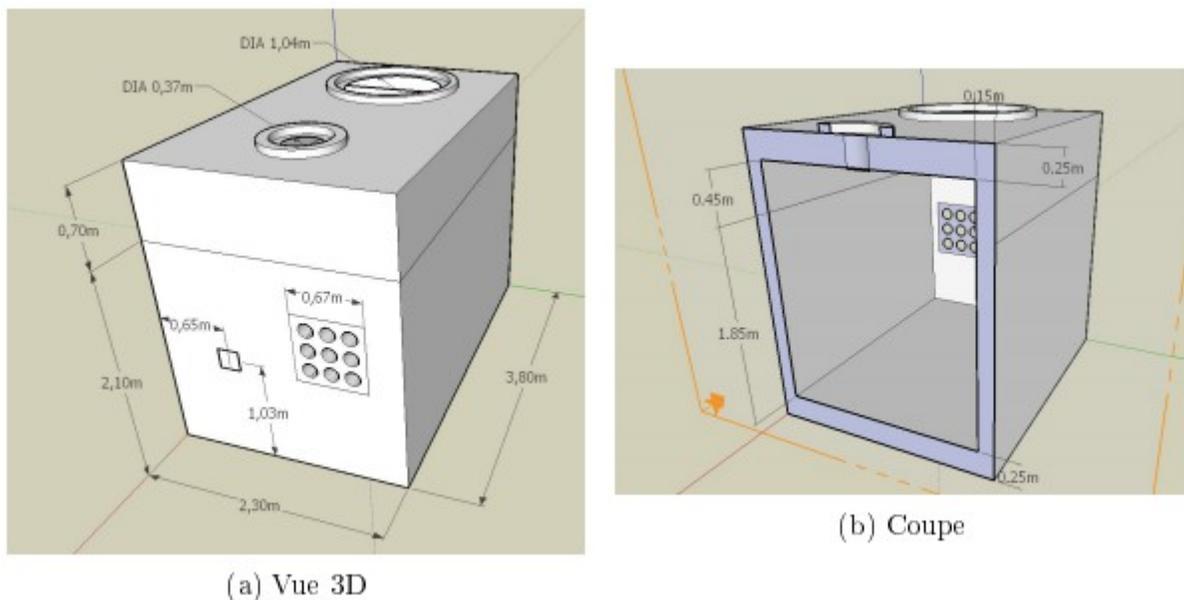


Figure 4-3 : Dimensions d'une chambre de type 3 d'Hydro-Québec

L'espacement des armatures principales de la dalle (connexion) est de 200 mm et celui des armatures principales des murs (base) est de 125 mm. De plus, des renforts à certains endroits sont requis pour d'autres considérations.

4.4.2 Essais avec charges verticales

Pour simuler l'effet des charges verticales causé par les véhicules et les charges mortes, un vérin hydraulique est placé sur le puisard, tel qu'illustré à la Figure 4-4.

Pour les essais dynamiques - 1 000 000 de cycles, on a appliqué une charge minimale de 48 kN et une charge maximale de 168 kN pour un différentiel de 120 kN. Pour ce qui est de la charge 48 kN, un charge morte de 38,8 kN, due au poids des terres, a été calculée avec un facteur de pondération de 1,25. Pour le différentiel de 120 kN, c'est le cas du trafic 2 qui était le plus critique. En effectuant une distribution des contraintes avec Boussinesq, on obtenait une valeur sur le couvercle de 80 kN. En pondérant de 1,5 cette charge, on obtenait 120 kN de différentiel de charge cyclique. Finalement, on applique 1 million de cycles à 2 Hz.

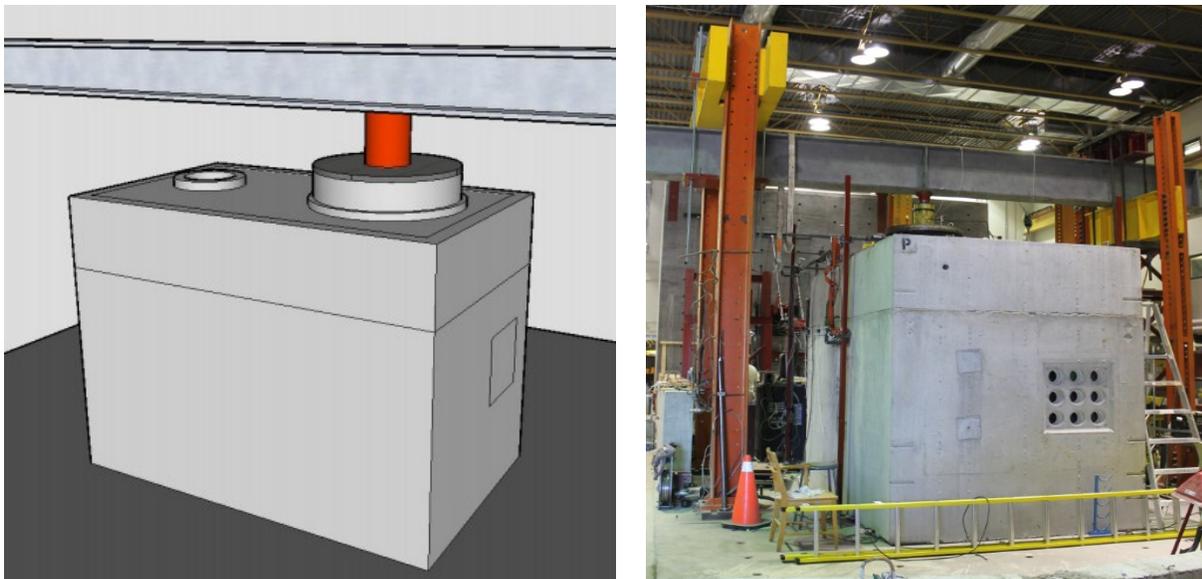


Figure 4-4 : Schéma du montage expérimental à gauche et photo présentant le montage réel à droite pour les essais dynamiques (également utilisé pour les essais de compression)

Pour les essais dynamiques - 1P2P3P, il y a 3 étapes :

- 100 000 cycles à 2 Hz avec une charge minimale de 48 kN et une charge maximale de 168 kN;
- 100 000 cycles à 2 Hz avec une charge minimale de 48 kN et une charge maximale de 288 kN;
- 100 000 cycles à 2 Hz avec une charge minimale de 48 kN et une charge maximale de 408 kN;

On remarque que le différentiel de charge augmente de 1 fois, 2 fois et 3 fois à chaque étape, soit de 120 kN, 240 kN et 360 kN.

Finalement, pour ce qui est des essais de compression, la charge est graduellement appliquée par cycles de chargement/déchargement de 100 kN à une vitesse maximale de 0,5 kN/s. Afin de ne pas endommager le montage, l'atteinte d'une charge maximale a été proposée, soit de 950 kN par rapport à la charge.

4.4.3 Essais de traction directe

Le montage de traction directe permet de trouver la résistance au poinçonnement d'un seul mur. Le vérin hydraulique est appuyé sur le mur opposé de l'endroit où l'on veut le poinçonnement. Le câble est attaché directement sur l'ancrage de la plaque d'acier, tel qu'illustré à la Figure 4-5.

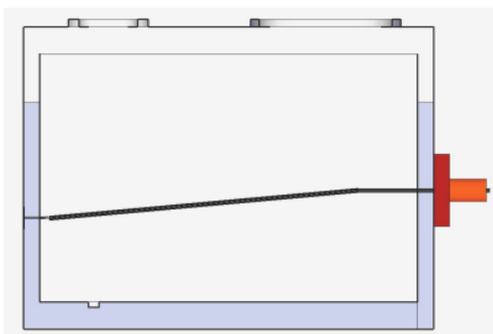


Figure 4-5 : Schéma du montage expérimental à gauche et photo présentant le montage réel à droite pour les essais de traction directe

L'application de la charge se fait à un taux maximal de 0,5 kN/s jusqu'à la rupture par poinçonnement. Le chargement va comme suit :

- 0 à 75 kN;
- on réduit à 50 kN, donc on diminue de 25 kN;
- on augmente de 50 kN pour atteindre 100 kN;
- on diminue de 25 kN et ainsi de suite jusqu'à l'atteinte de la rupture.

Ce type de chargement est différent de ce qui a été fait auparavant par M. Alexandre d'Amours. En effet, il augmentait la charge de 100 kN à chaque fois et il déchargeait jusqu'à 25 kN. Par contre, à la suite des conclusions du volet de M. d'Amours et avec la confirmation de M. Chekired d'Hydro-Québec, le schéma de chargement pour le volet de ce mémoire a été utilisé pour un soucis de rapidité et d'efficacité.

Les fissures sont observées à la fin de chaque cycle de chargement. Au sujet des charges jugées trop élevées, la vérification de fissures à l'intérieur n'est pas effectuée par mesure de sécurité.

4.4.4 Essais de traction directe avec patte stabilisatrice

Cet essai est une combinaison de la traction directe avec une charge de compression. Par contre, la charge de compression est appliquée vers le petit trou d'accès (plus critique par rapport à l'armature) et est désaxée, telle qu'illustrée la Figure 4-6.

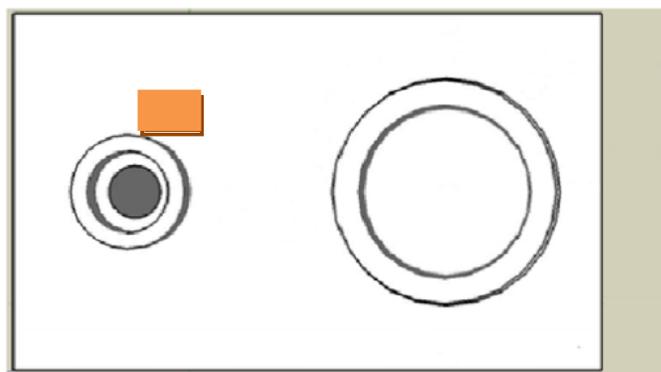


Figure 4-6 : Schéma de l'application de la patte stabilisatrice (compression)

Ce cas, est un cas de chargement représentant l'installation des câbles d'électricité juste avant le remblayage. Dans un premier temps, on applique 180 kN à un taux de charge de 0,5 kN/s ensuite, on effectue l'essai de tirage directe tel que spécifié dans la section 4.4.3.

4.5 Instrumentation

Trois types d'instruments sont utilisés : des jauges de déformation pour les armatures, des jauges de déformation sur le béton et des jauges de déplacement de type *LVDT*. Le positionnement des jauges peut légèrement varier entre les chambres (certaines chambres sont plus instrumentées que d'autres à la demande d'Hydro-Québec).

4.5.1 Essais dynamiques et de compression

Positionnement des jauges sur le béton

Les Figures Figure 4-7 et Figure 4-8 illustrent le positionnement des jauges de déformation sur le béton.

Positionnement des jauges sur l'armature

Les Figures Figure 4-9 et Figure 4-10 illustrent le positionnement des jauges de déformation sur le béton.

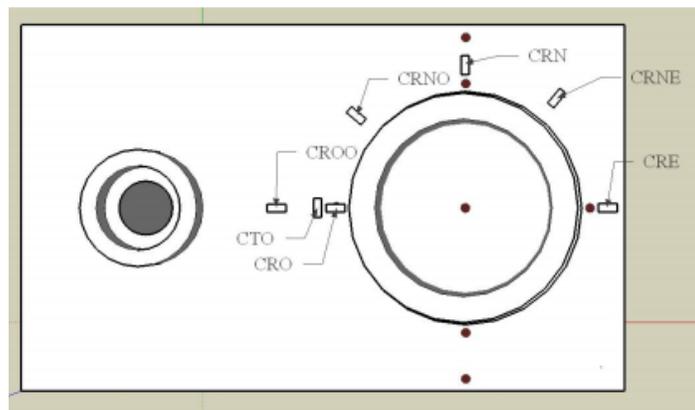


Figure 4-7 : Jauges de déformation pour le béton sur le dessus de la chambre

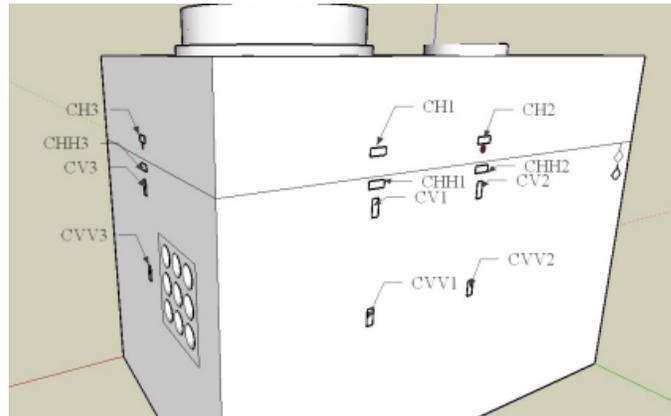


Figure 4-8 : Jauges de déformation pour le béton sur les côtés de la chambre

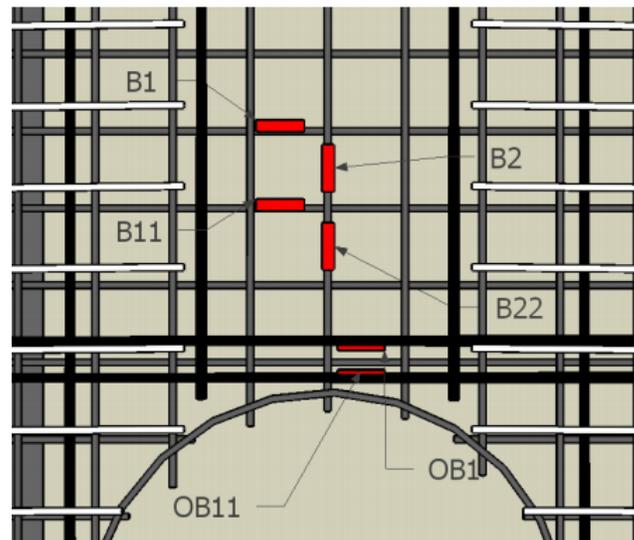


Figure 4-9 : Jauges de déformation pour l'armature sur le dessus de la chambre

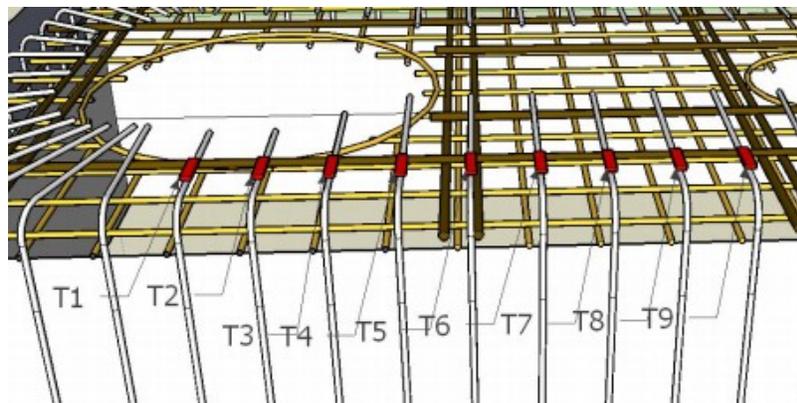


Figure 4-10 : Jauges de déformation pour l'armature courbe sur le dessus de la chambre

Positionnement des LVDT sur le béton

La Figure 4-11 illustre le positionnement des jauges à déplacement sur l'extérieur de la chambre.

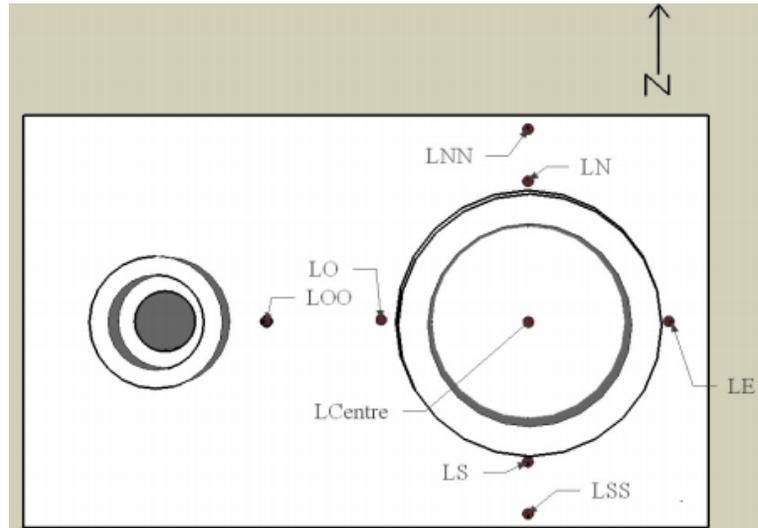


Figure 4-11 : Jauges de déplacement sur le béton sur le dessus de la chambre

4.5.2 Essais de traction directe

Positionnement des jauges sur le béton (face extérieur)

La Figure 4-12 présente le positionnement des jauges de déformation du béton ainsi que le positionnement des jauges de déplacement sur le béton sur l'extérieur du mur.

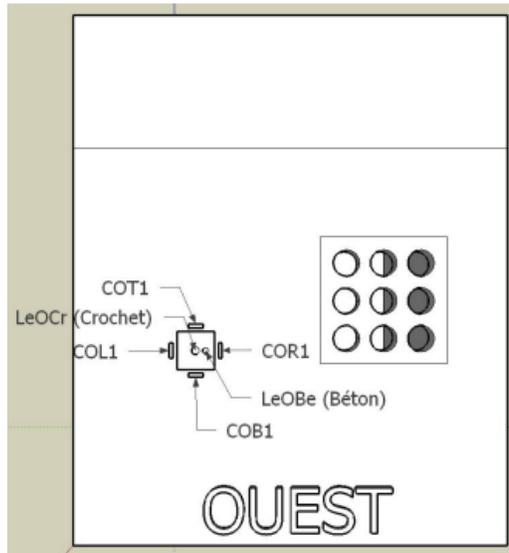


Figure 4-12 : Jauges de déformation sur le béton (commençant par C) ainsi que les jauges de déplacement sur le béton (commençant par L)

Positionnement des jauges sur l'armature

La Figure 4-13 illustre l'emplacement des jauges de déformation sur l'armature

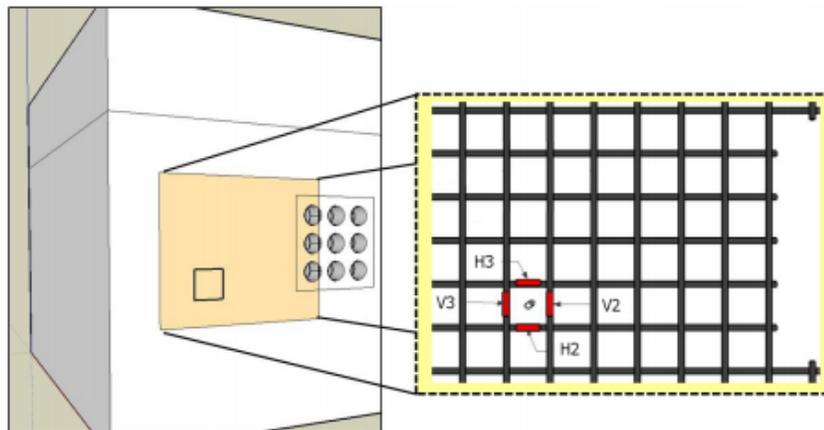


Figure 4-13 : Jauges de déformation sur les armature autour de l'ancrage

Positionnement des LVDT sur le béton (face intérieur)

La Figure 4-14 démontre le positionnement des LVDT sur la face intérieur où l'ancrage.

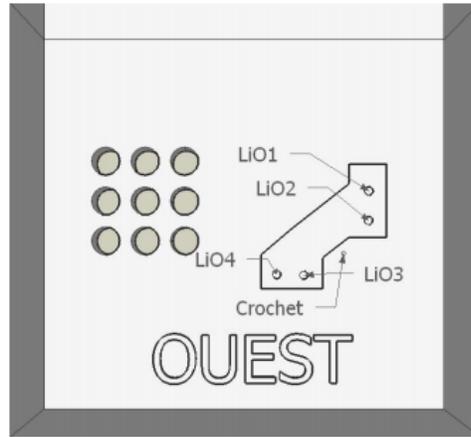


Figure 4-14 : Jauges de déplacement autour de l'ancrage sur la face intérieur

4.5.3 Essais de traction directe avec patte stabilisatrice

Pour ce type de test, on utilise la même instrumentation que pour les essais de traction directe (Figure 4-12 à Figure 4-14)

CHAPITRE 5

Résultats et analyse

5.1 Essais dynamiques - 1 000 000 de cycles

L'essai dynamique à 1 000 000 de cycles a été effectué sur deux chambres au total, soit une en acier (#9) et une en PRFV (#10). Ainsi, pour continuer la série que M. Alexandre d'Amours avait commencée dans son analyse, on va respectivement les nommer Acier 5 et PRFV 5. Ayant fait les tests à 2 Hz, les tests ne pouvaient pas être effectués en une seule journée. Effectivement, les règlements de l'Université de Sherbrooke ne permettaient pas d'effectuer les tests en dehors des heures permises, sauf si un technicien était sur place. Suite à une discussion avec Hydro-Québec et en analysant les valeurs au début de ces tests, on détermine que les arrêts fréquents n'influençaient en rien le comportement global et la validité des chambres. Au contraire, dans la réalité, le passage des véhicules n'est pas constant dans le temps. Il peut donc y avoir des pauses de plusieurs heures sans qu'aucun passage de véhicules ne soit enregistré. Par conséquent, le test peut être comparatif de la réalité.

Il faut mentionner qu'aucune jauge de déformation ont été installés dans la base, sauf à l'endroit des essais de traction directe et près de l'interface du couvercle et la base. Tel qu'il a été vu dans les recherches du volet 1, la déformation dans la base est négligeable, de l'ordre de $\pm 100 \mu\epsilon$ sous charge statique (ultime). La base n'a donc aucun intérêt d'être validée, sauf pour le poinçonnement, évidemment.

5.1.1 Arrêt/marche schéma pour les chambres Acier5 et PRFV5

Lors de l'expérimentation des deux chambres, il y a eu des arrêts fréquents. Pour donner au lecteur une idée du temps total de l'expérimentation, à 2 hertz, avec 1 000 000 de cycles, il faut 500 000 secondes représentant 138,9 heures. Avec un horaire établi de 8 heures le matin à 4 heures le soir, il a fallu environ 20 jours pour tout tester. C'est pour cette raison qu'on n'a pas pu effectuer les essais en continu. Au début, on a essayé de prolonger la durée avec la chambre Acier5. Cependant, après vérification des données et après discussion avec Hydro-Québec, on

a conclu que ces arrêts n'avaient pas d'effet significatif sur le comportement puisque les chambres sont dans un premier temps hyperstatique (redistribution des contraintes) et dans un deuxième temps, elles sont très résistantes et rigides. Ainsi, pour la chambre PRFV5, on a respecté la plage horaire discutée précédemment.

La Figure 5-1 présente les périodes où l'on a arrêté les essais à la fin de chaque séance. On remarque alors que pour la chambre en acier (Acier5), les arrêts sont en moyenne moins fréquents que ceux de la chambre PRFV5. En effet, tel que déjà expliqué, on a essayé de réduire le temps des tests et d'effectuer, dans la mesure du possible, les tests de façon continue en diminuant le nombre d'arrêts.

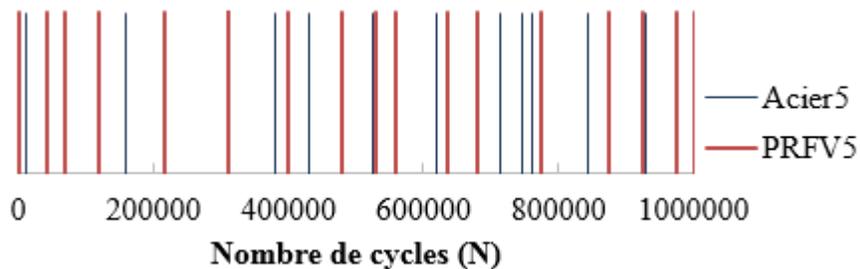


Figure 5-1 : Schéma des arrêts pour les deux chambres (Acier5 et PRFV5)

5.1.2 Déformation dans l'armature

La Figure 5-2 présente l'armature la plus sollicitée de toutes les jauges installées sur la chambre en acier (Acier 5) ainsi que la troisième plus chargée pour la chambre en PRFV (PRFV5). C'est l'armature B1, située sur la quatrième armature à partir de la cheminée, armée dans le sens court de la dalle.

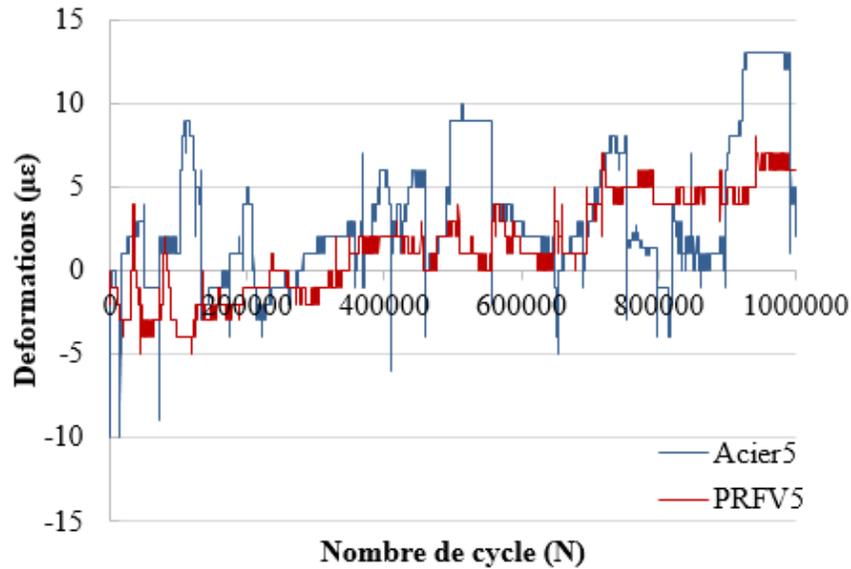


Figure 5-2 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 dans l'armature B1

On remarque que le comportement moyen est relativement similaire entre les deux types de chambres. En effet, le niveau de déformation dans les armatures est grandissant tout au long de l'expérimentation. Pour Acier5, les déformations se situent sur une plage de $\pm 15 \mu\epsilon$, ce qui est négligeable pour les conditions en service. Les sauts viennent de la relaxation des barres d'armature entre les arrêts/marches. Pour PRFV5, la Figure 5-3 présente les déformations pour toutes les armatures instrumentées.

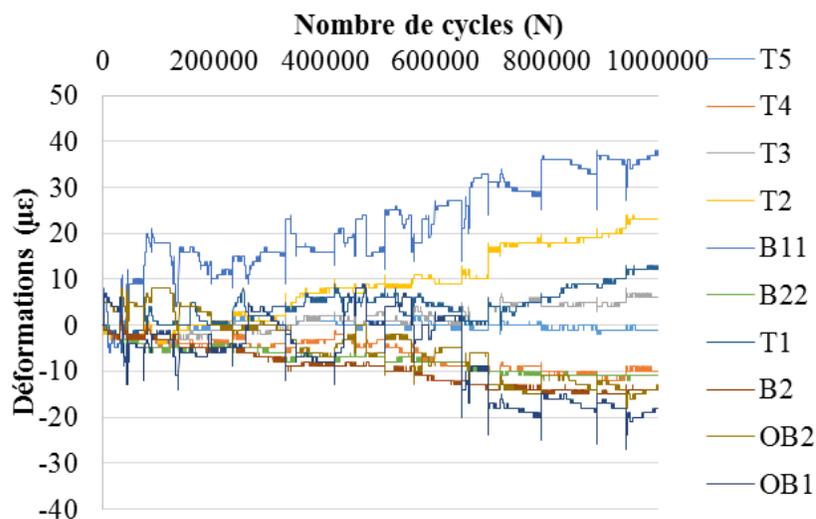


Figure 5-3 : Déformation dans la chambre PRFV5 dans les armatures

On peut remarquer que l'amplitude des déformations est peu élevée pour toutes les armatures en PRFV. La plage maximale pour la déformation après 1 000 000 de cycles est comprise entre 40 et -30 $\mu\epsilon$, ce qui est considéré comme étant négligeable.

5.1.3 Déformation dans le béton

La Figure 5-4 présente le comportement typique que l'on retrouve sur le côté latéral pour les chambres. On remarque une augmentation de la déformation en compression pour les deux types de chambres. De plus, on remarque que la chambre PRFV5 présente une déformation en compression plus élevée que celle de l'Acier5. Ce comportement est normalement attendu puisque les PRFV présentent une rigidité quatre fois moins élevée que celle de l'acier.

Pour la chambre Acier5, la plage de déformation pour le béton situé sur le côté latéral varie entre -20 à 20 $\mu\epsilon$, ce qui est tous aussi négligeable. En fait, toutes les jauges présentent une déformation légèrement décroissante. Pour ce qui est de la chambre PRFV5, la décroissance de la déformation est beaucoup plus marquée que pour celle de la chambre Acier5. En effet, la Figure 5-5 démontre que la déformation du côté latéral du couvercle et celle en haut de la base, sont supérieures à celle de la chambre Acier 5 de la Figure 5-4. Effectivement, la jauge située sur la partie supérieure de la base présente le plus de déformations, soit environ 150 $\mu\epsilon$ restant négligeable par rapport à la déformation maximale des barres de PRFV.

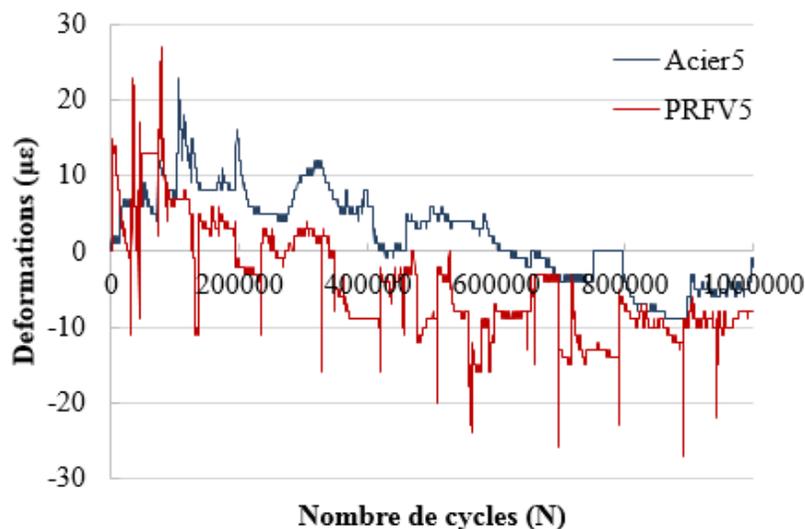


Figure 5-4 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 dans le béton du côté latéral CH1 du couvercle

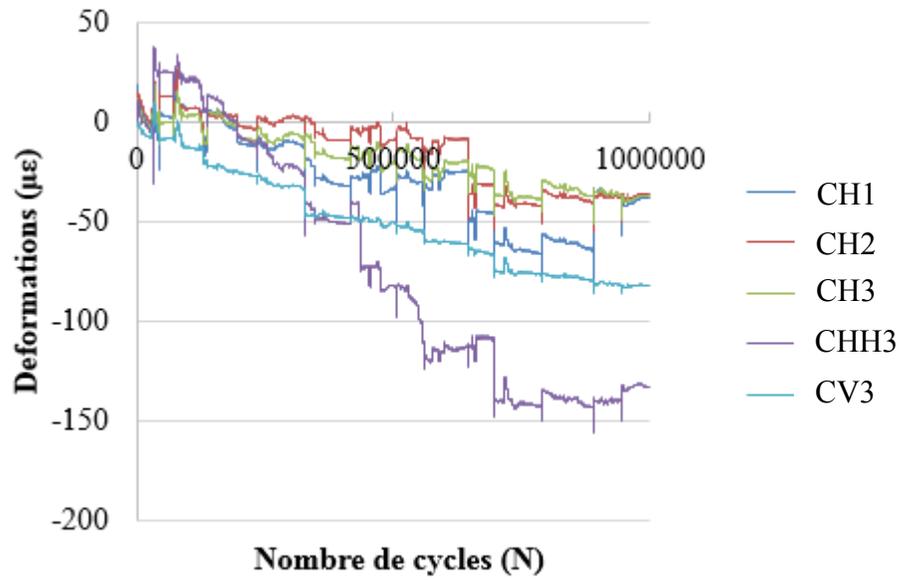


Figure 5-5 : Déformation dans la chambre PRFV5 dans le béton du côté latéral à différents endroits

Pour ce qui est de la dalle, la Figure 5-6 présente les résultats des jauges CRO et CRNO pour les deux chambres, soit Acier5 et PRFV5 dans les deux cas. Ce sont les deux jauges qui présentent les déformations maximales enregistrées.

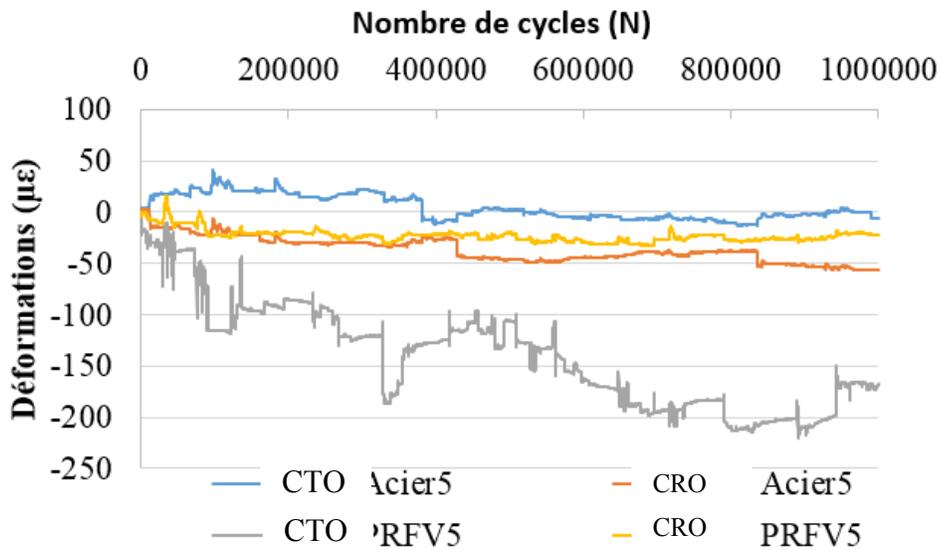


Figure 5-6 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 dans le béton de la dalle près de la cheminée

Au début, on remarque que les jauges à béton CRNO pour les deux types de chambres sont du même ordre de déformation. La déformation reste constante tout au long du 1 000 000 de cycles. Ensuite, si on regarde les jauges à béton CRO, le comportement entre les deux chambres est différent, même si le niveau de déformation reste relativement bas entre les deux. En effet, on remarque que l'Acier5 présente une déformation quasiment nulle comparativement à PRFV5. Pour ce qui est de PRFV5, la déformation atteint environ 200 $\mu\epsilon$, représentant environ 2% de la déformation maximale dans les barres de polymères renforcés de fibres de verre. On peut encore dire que les niveaux de déformation pour le béton sur la dalle sont négligeables.

5.1.4 Déplacement

La Figure 5-7 présente les déplacements dans le temps (1 000 000 de cycles) pour le LO pour les deux chambres. C'est ce LVDT qui a présenté le plus de déplacements enregistrés.

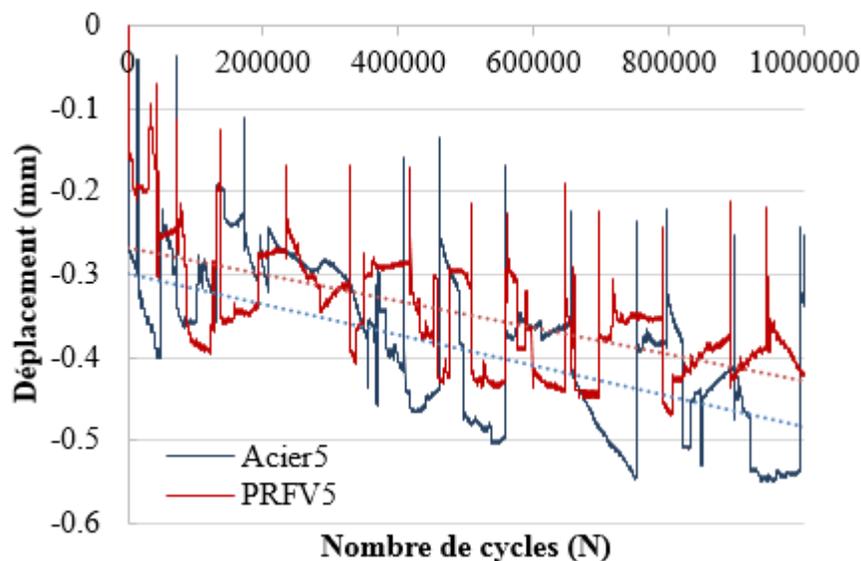


Figure 5-7 : Déplacement maximal dans les chambres Acier5 et PRFV5 de la jauge LO située près de la cheminée d'entrée

En regardant la pente moyenne des déplacements on observe que la perte de rigidité reste la même. Par contre, vers la fin, on remarque que le déplacement par l'acier est plus grand de 0,12 mm négativement. Concernant la chambre en PRFV, elle a eu plusieurs arrêt/marche vers la fin comparativement à la chambre en Acier5. On le voit par les «*peaks*» de déformation.

L'acier a eu le temps de retourner à son déplacement réel tandis que la chambre en PRFV n'a pas eu le temps. Même si l'acier a eu un déplacement plus élevé (-0,55 mm) que le PRFV (-0,45 mm), le comportement en déplacement reste sensiblement le même entre les deux chambres.

5.1.5 Fissuration

Pendant les essais cycliques, aucune fissure n'a été apparente lors de l'expérimentation.

5.2 Essais dynamiques – 1P2P3P

L'essai dynamique de type 1P2P3P a été effectué sur deux chambres dont une en acier (#11) et une en PRFV (#12). La chambre en acier est donnée Acier6 et PRFV6 pour la chambre en PTFV. Pour faire un rappel, la signification des valeurs de 1, 2 et 3 devant la variable P indique qu'on est à une fois, deux fois et trois fois la charge de service.

Encore une fois, les jauges à la base sont les mêmes que dans les chambres Acier5 et PRFV5. Tout comme pour les essais à 1 000 000 de cycles, les tests ne pouvaient se faire en continue étant donné le nombre d'heures dans une journée. Il a donc fallu faire des arrêts. De plus, lorsqu'on devait faire le transfert de charge entre 1P à 2P par exemple, il fallait faire un arrêt. Comparativement aux essais précédents, l'erreur sur les résultats des arrêts est négligeable.

5.2.1 Arrêt/marche schéma pour les chambres Acier6 et PRFV6

La Figure 5-8 présente le schéma des arrêts pour les deux chambres analysées (Acier6 et PRFV6).

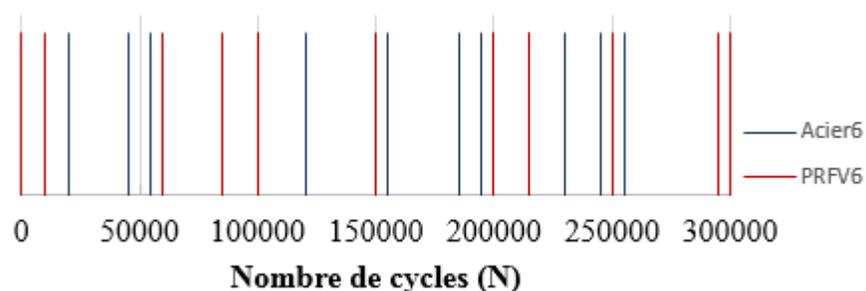


Figure 5-8 : Schéma des arrêts pour les deux chambres (Acier6 et PRFV6)

On remarque entre les deux chambres qu'il y a une différence sur les temps où les arrêts ont été effectués, mais les différences sont d'une autre nature. Le fait est que pendant les essais sur la chambre PRFV6, le programme permettant de faire les tests a connu quelques problèmes techniques, obligeant ainsi à faire plus d'arrêts afin de remédier aux problèmes. De plus, selon les règlements de l'Université de Sherbrooke, il fallait toujours être un minimum de deux personnes pour effectuer les essais, ce qui obligeait également l'arrêt des tests.

5.2.2 Déformation dans l'armature

La Figure 5-9 présente la déformation dans la barre B11, qui est la déformation maximale dans toutes les barres d'acier.

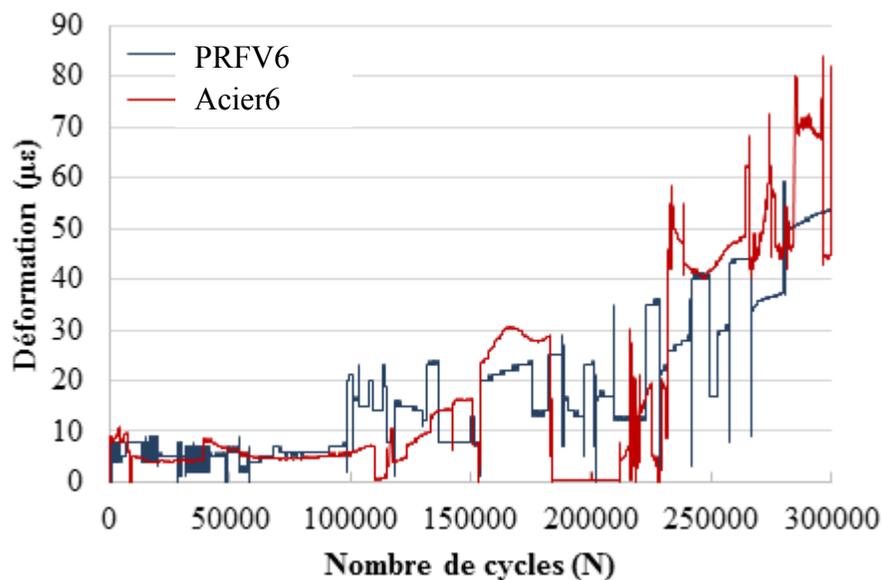


Figure 5-9 : Déformation dans les chambres Acier6 et PRFV6 dans l'armature B11

En moyenne, les types de chambre présentent le même comportement jusqu'à 200 000 cycles. À partir de 200 000 cycles, la chambre en acier (Acier6) présente une déformation légèrement plus élevée que celle en PRFV (PRFV6) et une différence de $\pm 30 \mu\epsilon$. La déformation supplémentaire par rapport au PRFV est non significative. On remarque que plus on augmente la charge cyclique, plus la pente augmente sur la déformation. Tel que mentionné précédemment, l'armature B11 dans les PRFV est la déformation maximale enregistrée par les

jauges de déformations, ce qui n'est pas le cas pour l'acier (Acier6). La Figure 5-10 présente les déformations enregistrées dans les barres courbes à proximité de la cheminée d'entrée.

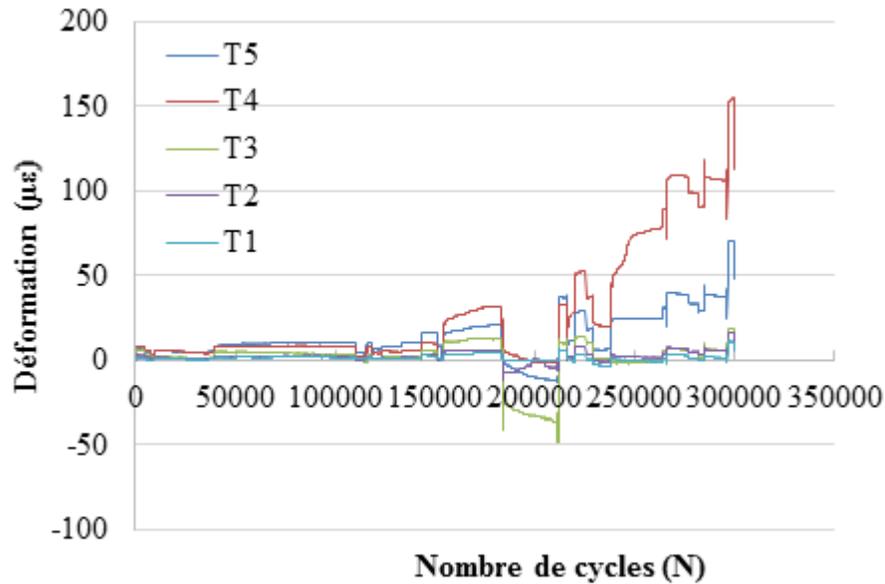


Figure 5-10 : Déformation dans les chambres Acier6 dans l'armature B11

On remarque que la barre T1 est l'armature la plus proche de la cheminée et si on s'éloigne de la cheminée (direction vers le centre), la déformation est plus grande jusqu'à T4. Par contre, l'armature T5 ne concorde pas avec la notion précédente. De plus, on remarque que le comportement global est très similaires pour toutes les armatures courbes. Pour l'armature T4, la déformation maximale est de $\pm 150 \mu\epsilon$, qui représente 1,3% de la déformation maximale (ϵ_{prfvu}). Enfin, on peut faire le même constat par rapport aux pentes grandissantes des déformations. De 0 à 100 000 cycles, la déformation reste constante. De 100 000 à 200 000 cycles, la déformation augmente et finalement de 200 000 à 300 000 cycles, la pente est plus grande par rapport aux précédentes intervalles.

Dans la plage de 200 000 cycles, on remarque une déformations négatives ne respectant pas le comportement global. En fait, il y a eu redistribution des contraintes due à une perte de rigidité.

5.2.3 Déformation dans le béton

Tout comme pour les essais à 1 000 000 de cycles, on va regarder la déformation dans le béton sur le côté situé dans un des murs ainsi que la déformation sur le couvercle.

Pour le béton sur le mur (latéral), la Figure 5-11 démontre le niveau de déformations pour les jauges CH2, CHH3 et CV3 qui présentent les déformations à différents endroits sur le côté des chambres.

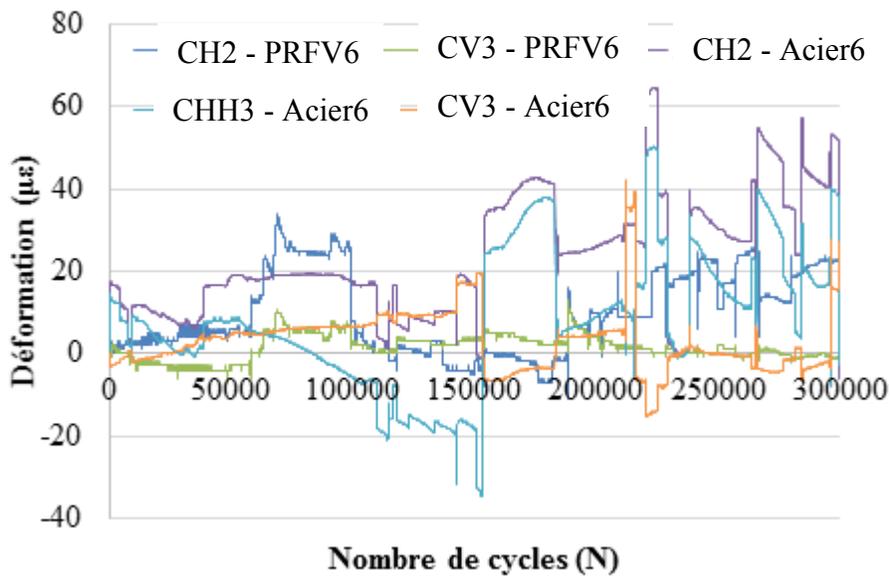


Figure 5-11 : Déformation dans les chambres Acier6 et PRFV6 dans le béton pour les jauges CH3, CHH3 et CV3

On remarque dans les deux cas que les déformations ne dépassent pas $60 \mu\epsilon$ (Acier qui présente cette déformation maximale en traction pour le béton) et $-40 \mu\epsilon$ (Acier qui présente cette déformation maximale en compression pour le béton). Donc, ces valeurs sont considérées négligeables.

Maintenant, regardons les déformations enregistrées dans la dalle du couvercle. Les Figure 5-12 et Figure 5-13 présentent justement de façon respectives les déformations pour la chambre Acier6 et PRFV6.

Pour la chambre PRFV6, le comportement en déformation dans le couvercle reste relativement stable tout au long des essais. La jauge SS, par exemple, présente une déformation plus élevée en traction dans l'intervalle 200 000 et 300 000 cycles. En général, les déformations se situent entre $50 \mu\epsilon$ et $-40 \mu\epsilon$, ce qui est négligeable.

Pour ce qui est de la chambre Acier6, le comportement est différent par rapport à PRFV6. Effectivement, on remarque que le béton a tendance à être plus négatif tout au long des essais. La plage de valeurs se situant entre $50 \mu\epsilon$ et $-150 \mu\epsilon$, la déformation est également négligeable.

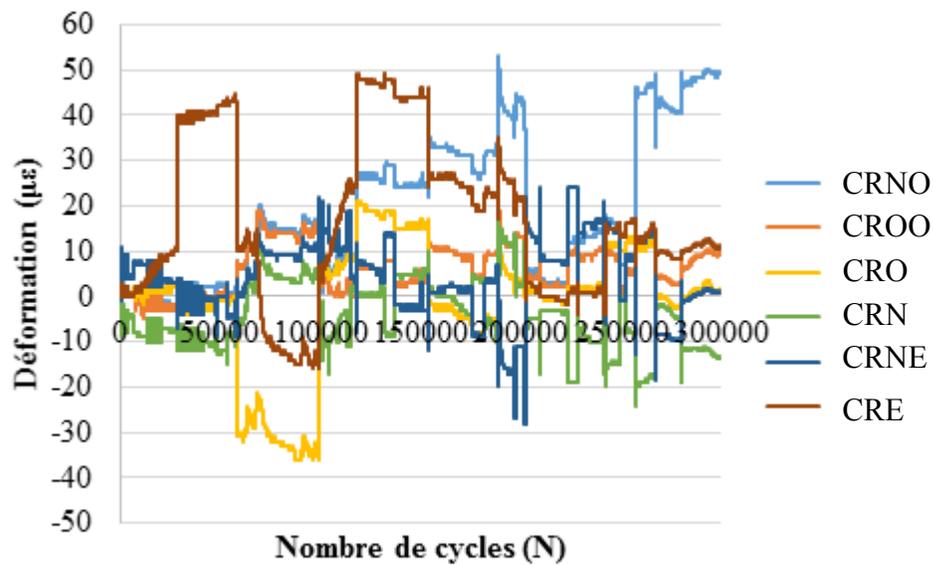


Figure 5-12 : Déformation dans les chambres PRFV6 dans le béton sur le couvercle à différents endroits

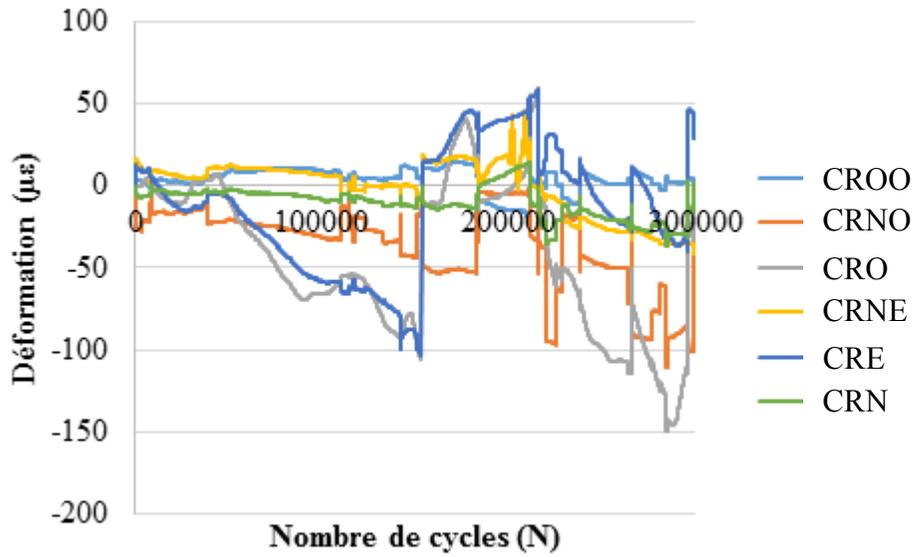


Figure 5-13 : Déformation dans les chambres Acier6 dans le béton sur le couvercle à différents endroits

5.2.4 Déplacement

La Figure 5-14 présente les déplacements dans LO qui présente les déplacements les plus élevés pour les deux chambres.

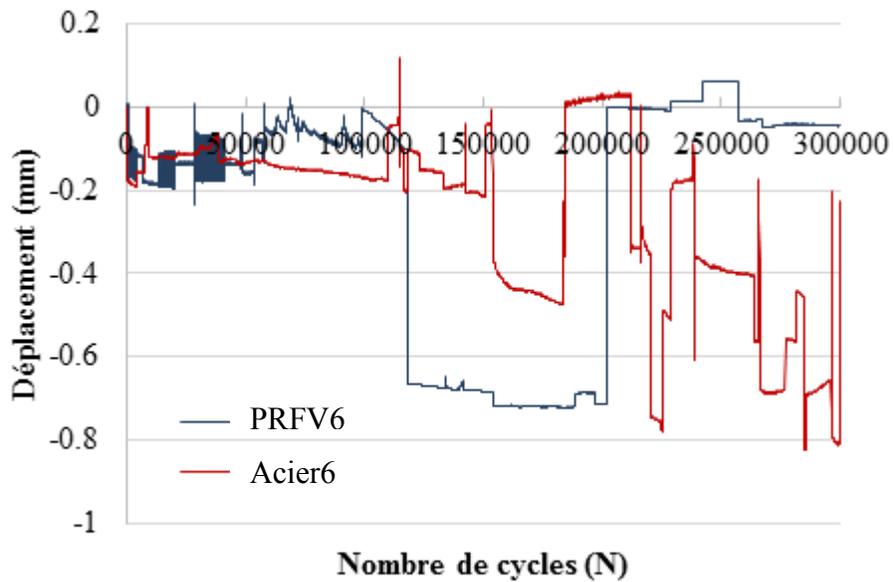


Figure 5-14 : Déplacement dans les chambres Acier6 et PRFV6 dans le LVDT3

Tout d'abord, on peut remarquer que PRFV6 présente une anomalie à partir de 200 000 cycles, car la jauge a eu un mauvais fonctionnement lors de ce chargement. Par contre, le comportement étant le même, on peut présumer que le comportement est le même.. Avec les résultats obtenus, on peut toutefois relever que les déplacements maximaux, soit 0,73 mm pour la chambre PRFV6 et 0,81 mm pour Acier6. Étant donné que le chargement est pour les charges en service, les déplacements sont considérés comme étant négligeables.

5.2.5 Fissuration

Toujours pour ces chambres (Acier6 et PRFV6), après avoir réalisé 300 000 cycles (1P2P3P), aucune fissure n'a été relevée. Le niveau de déformation enregistré par les différentes jauges ne dépassait pas 100 $\mu\epsilon$.

5.3 Essais de compression (statiques)

L'essai de compression a été effectué sur les quatre chambres, soit Acier5, PRFV5, Acier6 et PRFV6, à la suite des essais dynamiques (1 000 000 de cycles et 1P2P3P). Ses essais ont été effectués en une seule journée.

Le but de cette section est de voir si :

- Il y a une différence de comportement entre deux chambres pour un même essai dynamique (par exemple, Acier5 *versus* PRFV5);
- il y a une différence de comportement entre deux chambres ayant effectué deux essais dynamiques (par exemple, Acier5 *versus* Acier6);
- il a une différence de comportement entre les essais statiques simples (essais de M. Alexandre d'Amours).

La résistance des chambres étant largement supérieure à la capacité maximale du montage, la rupture n'a donc pas été atteinte.

La section suivante présente les résultats obtenus suite aux essais dynamiques. On va observer le comportement des chambres testées en essai statique suite aux essais à 1 000 000 de cycles (Acier5 et PRFV5) et celui des chambres testées à 1P2P3P (Acier6 et PRFV6).

5.3.1 Déformation dans l'armature

Pour les essais de compression (statique), tel qu'il a été mentionné précédemment, ils ont été réalisés à la suite d'essais dynamiques - 1 000 000 de cycles et 1P2P3P. La Figure 5-15 présente les déformations maximales dans les armatures OB1 et OB2. Elles sont situées dans le sens court du couvercle, tout près de la cheminée.

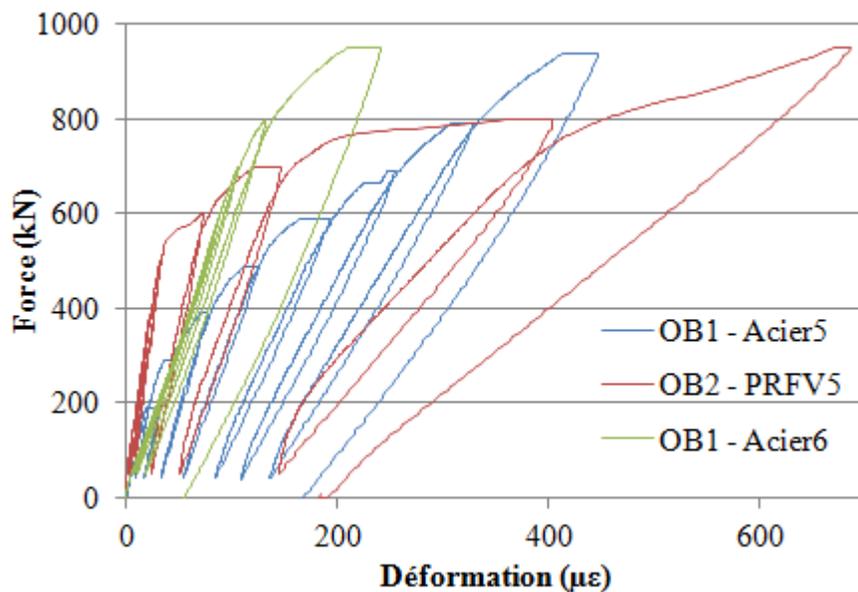


Figure 5-15 : Déformation dans les chambres Acier5 et PRFV5 et Acier6 dans les jauges d'armature OB1 et OB2

La déformation est d'environ 400 µε pour la chambre Acier5 et d'environ 675 µε suite aux essais à 1 000 000 de cycles. On voit que l'effet de la rigidité fait son effet entre les deux types d'armature. Il faut rappeler que la rigidité de l'acier dans le domaine élastique est de 200 000 MPa et que celle des PRFV est de 62 500 MPa. On remarque également que pour la chambre PRFV5, la perte de rigidité est beaucoup plus marquée pour PRFV5 que celle de la chambre Acier5. De plus, les chambres PRFV5 et Acier5 présentent une déformation plastique équivalente de 200 µε.

Si on regarde maintenant les chambres Acier5 et Acier6. Les essais dynamiques à 1 000 000 (Acier 5) de cycles présentent une plus grande déformation résiduelle que les essais dynamiques à 1P2P3P (Acier6). Étant donné que les essais 1P2P3P équivalent à 300 000 cycles, la perte de rigidité est beaucoup plus marquée pour la chambre Acier5 que celle Acier6. Malheureusement, les jauges OB1 et OB2 pour la chambre PRFV6 ont fait défaut environ au tiers de l'expérience. Une fissure passait directement sur les jauges, ce qui laisse croire que les jauges ont été endommagées.

La Figure 5-16 présente la déformation dans l'armature B1. La chambre PRFV5 et certaines autres chambres ont présenté des déformations maximales dans cette jauge.

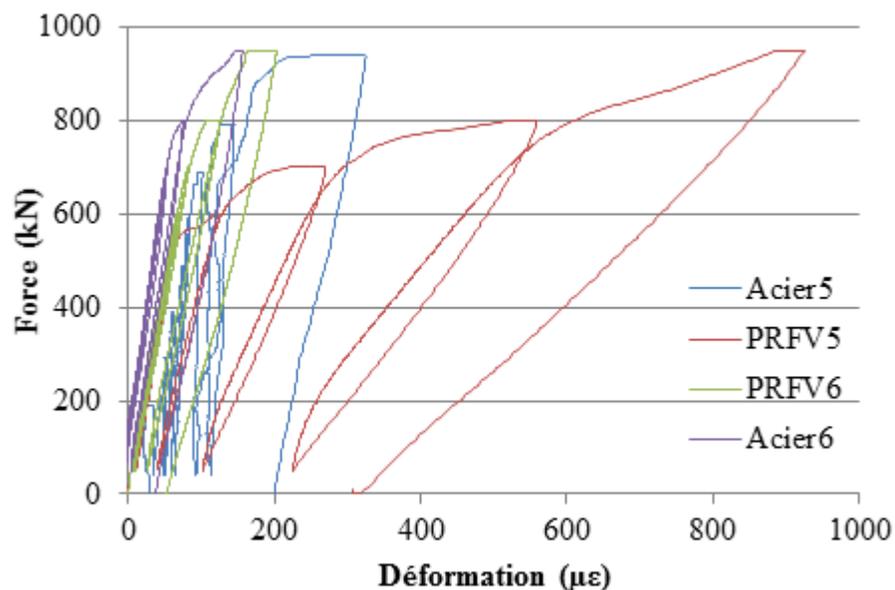


Figure 5-16 : Déformation dans les quatre chambres dans la jauge d'armature B1

Pour commencer, on remarque par rapport à la Figure 5-15, le même constat que pour les armatures OB1 et OB2. En effet, entre un même type d'essai, les PRFV présentent une déformation plus élevée que les chambres en acier. On constate une amplification de ce phénomène pour l'essai dynamique à 1 000 000 de cycles. La chambre PRFV5 illustre une déformation maximale en traction de 950 µε tandis que la chambre Acier5 présente une déformation maximale de 250 µε.

5.3.2 Déformation dans le béton

La Figure 5-17 présente la déformation dans la jauge à béton CH3 qui est située sur le côté de la chambre. Elle a présentée la déformation maximale dans les 4 chambres.

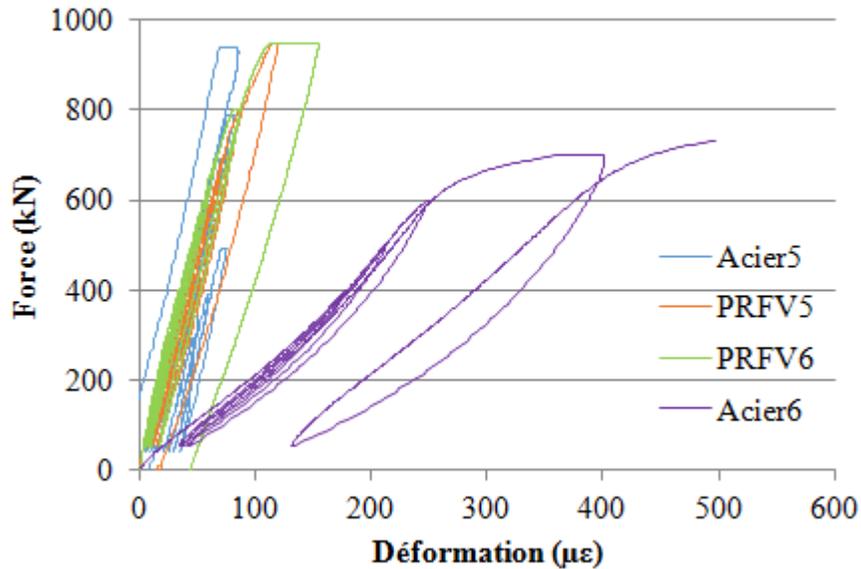


Figure 5-17 : Déformation dans les quatre chambres dans la jauge à béton CH3 sur le côté du couvercle

Une des premières observations est que la chambre Acier6 n'a pas la même allure que les 3 autres chambres. En effet, dès le départ, sa rigidité est environ 3 fois moins élevée que les 3 autres. Pendant l'expérimentation, un réseau de microfissures passait dans la jauge d'armature et se brisant ainsi à environ 750 kN.

Pour ce qui est des chambres Acier5, PRFV5 et PRFV6, elles sont équivalentes en terme de rigidité et de déformation. La chambre PRFV6 présente une déformation maximale en traction de 150 µε, ce qui est négligeable.

La Figure 5-18 illustre la déformation dans le béton de la jauge à béton CTO près de la cheminée d'entrée. à titre d'information, la jauge à béton de la chambre Acier5 présentait des déformations quasi nulles, de l'ordre du 25 µε. Ainsi, pour épurer la figure, il a été décidé de l'omettre.

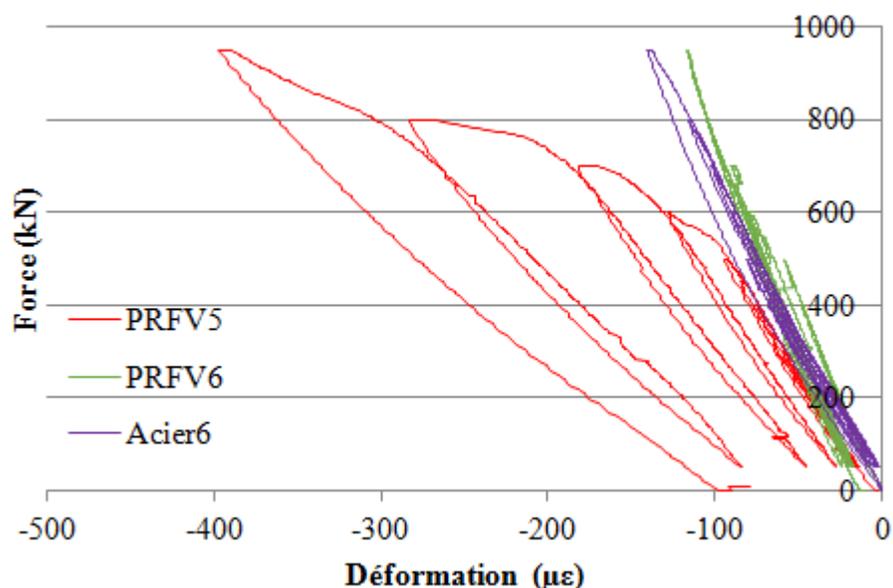


Figure 5-18 : Déformation dans les trois chambres dans la jauge à béton CTO sur le couvercle

Les chambres PRFV6 et Acier 6 sont équivalentes par rapport aux déformations. Pour ce qui est de PRFV5, elle atteint une valeur de 400 µε, comparativement à 120 µε pour PRFV6. Comme il a déjà été dit, le chargement de 1 000 000 de cycles affecte beaucoup plus la rigidité que 1P2P3P. On remarque également une déformation plastique de la chambre Acier6 de 100 µε, comparativement aux deux autres chambres qui sont négligeables.

5.3.3 Déplacement

La Figure 5-19 démontre le déplacement dans le LO, situé le plus près de la cheminée d'entrée au centre de la chambre, par rapport au sens le moins long de celle-ci.

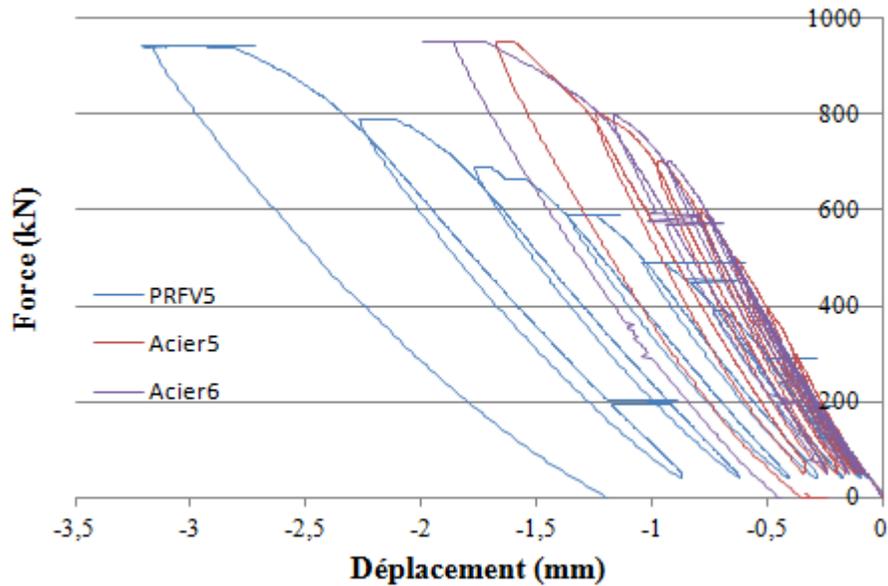


Figure 5-19 : Déplacement dans les trois chambres dans le LVDT3

5.3.4 Fissuration et mode de rupture

Pour les quatre essais effectués (Acier 5, PRFV5, PRFV6 et Acier6), la limite du montage a été atteinte avant la rupture. Dans le cas des chambres précédentes, aucune fissure, sauf une mais non significative, n'a été relevée.

Tel que dans le cas des essais de M. Alexandre d'Amours, un coulis cimentaire a été mis en place entre la connexion et la base pour refléter la membrane qui sera mise sur le chantier. La raison expérimentale de mettre un coulis est que lorsqu'il a été testé sans coulis, la fissuration arrivait beaucoup plus rapidement (environ 250 kN). Étant donné que la surface de contact n'est pas régulière et uniforme, il y avait des concentrations de contraintes et la fissuration était plus rapide.

Dans notre cas, seulement la chambre Acier5 a eu une fissuration externe à 950 kN (voir la Figure 5-20). Comparativement aux essais de M. d'Amours, cette fissure est normale par rapport à la charge appliquée, car dans ses essais, elle arrivait seulement à 1100 kN. Puisque cette chambre avait été testé à 1 000 000 de cycles avant le test statique, il est normal d'apercevoir l'apparition de la première fissure à une charge moins élevée.

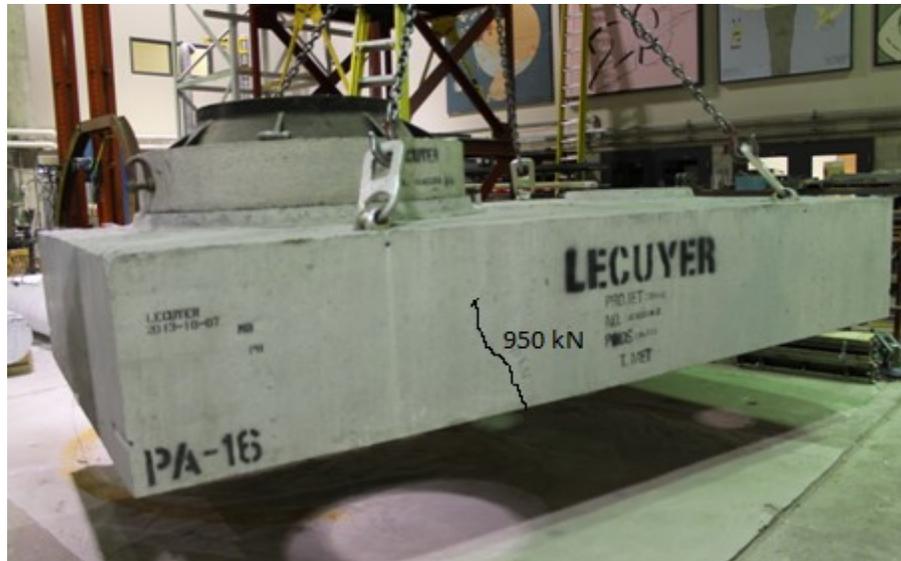


Figure 5-20 : Fissuration de la chambre Acier5

Mise à part la fissure montrée précédemment, aucune autre fissure perceptible n'a été remarquée ailleurs. Sur le dessus du couvercle, aucune fissure n'a été remarquée puisqu'il travaille essentiellement en compression, ce qui referme les fissures. Du côté intérieur du couvercle, les fissures ressemblaient à des fissures de retrait et les longueurs maximales étaient de moins de 2 cm de long, ce qui est négligeable. Par contre, ces fissures partaient de la cheminée, (circonférence intérieur) ce qui représente bien le mode de fissuration pour le poinçonnement (Figure 5-21).



Figure 5-21 : Fissuration de l'intérieur de la chambre PRFV6

5.3.5 Discussion

Dans un premier temps, les déformations maximales dans les chambres en acier et les chambres en PRFV est de $400 \mu\epsilon$ et de $950 \mu\epsilon$, ce qui représentent respectivement 20% et 7%. Étant donné qu'on est environ 5 fois plus élevée que la charge pondérée à l'ultime, ces niveaux de déformations restent négligeables.

Pour ce qui est de la déformation dans le béton, elle est également négligeable. En effet, sur le côté du couvercle, on a enregistré une déformation maximale en traction de $150 \mu\epsilon$ pour la chambre la plus sollicitée, ce qui est environ 2 fois plus élevée que la déformation maximale du béton en traction (environ $80 \mu\epsilon$). En réalité, aucune fissure apparente peut être détectée à ce niveau de déformation. Pour le béton sur le couvercle, la chambre PRFV5 présente une déformation en compression de $-400 \mu\epsilon$ (11% de la déformation maximale en compression du code CSA = $3\,500 \mu\epsilon$). Ceci est toujours négligeable compte tenu qu'on est à 5 fois la charge pondérée. Pour les autres chambres, on a obtenu des valeurs beaucoup plus petites, de l'ordre de $100 \mu\epsilon$.

Ensuite, les chambres Acier5 et Acier6 ont présenté environ le même déplacement, soit 1,7 mm, indépendamment du type de test cyclique. Pour ce qui est de PRFV5, un déplacement de 3 mm a été enregistré, représentant $L/760$, qui respecte de plus de 2 fois le critère dans le devis de performance d'Hydro-Québec, représentant $L/360$. Finalement, le niveau de fissuration après une charge de 950 kN n'est pas élevé. En effet, pour les quatre chambres, une seule fissure a été remarquée dans la chambre Acier5 et ce à seulement 950 kN. Ainsi, même en mettant la charge ultime, soit 204 kN, aucune fissure, mise à part les fissures de retrait, sera observée au début de la vie utile des chambres.

En effectuant un petit tour rapide des résultats des essais en compression du volet 1, on ne peut pas voir si les chambres précédentes, suite aux essais dynamiques (1 000 000 de cycles et 1P2P3P), sont affectées par rapport aux essais de compression simple. En regardant les déformations du béton à CTO, les déformations se retrouvent dans les mêmes ordres de grandeur entre les essais du volet 1 et ceux de ce mémoire. Pour ce qui est de l'armature, c'est

le même constat que l'on peut faire, sauf pour l'armature B1 de la chambre PRFV5 et la chambre PRFV3, qui ont des déformations de 950 et 500 $\mu\epsilon$. Cependant, étant donné que ça représente 7% et 3,7%, on ne peut dire qu'il y a eu un effet néfaste sur le comportement suite aux essais dynamiques.

En somme, les chambres respectent les limites du devis de performance d'Hydro-Québec.

5.4 Essais de traction directe

L'essai de traction a été effectué sur une chambre renforcée d'acier (nommée Acier6) et une chambre renforcée de PRFV (nommée PRFV6). Il faut mentionner que ces chambres ont préalablement été testées par des essais dynamiques - 1P2P3P. Ainsi, un endommagement dû aux efforts dynamiques peut affecter le comportement et la rigidité globale des murs.

Techniquement, selon le protocole d'essais d'Hydro-Québec, celui-ci demande de rabaisser la charge à zéro après chaque chargement. Par contre, les résultats du volet 1 de M. Alexandre d'Amours ont démontré que lorsque la charge s'abaissait à 25 kN (tension de base pour empêcher d'avoir un changement brusque de la charge pouvant affecter le comportement), les déformations et les déplacements étaient négligeables. Ainsi, avec l'accord de M. Chekired de l'IREQ, on a changé le schéma de chargement (voir section 4.4.2). Les ruptures sont apparues à 472 kN pour PRFV6 et 475 kN pour Acier6.

5.4.1 Déformation dans l'armature

C'est dans l'armature V2 que les déformations se sont révélées être les plus élevées soit, située à droite de l'ancrage. Les valeurs pour les deux essais sont présentées dans la Figure 5-22.

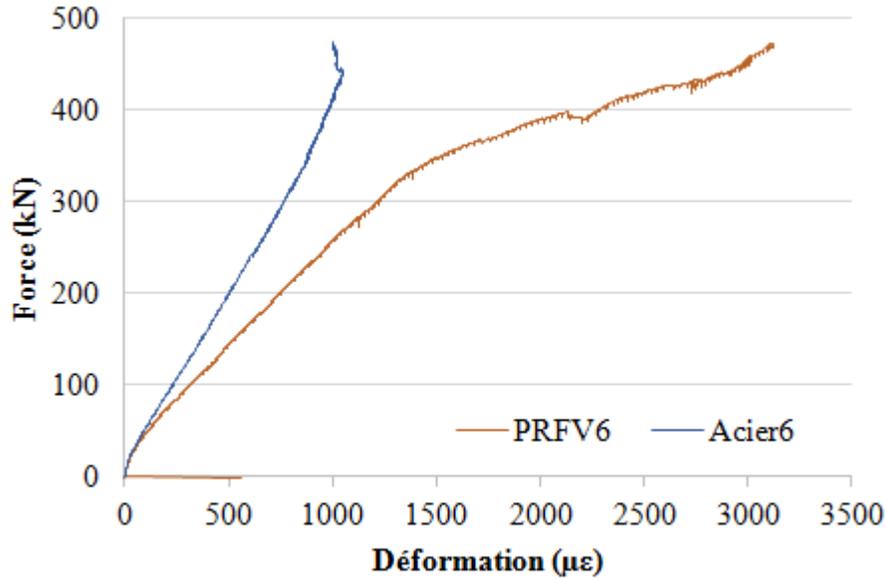


Figure 5-22 : Déformation dans l'armature V2 pour les chambres PRFV6 et Acier6

Le comportement de la chambre en acier (Acier6) est linéaire jusqu'à la rupture (1 000 $\mu\epsilon$), contrairement à la chambre en PRFV (PRFV6). On voit deux domaines linéaires : dans un premier temps, une première pente linéaire est observée et atteint 1 500 $\mu\epsilon$. Ensuite, il y a une perte de rigidité jusqu'à une déformation de 3200 $\mu\epsilon$.

5.4.2 Déformation dans le béton

La Figure 5-23 démontre la jauge à béton COB1 représentant le plus la déformation dans la chambre PRFV6. La chambre Acier6 présente une déformation maximale dans la jauge à béton COT1 de -1 800 $\mu\epsilon$, légèrement plus grande que COB1.

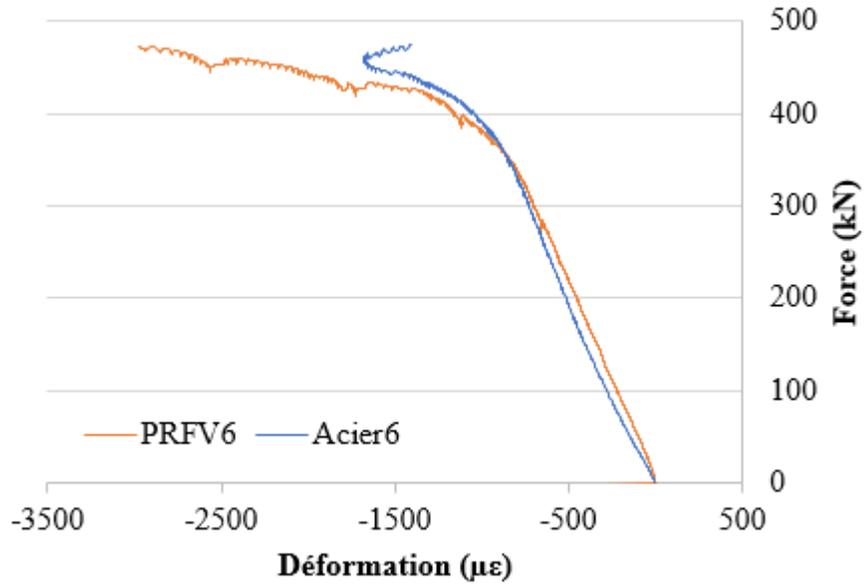


Figure 5-23 : Déformation dans le béton extérieur COB1 pour les chambres PRFV6 et Acier6

On voit au premier coup d'œil, qu'Acier6 présente un problème à -1550 µε pour PRFV6. Ceci est dû à une fissure passant très près de cet endroit juste avant le moment de la rupture. On peut également voir qu'en général, le comportement du béton, que ce soit avec acier ou PRFV, est le même pour les deux chambres.

5.4.3 Déplacement

Le déplacement de l'ancrage (LeOCr) est illustré à la Figure 5-24.

Au début, on remarque que PRFV6 présente une déformation d'environ 2 fois plus élevée que Acier6. En effet, respectivement, la chambre PRFV6 et Acier6 présentent des déplacements de 8,6 mm et 4,5 mm. De plus, la pente de rigidité de l'acier est plus grande que celle des PRFV. Cela est attribuable à la rigidité différente des armatures respectives.

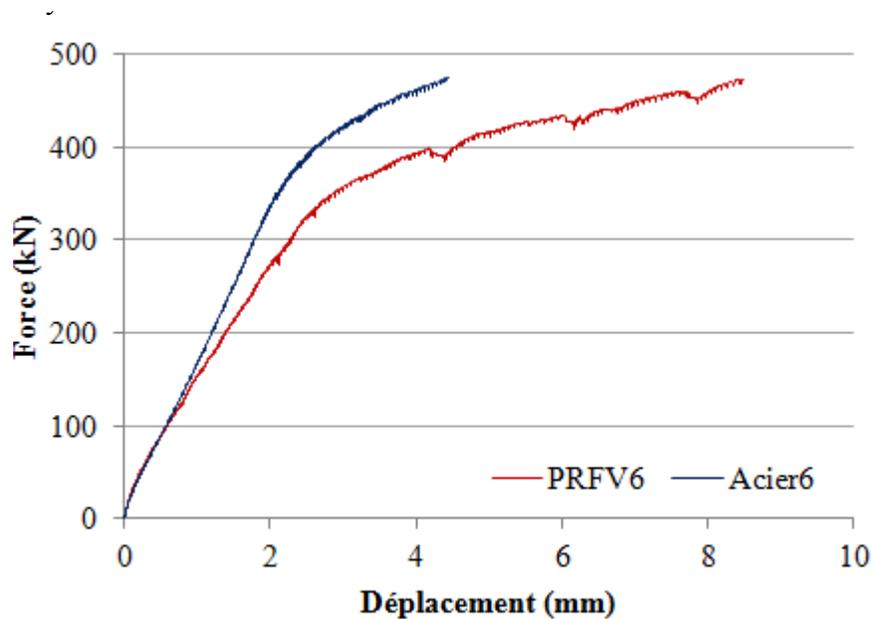
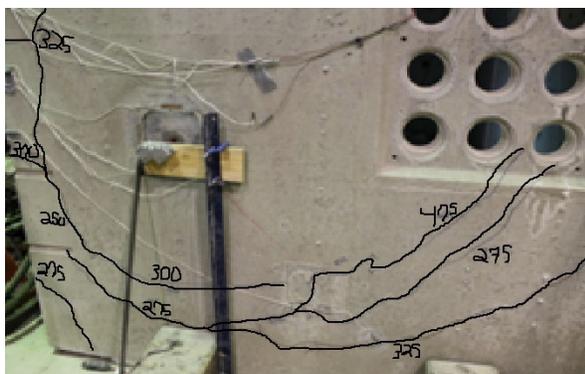


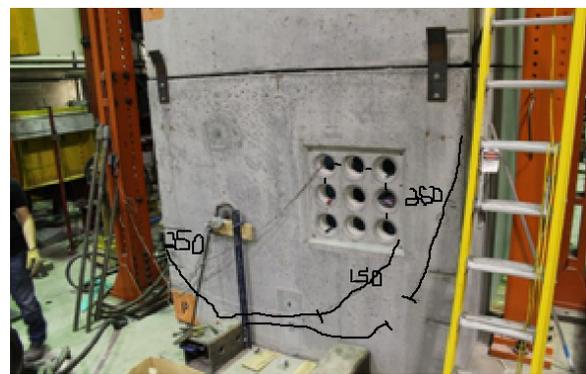
Figure 5-24 : Déplacement de l'ancrage LeOCr pour les chambres PRFV6 et Acier6

5.4.4 Fissuration et mode de rupture

Pour les deux chambres, les premières fissures apparaissent à 150 kN. Elles débutent à l'ancrage et se dirigent radialement vers l'extérieur. Pour ce qui est des fissures extérieures des deux chambres, celles-ci apparaissent à 250 kN. Ce sont des fissures circonférentielles ayant un rayon approximatif de 0,75 m en dessous de l'ancrage. Le réseau de fissures de la face est des deux essais est représenté à la Figure 5-25. Lorsque la charge est augmentée, ces fissures s'allongent suivant un cercle (centrées à droite de l'ancrage jusqu'à ce qu'elles rejoignent l'interface entre la base et la connexion).



(a) PRFV6



(b) Acier6

Figure 5-25 : Fissures extérieures du mur ouest pour les chambres PRFV6 et Acier6

À 250 kN pour PRFV6 (Figure 5-26) et 225 kN pour Acier6 (aucune photo pour cet essai), les premières fissures apparaissent sur le mur sud (le mur le plus rapproché de l'ancrage est). Les cônes de ruptures sont visibles à la Figure 5-27.

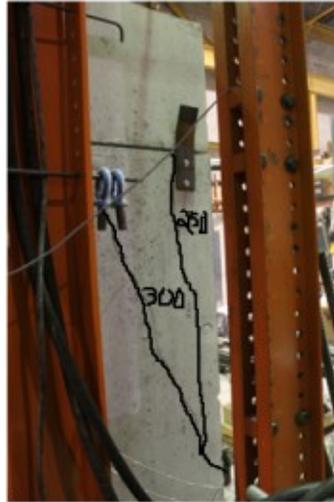
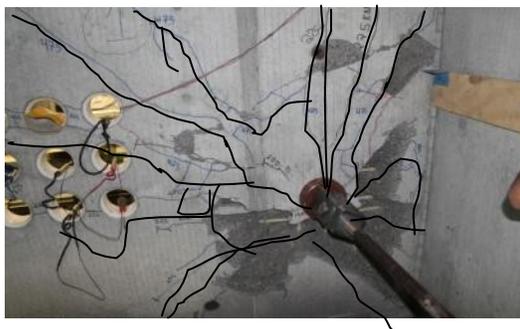
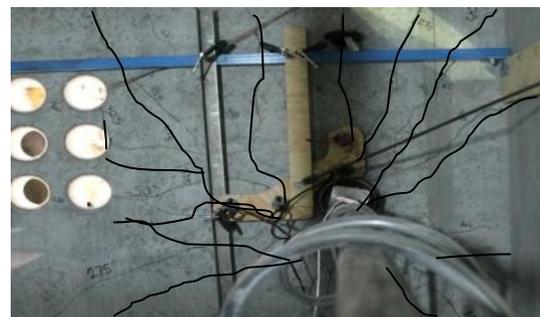


Figure 5-26 : Fissures extérieures du mur sud pour la chambre PRFV6 (c'est à peu près le même schéma de fissures pour Acier6)



(a) PRFV6



(b) Acier6

Figure 5-27 : Cônes de ruptures et réseau de fissures de la face est intérieure - PRFV6 et Acier6

5.4.5 Comparaison avec essais du volet 1

Dans cette sous section, il y a une comparaison des résultats entre ceux de ce mémoire et ceux du volet 1 effectué par M. Alexandre d'Amours soit, les chambres Acier4, PRFV1, PRFV2 et PRFV3.

Le tableau suivant (Tableau 5-1) présente un résumé de tous les résultats comparables entre les différentes chambres soit, les déformations, les déplacements ainsi que les résistances ultimes (valeurs approximatives).

Tableau 5-1 : Comparaison des déformations, des déplacements et des ruptures pour toutes les chambres (volet 1 et volet 2) pour l'essai de tirage directe

Spécimens	ϵ armature ($\mu\epsilon$)	ϵ béton ($\mu\epsilon$)	Déplacement (mm)	Rupture (kN)
Type : Acier				
Acier4	1000 (50 %)	-1200 (34 %)	5,5	455
Acier6	1000 (50 %)	-1800 (51 %)	4,5	475
Type : PRFV				
PRFV1	2800 (14 %)	-2500 (71 %)	7,9	391
PRFV2	2500 (13 %)	-2500 (71 %)	6,0	414
PRFV3	2300 (12 %)	-2700 (77 %)	8,1	385
PRFV6	3200 (16 %)	-3000 (86 %)	8,6	472

Entre les valeurs d'Acier4 et d'Acier6, il n'y aucune différence significative, exceptée pour la déformation dans le béton. Par contre, cette différence peut facilement être expliquée par :

- L'hétérogénéité du béton;
- les fissures affectant la distribution des contraintes;
- la présence de défauts due à la coulée;
- l'emplacement de l'armature pouvant affecter également la distribution des contraintes;
- la séquence d'endommagement du béton (concentration de contraintes).

Pour ce qui est des chambres en PRFV (PRFV1, PRFV2, PRFV3 et PRFV6), on remarque que la chambre PRFV6 présente des déformations et des déplacements légèrement plus élevés que

la moyenne des autres chambres, mais non significatifs. Par contre, n'ayant qu'un spécimen préalablement testé avec un essai dynamique, on ne peut pas conclure sur l'influence de ce dernier. Cependant, étant donné que la charge dynamique amène un effort de compression dans le mur vertical, il n'y a aucun endommagement significatif qui peut être fait, surtout avec les charges appliquées.

Un élément intéressant à évaluer, c'est la résistance ultime de PRFV6 de 472 kN, versus celle de PRFV1 à PRFV3, qui en moyenne est de 397 kN, soit une différence de 19%. Il n'y a pas d'explication précise sur ce gain de résistance puisque la résistance au poinçonnement dépend énormément de plusieurs facteurs et que les résultats sont habituellement disparates (nuage de points). On a donc sûrement atteint une limite supérieure à la résistance au poinçonnement.

5.5 Essais de traction directe avec patte stabilisatrice

L'essai de traction directe avec patte stabilisatrice est une combinaison de charges obtenue lors de l'installation des câbles en utilisant un camion fait sur mesure pour le tirage des câbles et pour la stabilisation de la chambre sur la surface de la connexion.

Ce type d'essai a été effectué sur une chambre renforcée d'acier (Acier7) et sur quatre chambres renforcées de PRFV (PRFV7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10). Tel que mentionné dans la section 4.4.3, la charge n'est pas remise à 0 après chaque chargement.

5.5.1 Déformation dans l'armature

La jauge qui a subi les plus importantes déformations est celle située à gauche de l'ancrage (V3). Les valeurs de cette jauge pour les différentes chambres sont comparées dans la Figure 5-28.

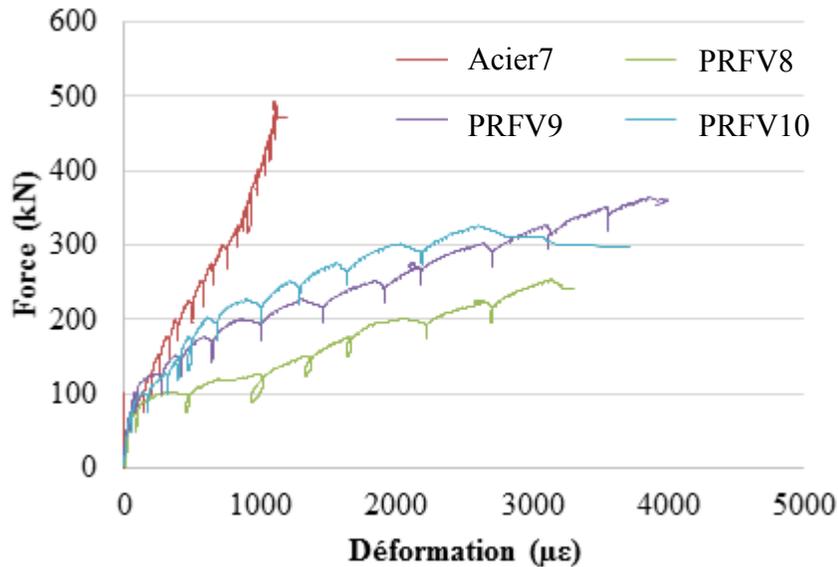


Figure 5-28 : Déformation dans l'armature V3 pour les chambres (Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10)

Comme pour l'essai de traction directe, l'acier présente une rigidité grandement supérieure aux PRFV et il reste linéaire pour atteindre 1 000 $\mu\epsilon$. Pour ce qui est des chambres en PRFV, le changement de pente se fait à environ 100 kN (200 $\mu\epsilon$) pour l'ensemble des trois chambres. On remarque que le comportement des chambres PRFV9 et PRFV10 est similaire, comparativement à PRFV8. Lors de l'essai (PRFV8), un bruit a été entendu juste au moment où l'on augmentait la charge à 125 kN. Ceci laisse ainsi croire qu'il y a eu endommagement local dans la zone de poinçonnement menant donc à la diminution de la rigidité. Par ailleurs, c'est dans cette chambre qu'a été enregistrée la résistance la moins élevée entre les quatre chambres. Pour ce qui est des déformations, les chambres PRFV9 et PRFV10 présentent des déformations maximales comparables (4 000 et 3 800 $\mu\epsilon$) tandis que PRFV8 présente une déformation maximale de 3 200 $\mu\epsilon$, qui est 20% plus petit.

5.5.2 Déformation dans le béton

La jauge qui a subi les plus importantes déformations dans le béton est celle située en-dessous de l'ancrage (COT1). La Figure 5-29 compare les valeurs de cette jauge pour les 5 chambres.

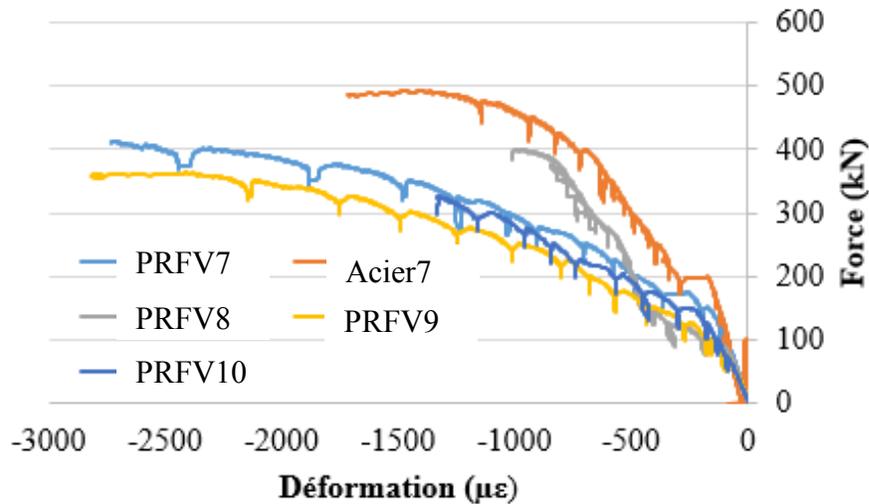


Figure 5-29 : Déformation dans le béton extérieur COT1 pour les 5 chambres

On peut remarquer que PRFV8 présente une rigidité supérieure aux autres chambres en PRFV. On peut présumer que l'armature a travaillé beaucoup plus que les autres chambres, ce qui a allégé la contrainte dans le béton. Pour ce qui est des autres chambres en PRFV (PRFV7, PRFV9 et PRFV10), le comportement est le même, sauf pour PRFV10 dont la déformation n'a pas atteint le même niveau que les deux autres. En effet, PRFV7 et PRFV9 ont atteint une déformation moyenne de 2 700 $\mu\epsilon$ tandis que PRFV10 a atteint une déformation de 1 200 $\mu\epsilon$. Au cours de l'expérimentation, cette jauge a brisé. Par contre, on peut présumer que son comportement serait environ le même que les deux autres. Finalement, pour Acier7, c'est le même constat que dans la présente section. Elle a une plus grande rigidité (1 600 $\mu\epsilon$) comparée aux chambres en PRFV.

5.5.3 Déplacement

La Figure 5-30 présente les déplacements obtenus dans le LVDT LeOCr situé sur l'ancrage pour les cinq chambres.

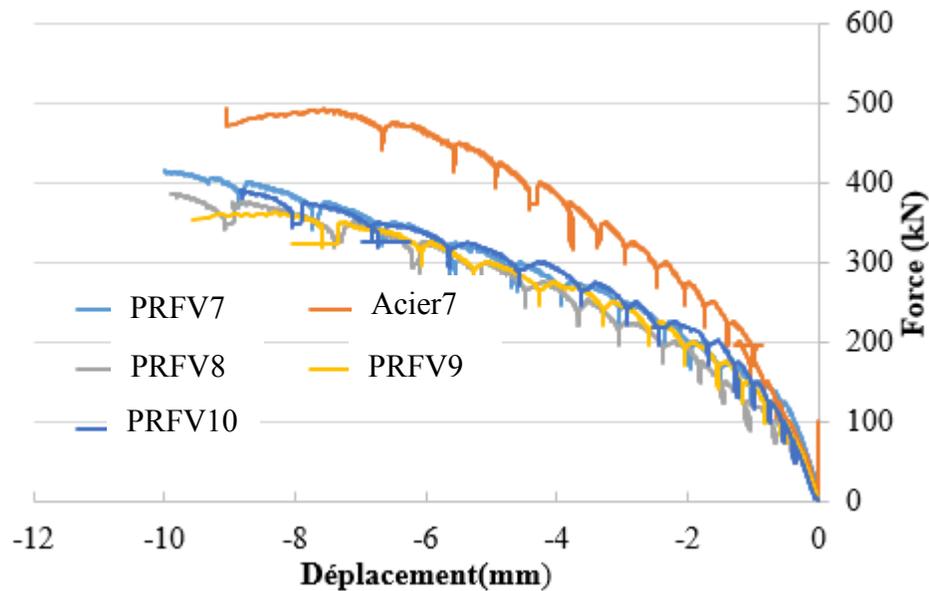


Figure 5-30 : Déplacement de l'ancrage LeOCr pour les cinq chambres

Les quatre chambres en PRFV présentent le même comportement. Pour trois d'entre elles (PRFV7, PRFV8 et PRFV9), elles ont atteint un déplacement allant jusqu'à 9,9 mm, tandis que l'une (PRFV10) a atteint 9,0 mm. La chambre en acier (Acier7) a atteint 9.2 mm de déplacement à un niveau de force plus élevé que les chambres en PRFV.

5.5.4 Fissuration et mode de rupture

Les premières fissures apparaissent à 150 kN pour toutes les chambres. Elles débutent à l'ancrage et se dirige radialement vers l'extérieur. Pour ce qui est des fissures extérieures, elles apparaissent à 225 kN pour toutes les chambres, exceptée pour PRFV8 dans laquelle elles apparaissent à 150 kN. Ce sont des fissures circonférentielles ayant un rayon approximatif de 0,75 m en dessous de l'ancrage. Le réseau de fissures de la face est, pour les deux essais, est démontré à la Figure 5-31. Lorsque la charge est augmentée, ces fissures s'allongent suivant un cercle (centré à droite de l'ancrage jusqu'à ce qu'elles rejoignent l'interface entre la base et la connexion). Les fissures extérieures sur la face sud ressemblent à la Figure 5-32.

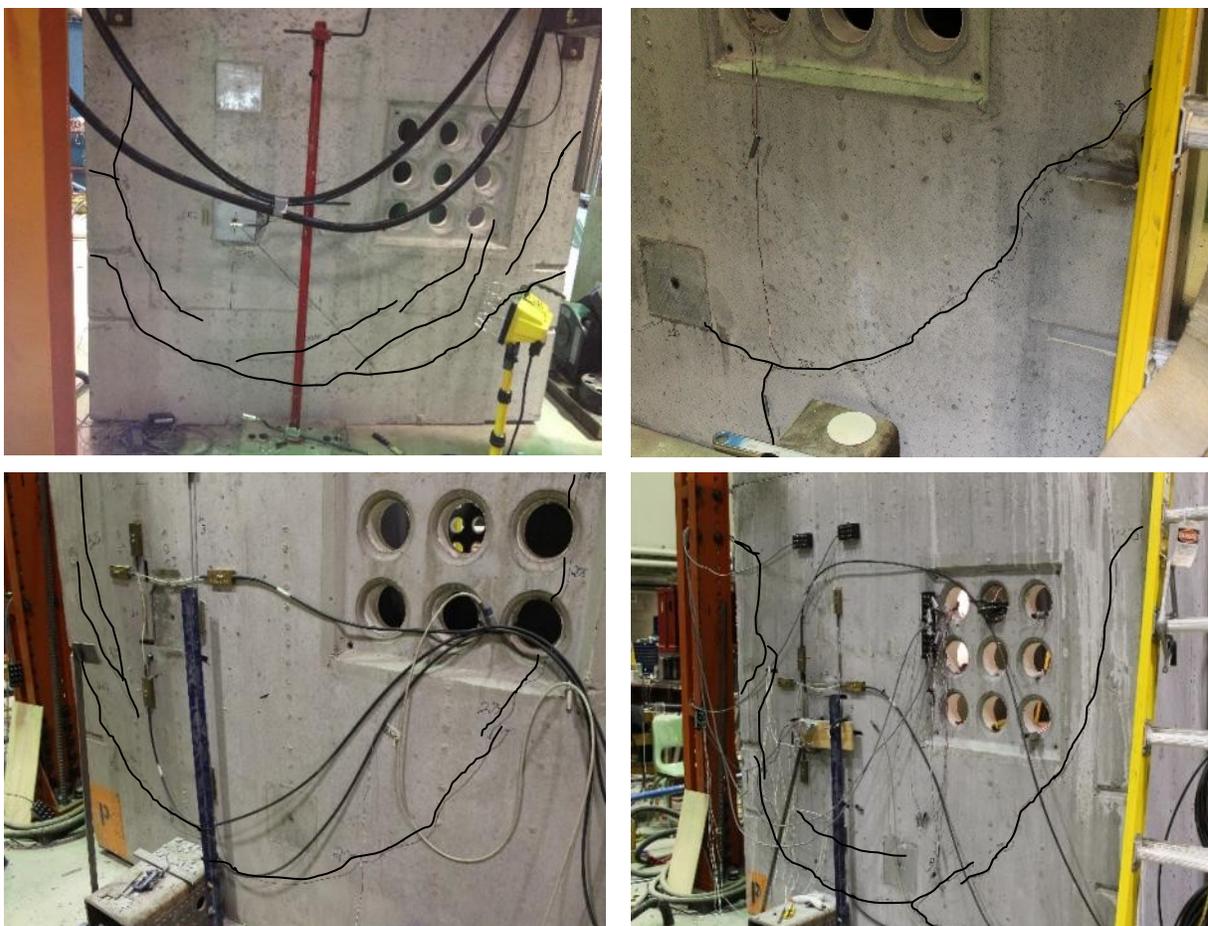


Figure 5-31 : Fissures extérieures du mur ouest pour les chambres PRFV7, Acier7, PRFV9 et PRFV10 (même type de fissures pour PRFV8)

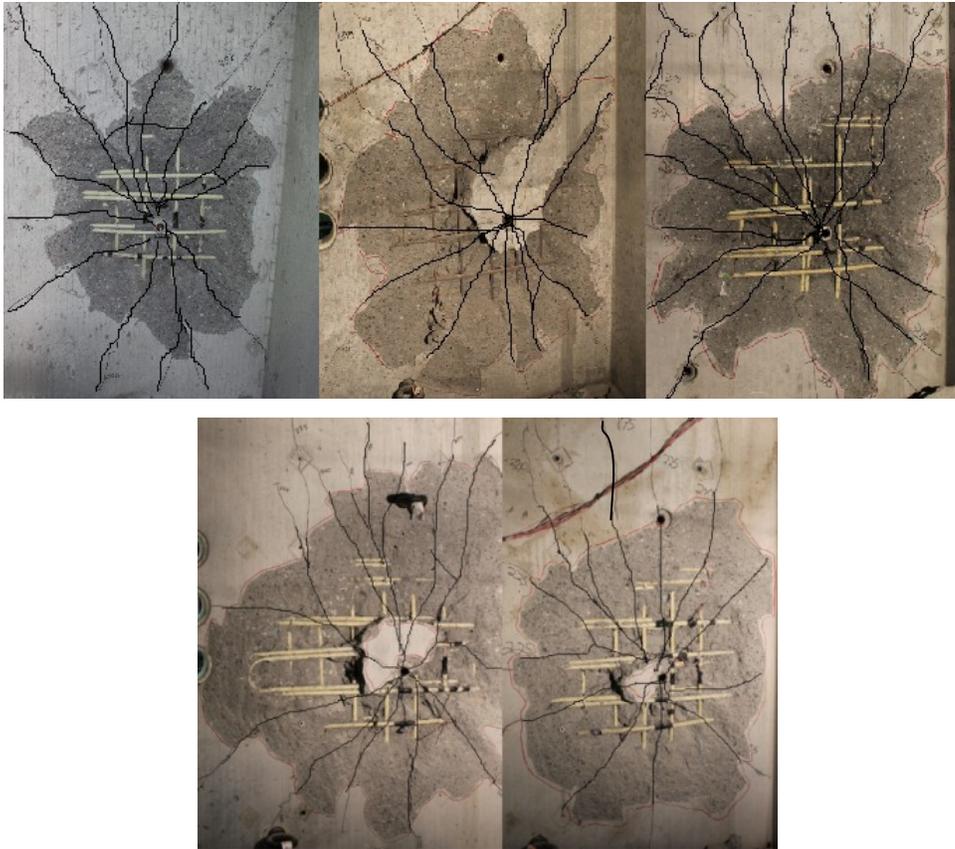


Figure 5-32 : Cônes de ruptures et réseau de fissures de la face est intérieure – PRFV7, Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10 respectivement

5.5.5 Comparaison avec et sans patte stabilisatrice

Pour bien faire la comparaison, le Tableau 5-2 présente les différents résultats (déformation, déplacement et rupture) obtenus pendant les expériences de traction directe (chambres Acier6 et PRFV6) ainsi que les expériences de traction directe avec patte stabilisatrice (chambres Acier7, PRFV7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10).

Pour les chambres en acier, seul le déplacement présente une différence notable entre les deux chambres. Par contre, côté résistance, la chambre Acier7 est supérieure à Acier6 de 4 %, ce qui est négligeable.

On peut observer une différence entre les deux chambres en PRFV. On remarque une tendance moyenne plus élevée pour la déformation des armatures lorsque la patte stabilisatrice est

présente comparativement à lorsqu'il y en a pas. En effet, la chambre PRFV6 est 16,6% moins sollicitée que la moyenne des chambres en PRFV (PRFV8 à PRFV10). Concernant le déplacement, on remarque que les chambres 7 à 10 atteignent un déplacement plus grand en moyenne soit, de 1,0 mm de plus que la chambre PRFV6.

Tableau 5-2 : Comparaison des déformations, des déplacements et des ruptures pour toutes les chambres (volet 2) pour l'essai de tirage directe et de l'essai de tirage avec patte stabilisatrice

Spécimens	ϵ armature ($\mu\epsilon$)	ϵ béton ($\mu\epsilon$)	Déplacement (mm)	Rupture (kN)
Type : Acier				
Acier6	1000 (50 %)	-1800 (51 %)	4,5	475
Acier7	1000 (50 %)	-1700 (49 %)	9,2	493
Type : PRFV				
PRFV6	3200 (16 %)	-3000 (86 %)	8,6	472
PRFV7	N/A	-2700 (77 %)	10,0	416
PRFV8	3400 (17 %)	-1000 (29 %)*	9,9	401
PRFV9	4000 (20 %)	-2800 (80 %)	9,8	364
PRFV10	3800 (19 %)	-2700 (77 %)	9,0	392

*armature brisée

Finalement, pour la résistance ultime nominale, la chambre sans patte stabilisatrice (PRFV7) présente une résistance beaucoup plus élevée que les quatre autres. Effectivement, avec une moyenne de résistance de 393 kN (PRFV7 à PRFV10), comparée à 472 kN, ceci laisse croire que la patte stabilisatrice diminue la résistance au poinçonnement. L'une des raisons qui peut expliquer ce grand écart est l'excentricité de la charge lorsque le mur subit un déplacement latéral due à la charge de traction. La patte augmente les déplacements par un effet de second ordre comme les effets P-Delta. Plus le déplacement statique est grand, plus il est accentué par l'effet de l'excentricité. Ainsi, on observe le même constat que dans le tableau précédent.

5.6 Vérification des équations pour le poinçonnement

Le Tableau 5-3 présente les facteurs V_{exp}/V_{pred} des équations des normes et littératures pour chaque spécimen testé. Pour les valeurs prédites, le facteur de sécurité est égal à 1,0. On conclut que les chambres respectent largement les équations de la littérature.

Tableau 5-3 : Résistance au poinçonnement prédite et expérimentale

Spécimens	V_{exp}/V_{pred}				
	CSA A23.3	CSA S6- 06	ACI 318- 05	Rizk 2011	
Acier6	1,49	1,41	1,70	1,16	
Acier7	1,55	1,47	1,76	1,20	
Type : PRFV	CSA S806-12	ACI 440,1R-06	Ospina 2003	El-Gamal 2005	Nguyen-M. 2013
PRFV6	1,71	1,90	1,60	1,43	2,29/1,61*
PRFV7	1,51	1,68	1,41	1,26	2,02/1,42*
PRFV8	1,45	1,62	1,36	1,22	1,95/1,37*
PRFV9	1,32	1,47	1,23	1,10	1,77/1,77*
PRFV10	1,42	1,58	1,33	1,19	1,90/1,34*

*Calculé sans la limitation de 22,5 degrés du cône de ruptures ($\alpha = 729 (L/d)^{-1,26}$)

CHAPITRE 6

Analyse de la performance et de l'équivalence des chambres souterraines

Cette section évalue la performance des chambres en fonction du devis de performances prescrit par Hydro-Québec. Il sera également question de valider si les chambres en PRFV sont «équivalentes» aux chambres en acier. Il faut rappeler que l'un des buts d'Hydro-Québec et du groupe de recherche, est d'évaluer si les chambres en PRFV peuvent être un meilleur choix que le renforcement en acier pour ce qui de la durabilité permettant une utilisation à plus long terme, ce qui pourrait apporter une économie accrue. Finalement, étant donné que la résistance du béton est plus élevée, on vérifiera si les résultats expérimentaux sont adéquats en ramenant les valeurs expérimentales à 66 MPa pour la résistance en compression (objectif de 60 MPa avec une marge de $\pm 10\%$). L'analyse se fait pour les 17 chambres.

6.1 Comparaison avec le devis de performance

6.1.1 Essai de compression (statique)

Dans cette section, les chambres Acier1, Acier3, PRFV1, PRFV3, Acier5, PRFV5, PRFV6 et Acier6 ont été testées sous charge de compression. Le Tableau 4-2 du chapitre 4 de ce présent mémoire est un ajout par rapport aux critères de performance d'Hydro-Québec puisque leurs critères étaient seulement pour le tirage des câbles. Pour déterminer les valeurs de force en service et à l'ultime, on a ramener les contraintes des terres et des autres charges au niveau du regard. Ainsi, en utilisant les bons facteurs (on a considéré 1 m de remblai en surface), on peut utiliser cette équation simple :

$$F = A * \sum F_{\text{repartie}} + F_{\text{Béton}} \quad (6.1)$$

On trouve les valeurs de 459 kN pour la charge en service et 557 kN pour la charge ultime. La limite de déformation de 2000 $\mu\epsilon$ en service a également été utilisée pour les essais en traction sur les murs. Le Tableau 6-1 présente les résultats des déplacements pour les charges en service et pour les charges ultimes ainsi que les niveaux de déformation à charge limite du montage, soit de 950 kN. Il faut mentionner que les déplacements du tableau ont été tirés du vérin tel quel. Par contre, ces valeurs ne représentent pas seulement le déplacement de la dalle, mais aussi celle de la plaque d'acier (élément non expérimental) et de l'anneau en béton (anneau utilisé depuis le tout début de l'expérimentation - présence de fissures et de déplacement). Cependant, pour rejoindre l'analyse de l'étudiant M. d'Amours et puisque c'est le cas critique le plus absolu pour les chambres, l'analyse de la performance sera fait à l'endroit du vérin.

Tableau 6-1 : Résumé des déplacements du vérin pour toutes les chambres ayant subit des essais en compression (statique)

Chambres	$\Delta_s = 459\text{kN}$ (mm)	$\Delta_f = 557\text{kN}$ (mm)	$\epsilon_{\text{armature}} - \text{max}$ ($\mu\epsilon$)
Acier1	5,1*	5,6*	700
Acier3	7,7	8,8	900
PRFV1	4,9	5,4	100
PRFV3	3,5	4,1	1400
Acier5	5,4	6,9	300
PRFV5	5,9	7,1	900
PRFV6	5,0	5,5	200
Acier6	4,5	5,3	100

* Essai de la deuxième journée. Donc, les déplacements résiduels de la première journée ne sont pas inclus. De plus, ces chambres n'avaient pas de coulis entre la base et la connexion - déplacement supplémentaire non structural, mais plus géométrique.

Pour tout niveau de charges, les déplacements pour toutes les chambres sont en dessous de 10,0 mm. Pour ce qui est des déformations dans l'armature, la déformation maximale dans les armatures a été enregistrée dans la chambre PRFV3, soit 1 400 $\mu\epsilon$, ce qui est plus petit que 2 000 $\mu\epsilon$.

6.1.2 Essai de traction avec poulies

Dans ce type d'essai, les chambres Acier2, Acier3 et PRFV1 ont été testées et analysées. Malgré la grande variabilité des résultats, les déformations dans l'armature restent plus basses que la limite de service, soit de 2 000 $\mu\epsilon$ pour toutes les chambres à la rupture (plus grand que 258 kN). Dans le béton, la déformation maximale enregistrée (Acier2) est de -1 200 $\mu\epsilon$, représentant 34% de la déformation maximale du béton à l'écrasement (3 500 $\mu\epsilon$). Finalement, les points suivants résument et indiquent que les critères de performance des chambres sont adéquates :

- Aucune fissure intérieure à 200 kN au mur pour les chambres Acier2 et Acier3 (respecte la force 112 kN (service));
- Aucune fissure extérieure à 300 kN au mur pour les chambres Acier2 et Acier3 (respecte la force 112 kN - service);
- Aucune fissure intérieure à 150 kN au mur pour la chambre PRFV1 (respecte la force 112 kN (service));
- Aucune fissure extérieure à 250 kN au mur pour la chambre PRFV1 (respecte la force 112 kN (service));
- Flèche de 1,5 et 1,2 mm < 25 mm pour les chambres Acier2 et Acier3 à la charge de plastification (258 kN - zone plastique);
- Flèche de 1,3 < 25 mm pour la chambre PRFV1 à la charge de plastification (258 kN - zone plastique).

6.1.3 Essai de traction directe

Les chambres qui ont été testées en traction directe sont PRFV2, PRFV3, PRFV4, Acier4, PRFV6 et Acier6. Les critères du protocole proposé sont vérifiés pour toutes les chambres :

- Premières fissures intérieures à 100, 125, 125, 150, 150 et 150 kN pour les chambres PRFV2, PRFV3, PRFV4, Acier4, PRFV6 et Acier6 respectivement (respecte la force 112 kN (service));
- Premières fissures extérieures à 200, 250, 225, 200, 250 et 250 kN pour les chambres PRFV2, PRFV3, PRFV4, Acier4, PRFV6 et Acier6 respectivement (respecte la force 112 kN (service));
- À la charge de service (112 kN), le déplacement du mur est de 0,33, 0,28, 0,34, 0,42, 0,93 et 1,07 mm < 4,0 mm;
- Après avoir abaissé la charge de 125 kN à la charge minimum (25 kN ou 50 kN selon le cas), le déplacement des chambres PRFV2, PRFV3, PRFV4 et Acier4 est de 0,12, 0,17, 0,17 et 0,16 mm respectivement, étant négligeable - respecte le critère. Il faut rappeler que pour les chambres PRFV6 et Acier6, ce critère a été enlevé (voir section 5.4);
- Après avoir abaissé la charge de 125 kN à la charge minimale, les déformations maximales dans les armatures sont de 64, 51, 61 et 68 $\mu\epsilon$ pour les chambres PRFV2, PRFV3, PRFV4 et Acier4 - négligeable et respecte le critère;
- À la charge pondérée (168 kN), les déformations maximales dans les chambres en acier Acier4 et Acier6 sont de 616 et 720 $\mu\epsilon$ respectivement, qui sont < 2 000 $\mu\epsilon$ (pour ce qui est des chambres en PRFV, voir point suivant $\leq 2\ 000\ \mu\epsilon$);
- À la charge de plastification (258 kN), les déplacements du mur sont de 1,58, 1,56, 2,48, 2,86, 2,52 et 2,35 mm pour les chambres PRFV2, PRFV3, PRFV4, Acier4, PRFV6 et Acier6 respectivement, qui sont < 25 mm. Pour les chambres en PRFV, les déformations à cette charge sont de 1931, 1948, 1906 et 2016 $\mu\epsilon$, qui sont $\approx 2\ 000\ \mu\epsilon$;
- La rupture par poinçonnement se produit à 455, 391, 414, 385, 472 et 475 kN pour les chambres PRFV2, PRFV3, PRFV4, Acier4, PRFV6 et Acier6 respectivement. Si le calcul de la force pondérée de poinçonnement est fait avec un logiciel par éléments finis, cette charge pourrait être d'environ 171 kN (comprend le béton, la pression de la terre, la nappe d'eau et les véhicules), étant largement inférieure aux résistances nominales.

6.1.4 Essai de traction directe avec patte stabilisatrice

Pour faire un rappel, ce type d'essai est un combinaison entre une charge verticale soutenue au niveau du regard (patte stabilisatrice = 180 kN) et un essai de tirage directe. Cela représente l'installation des câbles à l'intérieur des chambres souterraines. Pour ces essais, ce sont les chambres PRFV7, Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10 qui ont été testées. De plus, pour ce type d'essai, comme en témoigne les prochains points, les critères suivants sont rencontrés :

- Premières fissures intérieures à 150 kN pour toutes les chambres (respecte la force 112 kN (service));
- Premières fissures extérieures à 225 kN pour toutes les chambres, sauf la chambre PRFV8 où les premières fissures apparaissent à 150 kN (respecte la force 112 kN (service));
- À la charge de service (112 kN), les déplacements du mur sont de 0,43, 0,54, 0,82, 0,63 et 0,62 < 4,0 mm;
- À la charge pondérée (168 kN), les déformations maximales dans les chambres sont de 1 549, 548, 1 666, 1 014 et 812 $\mu\epsilon$ pour les chambres PRFV7, Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10 respectivement, qui sont < 2 000 $\mu\epsilon$;
- À la charge de plastification (258 kN), les déplacements du mur sont de 3,21, 1,92, 4,45, 4,46, et 3,23 pour les chambres PRFV7, Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10 respectivement, qui sont < 25 mm. Pour les chambres en PRFV (dans l'ordre d'énumération), les déformations à cette charge sont de 1 954, 3 328, 2 275 et 1 487 $\mu\epsilon$, qui sont plus petit que $0,5 \cdot 18\,900 \mu\epsilon = 9\,450 \mu\epsilon$;
- La rupture par poinçonnement se produit à 416, 493, 401, 364 et 392 kN pour les chambres PRFV7, Acier7, PRFV8, PRFV9 et PRFV10 respectivement. Comme pour la validation des critères de performance pour l'essai de tirage, ces résistances sont plus élevées que la charge de dimensionnement de 171 kN.

6.1.5 Essai en fatigue

Pour les deux types d'essai en fatigue, soit 1 000 000 de cycles et 1P2P3P, le devis de performance d'Hydro-Québec n'a pas de critère spécifique pour ce type de chargement. De plus, la fatigue est une accumulation de dommages, ce qui implique que les contraintes, les

déformations ainsi que les flèches augmentent en fonction du nombre de cycles appliqués. Cependant, pour quantifier la fatigue, il faut qu'il y ait rupture, ce qui n'a pas été le cas avec les quatre chambres testées. En somme, avec les explications suivantes, les niveaux de sollicitation sont négligeables et les chambres sont considérées plus qu'adéquates.

1 000 000 de cycles

Pour la partie armature, les déformations enregistrées sont négligeables. Effectivement, pour l'Acier5, les déformations varient entre $-15 \mu\epsilon$ et $15 \mu\epsilon$, représentant seulement 0,75% par rapport à la déformation élastique maximale. Pour ce qui est de la chambre PRFV5, les déformations varient entre $-30 \mu\epsilon$ et $40 \mu\epsilon$, représentant seulement 0,33% par rapport à la déformation de $40 \mu\epsilon$. Ainsi, on peut mentionner de nouveau que les déformations dans les armatures sont négligeables en ce qui concerne les charges de service qui ont servi pour les essais.

Pour les déformations dans le béton, le béton sur les murs du couvercle ne présente aucune valeur pertinente pour l'analyse. En effet, en considérant une déformation maximale de $3\,500 \mu\epsilon$ (Kumar, 2013), les valeurs maximales pour les deux chambres atteignent seulement 8% pour les PRFV et 2% pour la chambre en acier, ce qui est également négligeable comme valeur.

Pour le réseau de fissuration, aucune fissure n'a été vue lors de l'expérimentation. En fait, sur la partie supérieure du couvercle, la fibre supérieure est en compression, ce qui ferme les fissures. Dans la partie intérieure du couvercle, la fibre est en traction. La déformation n'étant pas élevée à la contrainte de traction, la probabilité d'apercevoir une fissure était mince.

Finalement, pour les déplacements maximaux, la valeur pour la chambre en acier (Acier5) est de 0,45 mm et de 0,55 mm pour la chambre en PRFV (PRFV5). Pour faire le même constat, ces valeurs sont négligeables et d'aucun intérêt.

1P2P3P

Pour la partie d'armature, les déformations enregistrées sont négligeables. En fait, pour PRFV6, la déformation maximale est de $80 \mu\epsilon$, ce qui représente seulement 0,6% par rapport à la déformation élastique maximale. Pour ce qui est de la chambre Acier6, la déformation maximale enregistrée est de $150 \mu\epsilon$, ce qui représente seulement 7, %. Ainsi, on peut redire que les déformations dans les armatures sont négligeables par rapport aux charges de service qui ont servi pour les essais.

Pour les déformations dans le béton, le béton sur les murs du couvercle ne présente aucune valeur pertinente pour l'analyse. Les valeurs maximales pour les deux chambres atteignent seulement 6% pour les deux chambres, étant également négligeable comme valeur.

Pour le réseau de fissuration, c'est la même conclusion que l'on peut faire pour les essais à 1 000 000 de cycles.

Finalement, pour les déplacements maximaux, la valeur pour la chambre en PRFV (PRFV6) est de 0,73 mm et de 0,81 mm pour la chambre en acier (Acier6). Puis, au sujet des essais à 1 000 000 de cycles, les déplacements sont plus élevés. Étant donné qu'on charge, après 100 000 cycles, à 2 fois la charge en service, puis à 3 fois la charge en service, il est évident que les déplacements en fin de course soient plus élevés que pour les essais à 1 000 000 de cycles. Pour faire le même constat, ces valeurs sont négligeables et d'aucun intérêt.

6.2 Effet de la résistance en compression du béton sur les résultats

Bien que les chambres analysées rencontrent les critères du protocole d'essais proposé, la résistance en compression de la majorité des chambres est bien au delà de la limite permise de 66 MPa (résistance à 28 jours). En effet, la moyenne lors des essais était de $82,3 \pm 19,3$, ce qui est largement supérieure à la valeur de 66 MPa.

6.2.1 Déformation des armatures et du béton en flexion

Étant donné que la structure est hyperstatique, il n'y a pas de corrélation visible entre la résistance en compression sur les déformations lors des charges verticales. Théoriquement, pour résister à un moment, la résistance en compression du béton n'a pas beaucoup d'influence sur la déformation des armatures. En effet, pour un béton plus résistant, l'axe neutre est légèrement rehaussé, ce qui augmente légèrement la déformation dans le béton. Toutefois, le bras de levier interne étant augmenté, le moment résistant est un peu plus élevé. Par exemple, pour une section équivalente et que seule la résistance en compression est changée (90 versus 66 MPa), il y a une perte de 7% de résistance.

6.2.2 Résistance au poinçonnement

Encore une fois, on ne voit pas de corrélation directe entre la résistance en compression et la résistance au poinçonnement pour les murs testés. Tel qu'on l'a vu dans la revue de la littérature, la résistance au poinçonnement est en fonction de la racine carrée ou de la racine cubique. Ainsi, il est possible de changer la valeur des résistances expérimentales pour se ramener à une base de 60 MPa ($\sqrt{f_c} = 7,75$). Le tableau suivant (Tableau 6-2) présente les résistances expérimentales corrigées pour un béton de 60 MPa.

Tableau 6-2 : Résistance au poinçonnement corrigée

Chambres	f_c (MPa)	$\sqrt{f_c}$	V_{exp} (kN)	V_{corr} (kN)
PRFV2	92,2	9,6	391	315
PRFV3	84,9	9,2	414	348
PRFV4	94,4	9,7	385	307
Acier4	82,9	9,1	455	387
PRFV6	85,0	9,2	472	397
Acier6	79,3	8,9	475	413
PRFV7	79,5	8,9	416	361
Acier7	76,9	8,8	493	435
PRFV8	77,6	8,8	401	353
PRFV9	85,1	9,2	364	306
PRFV10	88,8	9,4	392	322

Même à la suite de la correction avec la résistance en compression du béton, la résistance reste supérieure pour toutes les chambres par rapport au critère de 258 kN.

6.2.3 Flèches

Lorsqu'on calcule les flèches dans une structure en réalisant un calcul élastique, la résistance des matériaux indique que la flèche est inversement proportionnelle au module élastique du matériau (on fait l'hypothèse que le béton reste dans le domaine linéaire sous charge de service). Selon la norme CAN/CSA S806-12, le calcul du module élastique se calcule à partir de l'équation suivante (6.2) :

$$E_c = 3\,300\sqrt{f'_c} + 6\,900 \quad (6.2)$$

Le module élastique pour un béton de 60 MPa est de 32 462 MPa. Les tableaux suivants (Tableau 6-3 et Tableau 6-4) présentent les corrections des déplacements en service pour toutes les chambres, que ce soit les essais en compression comme les essais pour l'effort de poinçonnement.

Tableau 6-3 : Flèche corrigée pour les essais de compression

Chambres	f'c (MPa)	Ec (MPa)	Δ_s (mm)	Δ_{s-corr} (mm)
Acier1	88,7	37980	5,1	6,0
Acier3	86,0	37503	7,7	8,9
PRFV1	92,2	38587	4,9	5,8
PRFV3	101,3	40114	3,5	4,3
Acier5	76,3	35725	5,4	5,9
PRFV5	82,4	36856	5,9	6,7
PRFV6	85,0	37324	5,0	5,7
Acier6	79,3	36287	4,5	5,0

Par rapport aux déflexions du Tableau 6-3, même en étant corrigées, elles sont plus basses que 10,0 mm. Le Tableau 6-4 présente les flèches en service avant et après correction. On peut conclure que même si le béton avait une résistance en compression de 60 MPa, les chambres seraient adéquates pour les critères de performance d'Hydro-Québec.

Tableau 6-4 : Flèche corrigé pour les essais de traction

Chambres	f'c (MPa)	Ec (MPa)	Δ_s (mm)	Δ_{s-corr} (mm)
Acier2	87,5	37769	1,2	1,4
Acier3	86	37503	0,9	1,0
PRFV2	92,2	38587	0,3	0,4
PRFV3	84,9	37307	0,3	0,3
PRFV4	94,4	38963	0,3	0,4
Acier4	82,9	36946	0,4	0,5
PRFV6	85,0	37324	0,9	1,1
Acier6	79,3	36287	1,1	1,2
PRFV7	79,5	36324	0,4	0,5
Acier7	76,9	35839	0,5	0,6
PRFV8	77,6	35970	0,8	0,9
PRFV9	85,1	37342	0,6	0,7
PRFV10	88,8	37997	0,6	0,7

6.3 Équivalence des chambres en PRFV *versus* en acier

Cette section complète l'analyse des chambres, étant l'un des objectifs de ce mémoire, pour déterminer si les chambres en PRFV sont «équivalentes» aux chambres en acier. Cette section sera surtout qualitative puisque toutes les données ont été relevées précédemment. Les résultats obtenus en laboratoire ne peuvent pas être utilisés étant donné que les chambres sont surdimensionnées, surtout sur la dalles supérieures de la connexion. Cependant, par rapport aux critères de performance d'Hydro-Québec, il est facile de comparer les deux types de

chambres puisque qu'on assume le comportement est pratiquement linéaire. Également les fissures étaient relativement les mêmes pour les deux types de chambre.

Pour les critères des charges verticales (compression - statique), on peut faire par exemple, des comparaisons entre Acier6 et PRFV6 ayant les mêmes déplacements. On le constate aussi avec Acier5 et PRFV5.

Pour les chambres testées en traction directe avec poulies, les fissures apparaissent au même moment autant à l'intérieur qu'à l'extérieur. Par rapport aux flèches, tout dépendamment si le spécimen avait été testé au préalable, on note que les flèches sont équivalentes entre les deux types de chambres. Pour ce qui est des déformations, les chambres en PRFV présentent une déformation supérieure à celle de l'acier. Par contre, si on regarde le pourcentage d'utilisation de la limite élastique des deux matériaux, les chambres en PRFV sont moins sollicitées. Pour ce qui est des tests en traction directe seulement et les tests en traction directe avec patte stabilisatrice, c'est le même constat que le paragraphe précédent.

Ensuite, pour les essais en fatigue, les deux chambres présentent le même comportement, excepté que les déformations (béton et armature) augmentaient un peu plus rapidement que les chambres en acier. Cependant, avec le niveau de déformation atteint, les chambres en PRFV supportent bien les charges en service prévues.

Finalement, à la suite de la précédente analyse et des sections précédentes, on peut conclure que les chambres en PRFV sont «équivalentes» par rapport au comportement global, aux déformations et aux déplacements des chambres en acier. L'Université de Sherbrooke confirme que les chambres en PRFV sont une très bonne alternative pour la durabilité de l'ouvrage, ce qui (éliminerait) enlèverait les problèmes liés à la corrosion et à la dégradation du béton causée justement par la corrosion.

CHAPITRE 7

CONCLUSION

En conclusion, en Amérique du Nord, la corrosion est la principale cause de détérioration des structures utilisant l'acier. Aujourd'hui, on peut remplacer l'armature conventionnelle par des polymères renforcés de fibres afin d'éliminer ce problème de corrosion dans les structures de béton armé. Cependant, les ingénieurs ainsi que les dirigeants démontrent un manque d'expérience envers ce matériau. De plus, les coûts initiaux avec les matériaux composites sont un peu plus élevés que ceux de l'acier, ce qui est souvent un facteur défavorable à son utilisation. Par contre, dans le cas des structures souterraines, le gain monétaire va se faire sur le long terme puisqu'il n'y aura pas de dégradation prématurée des armatures, contrairement aux armatures d'acier.

Le présent mémoire démontre la performance des chambres souterraines renforcées d'armatures en acier et en PRFV. Une revue du volet 1 est fait pour guider les essais pour le volet 2. Finalement, voici les conclusions suite à une analyse du volet 2 et d'une analyse globale (comptant 17 chambres au total) sur la performance des chambres par rapport au devis de performance d'Hydro-Québec:

- Les essais du volet 2 (présent mémoire) démontrent que la conception des chambres est adéquate par rapport aux charges de dimensionnement;
- Les essais en fatigue indique que les chambres (acier et PRFV) sont amplement adéquates (long terme);
- Les deux chambres respectent tous les critères de performance d'Hydro-Québec et sont aptes à être utilisées tel quel;
- Finalement, les chambres en PRFV sont «équivalentes» par rapport aux chambres en PRFV et présentent même des comportements améliorés étant donné que le comportement des chambres est dirigé en général par le béton.

S'il y a conception de futures chambres, les points suivants sont recommandés :

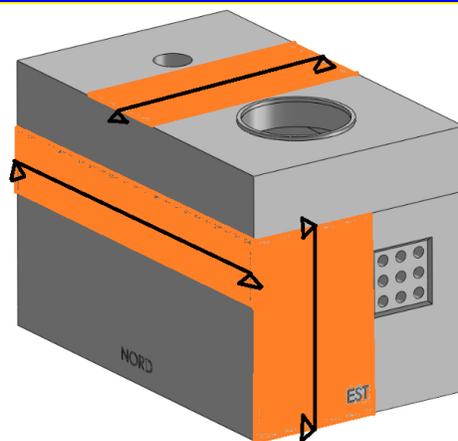
- Création d'une norme ou d'un guide de conception pour les structures souterraines;
- Étant donné que les barres en PRFV sont «équivalentes», l'utilisation de barres avec têtes d'ancrage pourrait faire l'objet d'une étude;
- Diminuer l'épaisseur des parois pour optimiser le dimensionnement - la dalle supérieure étant largement plus forte que les charges appliquées, il y aurait matière à diminuer l'épaisseur par exemple - diminuant le poids et les coûts (Guérin et Benmokrane, 2015);
- Changer l'espacement des armatures pour tous les éléments qui composent les chambres afin d'optimiser et de réduire les coûts (Guérin et Benmokrane, 2015);
- L'utilisation de nouvelles barres qui peuvent être en compétition au niveau du coût avec la fibre de verre, soit la fibre de basalte;
- Finalement, l'utilisation d'un béton ayant une résistance en compression moins élevée pourrait faire l'objet d'une recherche approfondit, car tel qu'il a été dit en introduction, plus de 30 000 structures souterraines sont enfouies et les coûts associés à ces changements sont grandement influencés par le béton (construction).

Si Hydro-Québec privilégie l'utilisation des armatures en matériaux composites dans les nouvelles structures souterraines, la visibilité de ce produit à l'égard des autres dirigeants et des ingénieurs va augmenter et donc les encourager à utiliser ce matériau innovateur. De plus, l'utilisation de ces barres va permettre une durabilité améliorée et va permettre de freiner la dégradation de ces structures. Pour conclure, seul le futur pourra nous montrer les problèmes de dégradation à long terme - ouverture pour une recherche *in situ* avec instrumentation pour évaluer leur comportement à long terme.

CHAPITRE 8

ANNEXE : Note de calcul simplifiée

Calcul et Optimisation de Structures Souterraines de Type 3 d'Hydro-Québec en Béton Armé de PRFV



Préparée par :

Michael Guérin, M. Sc. A., et Brahim Benmokrane, ing., Ph.D.

Département de génie civil

Université de Sherbrooke, Sherbrooke, QC, J1K 2R1

Téléphone: (819) 821-7758; Fax: (819) 821-7974

E-mail: Brahim.Benmokrane@USherbrooke.ca

Révisée le 25 janvier 2015

Calcul de Structures Souterraines de Type 3 d'Hydro-Québec en Béton Armé de PRFV

Préparé par:

M. Guérin, M. Sc. A., et B. Benmokrane, Ph.D.

Chaire de recherche CRSNG du Canada
«Renforcements de PRF innovateurs pour les infrastructures en béton»
Département de génie civil
Université de Sherbrooke,
Sherbrooke, QC
Canada J1K 2R1
Tél: (819) 821-7758
Cell: (819) 571-6923
Fax: (819) 821-7974
E-mail: Brahim.Benmokrane@USherbrooke.ca

22 Janvier 2015

Révisée le 25 janvier

Introduction

Les structures souterraines sont des structures permettant d'abriter et de raccorder des lignes de transmission électrique et/ou des systèmes électriques. Dans la province de Québec, il y a plus de 30 000 structures souterraines qui ont été implantées au cours des 30 dernières années. Ces structures sont habituellement faites avec de l'armature d'acier. Préfabriquées en usine, mais peuvent également être coulées sur place, ces chambres sont soumises à des attaques qui accélèrent la dégradation, ce qui nuit aux performances à long terme. L'humidité du sol, le gel-dégel (cyclique) et l'exposition aux sels de déglacage dégradent rapidement l'armature d'acier par corrosion et l'éclatement et fissuration du béton. Principalement, la dégradation survient surtout sur la surface (contact direct avec le sol).

Une solution à cette problématique est le remplacement de l'armature d'acier par l'armature en matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF). Ces matériaux permettent de garantir une grande résistance et une durabilité accrue de la structure. Selon Hydro-Québec, plus de deux pourcent (2%) de chambres souterraines installées se dégradent rapidement et des dommages menant à des problèmes de service sont permanents. Dû à la corrosion, des fonds importants et de main d'œuvre de personnel pour la réparation ou le remplacement de ces structures sont investis chaque année et le nombre ne cesse d'augmenter. C'est ainsi qu'Hydro-Québec vise à corriger cette problématique de dégradation de ses structures en utilisant l'armature en PRF. C'est ainsi qu'un projet de recherche réalisé en collaboration avec Hydro-Québec et qui a compris la réalisation d'essais statique et cycliques (en charge verticale de compression et de tirage en tension) sur 16 structures souterraines de Type 3 d'Hydro-Québec armées d'acier et d'armature de PRFV (armature en fibre de verre) vient d'être complété avec succès au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Toutes les structures testées ont été fabriquées à l'usine de béton préfabriqué de Lécuyer (St-Rémi, Québec); l'armature de PRFV utilisées pour ces structures porte le nom commercial V-ROD et est fabriquée par l'entreprise Pultrall (Thetford Mines).

Cette note de calcul a été préparée à la demande de M. Mohamed Chekired, chercheur à l'IREQ et chargé du projet décrit ci-avant, au professeur Brahim Benmokrane (professeur et

titulaire de la Chaire CRSNG, département de génie civil, Université de Sherbrooke). Le but de cette note de calcul est de familiariser et guider les ingénieurs-concepteurs d'hydro-Québec dans le calcul des chambres souterraines de type 3 en utilisant l'armature en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) conformément à la norme CSA S806-12.

De plus, un calcul d'optimisation des chambres est fait selon les trois paramètres suivants: 1) résistance en compression du béton (f_c); 2) le recouvrement de béton; et 3) et le type d'armature de PRFV (à haut module d'élasticité HM et à module d'élasticité standard ST). Le but de cet exercice est d'avoir une conception la plus économique tout en assurant une durabilité accrue de la structure. Le calcul et l'optimisation de structures souterraines de Type 3 d'Hydro-Québec en béton armé de PRFV est effectué conformément aux normes canadiennes CSA.

Les calculs de design effectués sont les suivants par ordre chronologique :

1. Calcul 1 : Même géométrie, armature, recouvrement ($e = 50$ mm), béton ($f_c = 75$ MPa) et configuration que les tests effectués en laboratoire
2. Calcul 2 : (Armature PRFV HM - $f_c = 75$ MPa - $e = 35$ mm)
3. Calcul 3 : (Armature PRFV HM - $f_c = 35$ MPa - $e = 35$ mm)
4. Calcul 4 : (Armature PRFV ST - $f_c = 75$ MPa - $e = 35$ mm)
5. Calcul 5 : (Armature PRFV ST - $f_c = 35$ MPa - $e = 35$ mm)

Les calculs (états limites de service et états limites de rupture) sont effectués pour les éléments structuraux suivants:

1. Dalle supérieure de la chambre (connexion)
2. Murs (base - est et ouest)
3. Murs (base - nord et sud).

Il est recommandé d'effectuer des essais en laboratoire (essais en compression en charge vertical et essais de tirage pour le poinçonnement) pour valider l'une ou plusieurs des

chambres optimisées et ainsi avoir une conception plus économique dans le cas où Hydro-Québec le désire.

Critères de conception

La conception des structures souterraines a été réalisée en accordance avec la norme CAN/CSA S806-12 - *Règles de calcul et de construction des structures de bâtiment contenant des polymères renforcés de fibres*.

Hypothèses pour la conception des chambres souterraines

Une étude antérieure a été réalisée à l'Université de Ryerson (Toronto) en 2001 (Lachemi, 2011) sur une modélisation similaire à ce qui va être présentée. Par contre, suite à la lecture du rapport de Lachemi (2011), l'Université de Sherbrooke a décidé de diviser le modèle en deux éléments, soit la base et la connexion (les résultats sont très semblables). Finalement, on a pu relever les hypothèses suivantes pour la modélisation :

- Tous les éléments modélisés sont de type plaque (shell) et se trouvent sur l'axe médian des sections. Il est important dans la modélisation des plaques d'indiquer une épaisseur, car le contraire ne prendrait pas en compte le cisaillement;
- Tous les murs ont une épaisseur de 150 mm et les dalles supérieures et inférieures (base - même si la dalle inférieure à un dénivelé passant de 25 à 210 mm pour l'écoulement, il n'y a aucune différence sur la distribution des contraintes) ont une épaisseur de 250 mm;
- L'analyse demeure dans le domaine élastique;
- Les efforts de compression sont négligés dans la détermination des moments résistants (reste conservateur, car si on regarde la courbe d'interaction M-N, en augmentant un peu l'effort de compression, on augmente le moment résistant admissible, qui est plus grand que le moment résistant pur);
- La pièce du dessus (connexion) est soumise au premier cas de chargement seulement (compression). La base de la connexion est considérée comme des rotules sur tout le périmètre;

- La dalle de la connexion travaille dans son sens court en flexion, soit entre les deux ouvertures (elle ne peut presque pas travailler en flexion dans le sens long à cause des ouvertures);
- Le premier cas de chargement est critique dans la connexion. L'influence du premier cas de chargement sur la base est considérée comme nul;
- La pièce du bas (base est soumise au deuxième cas de chargement (tirage de câbles électriques par traction des ancrages). Pour ce cas de chargement, l'influence de la connexion est négligée, sauf pour le transfert d'efforts de compression dans les murs.

Géométrie de base

La Figure 8-1 présente la géométrie pour la conception des chambres souterraines de type 3 tel que testée en laboratoire. Le tableau suivant présente l'espacement des armatures principales dans les éléments ainsi que le renfort du mur est et ouest.

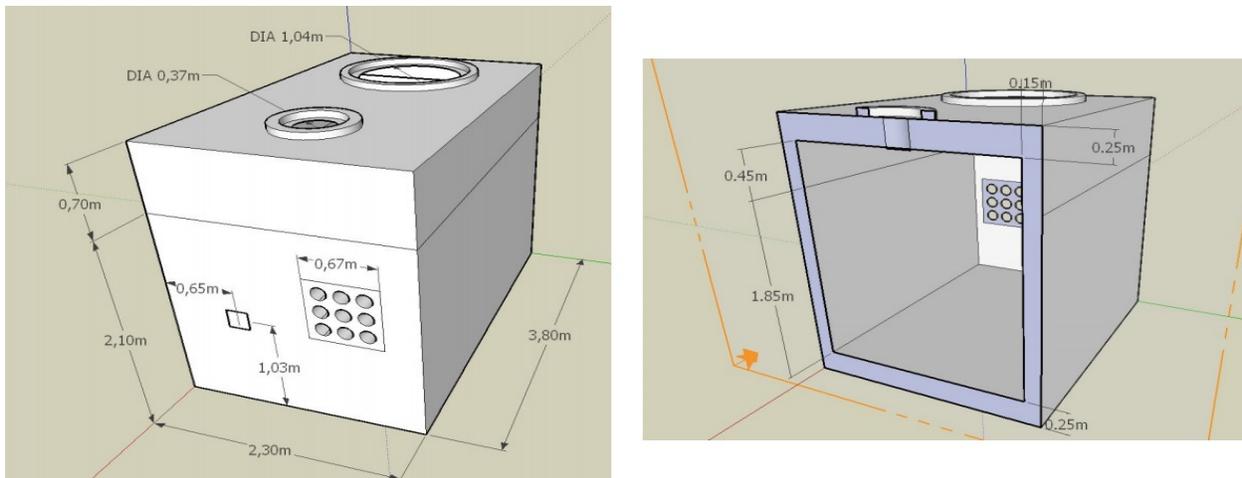


Figure 8-1 : Dimensions d'une chambre de type 3 d'Hydro-Québec

Tableau 5 : Épaisseur et disposition générale des armatures de la chambre telle que testée

Élément	Épaisseur (mm)	Espacement (mm)
Dalle	250	200
Mur (général)	150	150
Renfort mur est et ouest	<i>Idem</i>	125

Modèle 3D de la chambre souterraine de type 3

La modélisation a été effectuée en utilisant SAP2000, un logiciel bien connu des ingénieurs et simple d'utilisation. Par ailleurs, SAP2000 permet la modélisation 3D de façon efficace et le temps de calcul est réduit. Comme mentionné dans la section 2.1, la connexion et la base sont représentées avec des éléments plaques avec une épaisseur de 250 mm pour être en mesure de prendre en considération le cisaillement.

Voici les caractéristiques du raffinement pour les deux éléments :

Connexion

- Dalle supérieure : axe x = 32 éléments - axe y = 20 éléments;
- Murs : axe x = 10 éléments - axe y = 6 éléments - axe z = 4 éléments

Base

- Dalle inférieure : axe x = 32 éléments - axe y = 20 éléments;
- Murs : axe x = 20 éléments - axe y = 12 éléments - axe z = 16 éléments

La Figure 8-2 présente les modèles utilisés pour la conception des chambres souterraines.

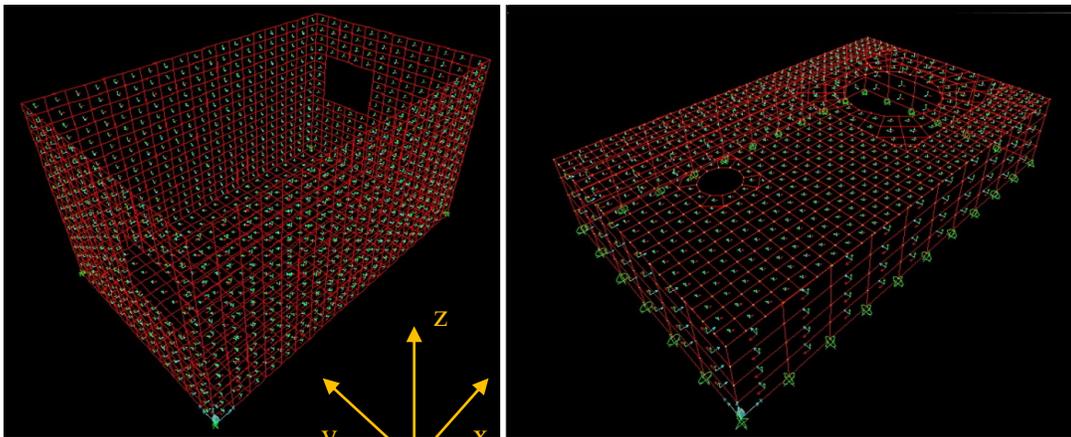


Figure 8-2 : Modèle avec axes locaux de la base (gauche) et de la connexion (droite) dans SAP2000

Le maillage (raffinement) dépend du niveau de précision qu'on veut avoir et également du temps de calcul qu'on veut y mettre. Dans le cas des chambres, le maillage précédent est considéré comme conciliant entre les deux éléments discutés précédemment. Par contre, c'est au choix du praticien du type de maillage qu'il veut.

Charges appliquées

Les tableaux suivants (Tableau 6 et Tableau 7) présentent les deux cas de chargement global présent dans les spécifications du devis de performance d'Hydro-Québec. Pour le présent guide, une hauteur de remblai de 1,5 m a été utilisée.

Tableau 6 : Résumé des charges du devis (Cas No. 1)

Type	Description	Coefficient	Valeur
Mortes	Poids propre (béton)	1,25	23,5 kN/m ³
	Remblai (sans retrait)	1,25	22,8 kN/m ³
	Pression latérale du sol	1,5	(10,7+4,3Z) kPa
Vives	Trafic réparti latéral	1,5	2,7 kPa
	Trafic réparti dessus	1,5	12 kPa
	Trafic ponctuel 1	1,5	112 kN
	Trafic ponctuel 2	1,5	2*78 kN @ 1,2 m
Autre	Pression hydrostatique	1,1	9,8Z kPa

Tableau 7 : Résumé des charges du devis (Cas No. 2)

Type	Description	Coefficient	Valeur
Mortes	Poids propre (béton)	1,25	23,5 kN/m ³
	Remblai (sans retrait)	1,25	22,8 kN/m ³
	Pression latérale du sol	1,5	(10,7+4,3Z) kPa
Vives	Patte stabilisatrice	1,5	115 kN
	Traction des ancrages	1,25	134 kPa
Autre	Pression hydrostatique	1,1	9,8Z kPa

Propriétés mécaniques

Béton

Suite aux résultats en laboratoire, voici les propriétés mécaniques du béton utilisé pour le dimensionnement :

- $f'_c = 75$ MPa (résistance ultime en compression);
- $\epsilon_{cu} = 3500 \mu\epsilon$ (CSA S806-12, article 8.4.1.2);
- $E_c = 35000$ MPa;
- Béton de densité normal : $\lambda = 1,0$.

Barres en PRFV

Le tableau suivant présente les propriétés mécaniques des barres d'armature V-ROD de haut module (HM) de Pultrall utilisées pour le présent guide. Les propriétés des barres V-ROD de PRFV à haut module (grade III, norme CAN/CSA 807-10) de Pultrall sont présentées en annexe. Le tableau 3 ci-dessous présente les propriétés des barres #5 (16 mm) et #8 (25 mm).

Tableau 8 : Propriétés mécaniques des armatures en PRFV haut module

Barre	f_{prfu} (MPa)	E_{prf} (MPa)	ϵ_{prfu}	k_b	A_b (mm ²)	d_b (mm)
#5	1184	62600	0,0189	0,8	197,9	15,87
#8	1000	66400	0,0151	0,8	506,7	25,40

Résultats de l'analyse 3D

Voici les résultats des efforts principaux (Tableau 9) pour le dimensionnement des chambres souterraines.

Tableau 9 : Efforts principaux pour le dimensionnement

Élément \ Effort	Dalle	Mur (est et ouest)	Mur (nord et sud)
Flexion pondérée	33.4 kNm	41.5 kNm	20.7 kNm
Flexion de service	28.6 kNm	27.7 kNm	13.8 kNm
Cisaillement pondéré	70.0 kN (Mf = 33.4 kNm)	133.2 kN (Mf = 25.1 kNm)	60.0 kN (Mf = 10.2 kNm)
Poinçonnement	204.0 kN	171,0 kN	N/A

Dans le Tableau 10, un résumé des résistances pour tous les types d'éléments sont vérifiés (tous les calculs ne sont pas présentés pour réduire au maximum la taille de ce guide). Ces

résistances sont pour les chambres telles que testées en laboratoire. Les résistances pour l'optimisation des chambres sont présentées en annexe.

Tableau 10 : Résultats de l'analyse 3D ainsi que les résistances

Sollicitation	Élément	Section	Effort	Résistance
Flexion	Connexion	Mur	4,2 (kNm)	24,4 (kNm)
			-13,0 (kNm)	-52,6 (kNm)
Flexion	Connexion	Dalle	33,4 (kNm)	155,1 (kNm)
			-13,0 (kNm)	-168,2 (kNm)
Flexion	Base	M11	41,5 (kNm)	57,2 (kNm)
		M22	29,3 (kNm)	44,8 (kNm)
Cisaillement	Connexion	Dalle	70,0 (kN)	117,4 (kN)
Cisaillement	Base	Mur	133,2 (kN)	139,8 (kN)
Poinçonnement	Connexion	Dalle	204,0 (kN)	808,0 (kN)
Poinçonnement	Base	Mur	171,0 (kN)	248,2 (kN)

Les efforts de flexion en service sont :

- Dalle : 28,6 kNm;
- Mur : 8,5 kNm;

Les déformations à ces charges (en service) respectent les limites du code CSA S806-12. La figure suivante présente les éléments principaux analysés (surtout pour l'optimisation des chambres) pour le calcul des résistances des chambres souterraines. Les éléments en oranges sont pour la flexion et le cisaillement unidirectionnel et les carrés rouges sont pour le poinçonnement.

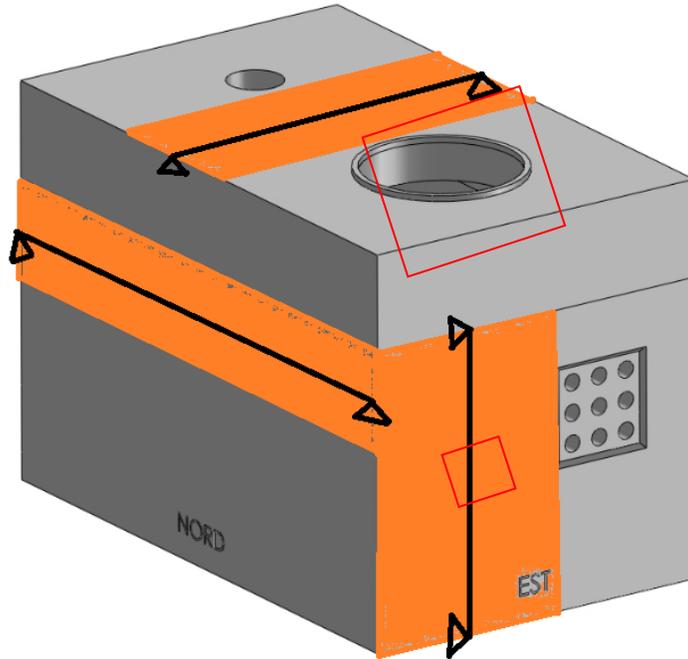


Figure 8-3 : 3D pour les calculs (représentation des poutres simplement appuyées pour illustrer la direction des calculs)

Les calculs de la partie 4 présente un sommaire des calculs de la chambre testée en laboratoire. Il aide pour comprendre le comportement des PRFV dans les structures en béton armé.

Calculs - Même configuration que les tests effectués en laboratoire

Vérification géométrique

L'article 8.2.3 de la norme CSA S806-12 mentionne que l'enrobage minimal, e , doit être le plus grand de 2 fois le diamètre des barres ou 30 mm. Étant donné qu'on utilise des barres de 15,87 mm, $e = 31,7$ mm. Pour le cas des chambres, 50 mm a été utilisé et est suffisant.

Résistance à la flexion à l'ultime

Dans cette section, on va vérifier seulement à résistance à la flexion de la dalle supérieure (connexion) entre les ouvertures. Le calcul et les vérifications sur les autres éléments des chambres se font de la même façon.

Résistance avec un seul rang d'armature

La présente la section à l'étude pour le dimensionnement dans le sens court (ligne passant dans le centre des ouvertures).

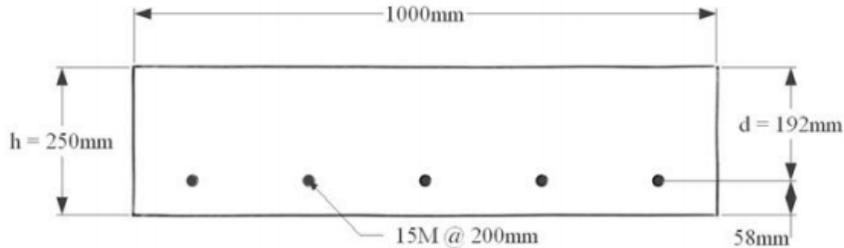


Figure 8-4 : Résistance à la flexion avec un seul rang d'armature

Dans un premier temps, on va vérifier quel type de rupture en flexion on a (soit écrasement du béton ou rupture des armatures). Pour ce faire, on va utiliser l'article 8.4.1.4 de la norme CSA S806-12. Ainsi, l'équation suivante permet de vérifier le taux d'armature ρ_b équilibré d'une section.

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f'_c}{\phi_f f_{prfu}} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{prfu}} \right)$$

Il y a deux facteurs, soit α_1 et β_1 , qui doivent être définis dans l'équation suivante (ils prennent en compte la distribution des contraintes dans le béton ainsi que la hauteur du bras de levier équivalent respectivement).

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f'_c \geq 0,67 = 0,85 - 0,0015 \cdot 75 \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.1.5}$$

$$= 0,74$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025f'_c \geq 0,67 = 0,97 - 0,0025 \cdot 75 \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.1.5}$$

$$= 0,78$$

Ainsi, le taux d'armature équilibré est :

$$\rho_b = 0,74 \cdot 0,78 \frac{0,65}{0,75} \frac{75}{1184} \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,0189} \right)$$

$$= 0,00495$$

Le calcul du taux d'armature sur une section est la suivante :

$$\rho_{prf} = \frac{A}{bd} = \frac{5 \cdot 197,9}{1000 \cdot 192} = 0,00515$$

Étant donné que $\rho_{prf} > \rho_b$, cela signifie qu'on a plus d'armature que l'équilibre des ruptures.

Ainsi, on aura une rupture par compression du béton.

La force de compression interne est donnée par :

$$C = -\alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c b c = -0,74 \cdot 0,78 \cdot 0,65 \cdot 75 \cdot 1000 \cdot c = -28139 \cdot c \text{ N}$$

$$= -28,14 \cdot c \text{ kN}$$

La force de traction dans l'armature est donnée par :

$$T = \phi_f A E_{prf} \varepsilon_{prf} = 0,75 \cdot 5 \cdot 197,9 \cdot 62600 \cdot \left(\frac{(192 - c) 0,0035}{c} \right)$$

$$= 162599,6 \left(\frac{192 - c}{c} \right) \text{ N} = 162,6 \left(\frac{192 - c}{c} \right) \text{ kN}$$

En faisant la somme des forces internes, elle doit être égale à zéro. Pour ce type de rupture, on va avoir à résoudre une équation d'ordre deux de la forme Ax^2+Bx+C . Dans notre cas :

$$A = -28,14 ; B = -162,6 ; C = 31219,2 - \text{donc } c = 30,5 \text{ mm}$$

Les forces internes sont maintenant (la différence entre C et T est minimale et la somme est 0) :

$$C = -28,14 \cdot 30,5 = -858,3 \text{ kN}$$

$$T = 162,6 \left(\frac{192 - 30,5}{30,5} \right) = 861,0 \text{ kN}$$

La résistance à la flexion est la somme des bras de levier des forces internes. Pour simplifier, on va faire la somme par rapport à la résultante de compression :

$$M_r = T \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 861 \left(192 - \frac{0,78 \cdot 30,5}{2} \right) = 155070 \text{ kN} \cdot \text{mm} = 155,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$> 33,4 \text{ kNm}$$

Pour valider le choix d'une section, on doit vérifier l'article 8.4.2.1 de la norme CSA S806-12 disant que $M_r \geq 1,5 M_{cr}$. Pour ce faire, on va utiliser les équations suivantes

$$M_{cr} = f_r \frac{I}{y} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.2}$$

$$f_r = 0,6 \lambda \sqrt{f'_c} = 0,6 \cdot 1 \cdot \sqrt{75} = 5,2 \text{ MPa} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.2.1}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 250^3}{12} = 1,302 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \text{ et } y = h/2 = 125$$

mm

$$M_{cr} = 5,2 \frac{1,302 \cdot 10^9}{125} = 54163200 \text{ Nmm} = 54,2 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.2}$$

En somme, la résistance à l'ultime (155,1 kNm) est plus grande que 1,5 fois la charge de fissuration ($1,5 \times 54,2 = 81,3 \text{ kNm}$).

Dans le cas des dalles, l'article 8.4.2.3 prévoit une aire minimale d'armature dans les deux directions ainsi qu'un espacement maximal.

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{400}{E_{prf}} A_g \\ 0,0025 A_g \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{400}{62600} 1000 \cdot 250 \\ 0,0025 \cdot 1000 \cdot 250 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{CSA S806-12, article} \\ 8.4.2.3 \end{array}$$

$$= 625 \text{ mm}^2 < 5 \cdot 197,9 = 989,5 \text{ mm}^2 - OK$$

L'espacement maximal est la moindre de :

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3h \\ 300 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot 250 \\ 300 \end{array} \right. = 300 \text{ mm} > 200 \text{ mm} - OK \quad \begin{array}{l} \text{CSA S806-12, article} \\ 8.4.2.3 \end{array}$$

Résistance avec plusieurs rangs d'armature

Pour voir toutes les explications des équations, se référer à la sous-section 3.2.1. La Figure 8-5 présente la section pour le calcul de la résistance sur plusieurs rangs. Elle est à titre indicatif seulement.

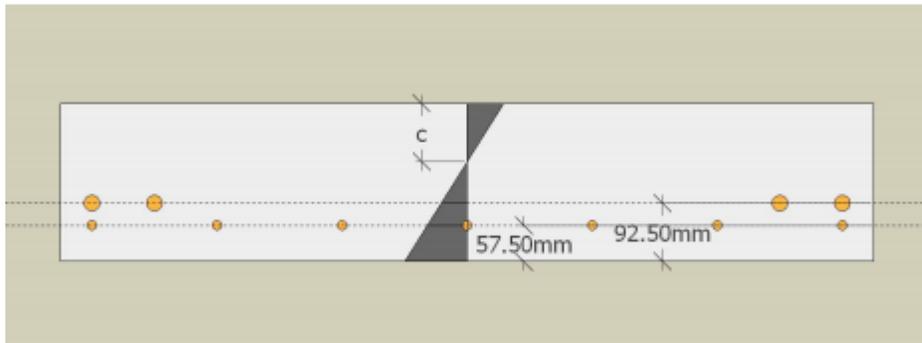


Figure 8-5 : Résistance à la flexion avec deux rangs d'armature

La section fait 250 mm de haut (h) et la largeur totale est de 1300 mm (b).

Voici la séquence des calculs qui s'apparentent au calcul de la sous-section précédente.

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c f'_c}{\phi_f f_{prfu}} \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{prfu}} \right)$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 f'_c \geq 0,67 = 0,85 - 0,0015 \cdot 75 \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.1.5}$$

$$= 0,74$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 f'_c \geq 0,67 = 0,97 - 0,0025 \cdot 75 \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.1.5}$$

$$= 0,78$$

$$\rho_b = 0,74 \cdot 0,78 \frac{0,65}{0,75} \frac{75}{1184} \left(\frac{0,0035}{0,0035 + 0,0189} \right)$$

$$= 0,00495$$

$$\rho_{prf} = \frac{A}{bd} = \frac{7 \cdot 197,9}{1300 \cdot 192,5} + \frac{4 \cdot 506,7}{1300 \cdot 157,5} = 0,0154 \quad \text{Rupture par écrasement du béton}$$

$$C = -\alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c b c = -0,74 \cdot 0,78 \cdot 0,65 \cdot 75 \cdot 1300 \cdot c = -36580 \cdot c \text{ N}$$

$$= -36,58 \cdot c \text{ KN}$$

$$T_1 = \phi_f A E_{prf} \varepsilon_{prf} = 0,75 \cdot 7 \cdot 197,9 \cdot 62600 \cdot \left(\frac{(192,5 - c) 0,0035}{c} \right)$$

$$= 227,64 \left(\frac{(192,5 - c)}{c} \right) \text{ kN}$$

$$T_2 = \phi_f A E_{prf} \varepsilon_{prf} = 0,75 \cdot 4 \cdot 506,7 \cdot 66400 \cdot \left(\frac{(157,5 - c) 0,0035}{c} \right)$$

$$= 353,27 \left(\frac{(157,5 - c)}{c} \right) \text{ kN}$$

A = -36,58 ; B = -580,91 ; C = 99460 - donc c = 44,8 mm

$$C = -36,58 \cdot 44,8 = -1639 \text{ kN}$$

$$T_1 = 227,64 \left(\frac{(192,5 - c)}{c} \right) = 227,64 \left(\frac{(192,5 - 44,8)}{44,8} \right) = 750,5 \text{ kN}$$

$$T_2 = 353,27 \left(\frac{(157,5 - c)}{c} \right) = 353,27 \left(\frac{(157,5 - 44,8)}{44,8} \right) = 888,7$$

$$M_r = \sum T \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) = 750,5 \left(192,5 - \frac{0,78 \cdot 44,8}{2} \right) + 888,7 \left(157,5 - \frac{0,78 \cdot 44,8}{2} \right)$$

$$= 255,8 \text{ kN} \cdot \text{m} >$$

$$M_{cr} = f_r \frac{I}{y} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.2}$$

$$f_r = 0,6 \lambda \sqrt{f'_c} = 0,6 \cdot 1 \cdot \sqrt{75} = 5,2 \text{ MPa} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.2.1}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1300 \cdot 250^3}{12} = 1,693 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \text{ et } y = h/2 = 125$$

mm

$$M_{cr} = 5,2 \frac{1,693 \cdot 10^9}{125} = 70412160 \text{ Nmm} = 70,4 \text{ kNm} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.2}$$

En somme, la résistance à l'ultime (255,8 kNm) est plus grande que 1,5 fois la charge de fissuration (1,5 x 70,4 = 105,6 kNm).

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{400}{E_{prf}} A_g \\ 0,0025 A_g \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{400}{66400} 1300 \cdot 250 \\ 0,0025 \cdot 1300 \cdot 250 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{CSA S806-12, article} \\ 8.4.2.3 \end{array}$$

$$= 813 \text{ mm}^2 < 7 \cdot 197,9 + 4 \cdot 506,7$$

$$= 3412 \text{ mm}^2 - OK$$

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3h}{300} \\ 300 \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3 \cdot 250}{300} \\ 300 \end{array} \right. = 300 \text{ mm} > 200 \text{ mm} - OK \quad \begin{array}{l} \text{CSA S806-12, article} \\ 8.4.2.3 \end{array}$$

Vérification en service

Dans cette section, on va faire la vérification de la dalle supérieure puisque c'est à cet endroit que les efforts en service sont les plus actifs.

Voici la séquence pour déterminer le niveau de contraintes dans les barres d'armature.

$$A = 5 \cdot 197,9 = 989,5 \text{ mm}^2$$

$$n_{prf} = \frac{E_{prf}}{E_c} = \frac{62600}{35000} = 1,79$$

$$p_{prf} = 0,00515$$

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

$$= \sqrt{(0,00515 \cdot 1,79)^2 + (2 \cdot 0,00515 \cdot 1,79)} - 0,00515 \cdot 1,79 = 0,127$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0,127}{3} = 0,96$$

$$f_{prf} = \frac{M_s}{A_{prf} j d} = \frac{28,6 \cdot 10^6}{989,5 \cdot 0,96 \cdot 192} = 156,8 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{prf} = \frac{f_{prf}}{E_{prf}} = \frac{156,8}{62600} = 0,0025$$

$$f_{limite} = 0,25 f_{prfu} = 0,25 \cdot 1184 = 296 \text{ MPa} \quad \begin{array}{l} \text{CSA S806-12, article} \\ 7.1.2.2 \end{array}$$

$$> 156,8 \text{ MPa} - OK$$

L'article 8.3.1.1 mentionne que lorsque la déformation dans l'armature tendue est supérieure à 0,0015, on doit vérifier la largeur des fissures avec l'équation suivante (cas sans exposition de l'extérieur).

$$z = k_b \frac{200000}{E_{prf}} f_{prf} \sqrt[3]{d_c A} \leq 45000 N/mm$$

$$A = 2(\text{recouvrement} + 1/2d_b) b_i = 2(58)200 = 23200 \text{ mm}$$

$$d_c = \text{recouvrement} + \frac{1}{2d_b} = 58 \text{ mm} \quad \text{CSA S806-12, article 8.3.1.1}$$

$$z = 0,8 \frac{200000}{62600} 156,8 \sqrt[3]{58 \cdot 23200} = 44245 \frac{N}{mm}$$

$$< \frac{45000N}{mm} - OK$$

Résistance au cisaillement

Considérons la section de 1 m calculée à la sous-section 3.2.1. Étant donné que la dalle a une épaisseur plus petite que 300 mm (CSA S806-12, article 8.4.4.7), l'équation pour le calcul de la résistance du béton au cisaillement est :

$$V_c = 0,05 \lambda \phi_c k_m k_r \sqrt[3]{f'_c} b d_v \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.4.4}$$

$$k_m = \sqrt{\frac{V_f d}{M_f}} = \sqrt{\frac{70,0 \cdot 0,192}{33,4}} = 0,63 < 1,0$$

$$k_r = 1 + \sqrt[3]{E_{prf} \rho_{prf}} = 1 + \sqrt[3]{62600 \cdot 0,00515} = 7,86$$

Pour ce qui est de d_v , c'est la valeur minimale entre $0,9d$ ou $0,72h = 173$ ou 180 mm → 173 mm. La résistance est :

$$V_c = 0,05 \cdot 1,0 \cdot 0,65 \cdot 0,63 \cdot 7,86 \sqrt[3]{75} \cdot 1000 \cdot 173 \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.4.4}$$

$$= 117412 \text{ N} = 117,4 \text{ kN} > 70,0 \text{ kN} - OK$$

On doit vérifier si l'équation précédente est dans le domaine d'application de la norme. Ainsi :

$$V_{cmin} \leq V_c \leq V_{cmax} \quad \text{CSA S806-12, article 8.4.4.4}$$

$$V_{cmin} = 0,11 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b d_v = 0,11 \cdot 1,0 \cdot 0,65 \sqrt{75} \cdot 1000 \cdot 173$$

$$= 107123 \text{ N} = 107 \text{ kN} > 70 \text{ kN} - OK$$

$$V_{cmax} = 2V_{cmin} = 214 \text{ kN} - \text{la section est adéquate.}$$

Résistance au poinçonnement

Dans cette sous-section, on va regarder la résistance au poinçonnement du mur lorsqu'il y a un effort de traction fait par les poulies du mur ouest. La résistance au poinçonnement est calculée avec la moindre des équations suivantes de la norme CSA S806-12.

$$v_r = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \left[0,028\lambda\phi_c(E_{prf}\rho_{prf}f'_c)^{1/3}\right] \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

(a)

$$v_r = \left(\frac{4d}{b_o} + 0,19\right) \left[0,147\lambda\phi_c(E_{prf}\rho_{prf}f'_c)^{1/3}\right] \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

(b)

$$v_r = 0,056\lambda\phi_c(E_{prf}\rho_{prf}f'_c)^{1/3} \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

(c)

Le crochet d'ancrage repose sur une surface de 20 cm X 20 cm (ainsi $\beta_c = 1$). L'épaisseur des murs est de 150 mm. Le périmètre b_o est de :

$$b_o = 4(b + d) = 4\left(200 + \left(150 - 50 - \frac{15,87}{2}\right)\right) \\ = 1168 \text{ mm}$$

Dans la zone d'ancrage, il y a des barres #5 dans les deux directions avec un espacement de 125 entre eux. Également, il y a un renfort supplémentaire en U au 100 mm horizontalement. Le taux d'armature total est calculé comme suit :

$$\rho_{prf} = \frac{\rho_h + \rho_v}{2} = \frac{\frac{197,9}{57,5 \cdot 125} + \frac{197,9}{92,5 \cdot 100} + \frac{197,9}{75 \cdot 125}}{2} \\ = 0,035$$

Ainsi, la contrainte résistante poinçonnement est le minimum de:

$$v_r = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \left[0,028 \cdot 1 \cdot 0,65(62600 \cdot 0,035 \cdot 75)^{1/3}\right] \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

(a)

$$v_r = \left(\frac{4 \cdot 92}{1168} + 0,19\right) \left[0,147 \cdot 1 \cdot 0,65(62600 \cdot 0,035 \cdot 75)^{1/3}\right] = 2,64 \text{ MPa} \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

(b)

$$v_r = 0,056 \cdot 1 \cdot 0,65(62600 \cdot 0,035 \cdot 75)^{1/3} = 2,31 \text{ MPa} \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

(c)

$v_r = 2,31 \text{ MPa}$. Ainsi, la résistance au poinçonnement est :

$$V_r = v_r b_o d = 2,31 \cdot 1168 \cdot 92 = 248223 \text{ N} = 248,2 \text{ kN} \quad \text{CSA S806-12, article 8.7.2}$$

>171 kN - OK (a)

Pour le poinçonnement de la dalle supérieure (connexion), l'exercice est le même sauf que l'épaisseur et le taux d'armature ne seront pas les mêmes.

Longueur de développement (scellement ou ancrage)

Barres PRFV droites

La longueur d'ancrage (de scellement) pour les barres droites est donnée par :

$$l_d = 1,15 \frac{k_1 k_2 k_3 k_4 k_5 f_{prfu}}{d_{cs} \sqrt{f'_c}} A_b \geq 300 \text{ mm} \quad \text{CSA S806-12, articles 9.3.1 et 9.3.2}$$

L'article 9.3.3 permet de déterminer les facteurs de pondérations k_i par rapport au positionnement des barres, densité du béton, diamètre des barres, du type de fibre ainsi que l'état de surface des barres. Le tableau 5 présente les valeurs retenues.

Tableau 11 : Facteurs de pondération pour la longueur de développement

k_i	Valeur	Raison
k_1	1,0	Il n'y a pas 300 mm de béton sous la barre - autres cas
k_2	1,0	Densité normale
k_3	0,8	Aire est inférieure à 300 mm ²
k_4	1,0	PRFV
k_5	0,8	Fini avec un sable - fiche technique de Pultrall, sinon, on pourrait utiliser 1,0

La valeur de d_{cs} est la valeur moindre entre (1) la distance entre la surface de béton la plus proche et l'axe de la barre à ancrer = 57,5 mm et (2) le 2/3 de l'espacement entre les barres les plus espacées (s'il y a plus d'un rang) = 133 mm. Ainsi, d_{cs} est 57,5 mm. L'aire de la barre est de 197,9 mm².

$$l_d = 1,15 \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1184}{57,5 \sqrt{75}} 197,9 = 346 \text{ mm} \quad \text{CSA S806-12, articles 9.3.1 et 9.3.2}$$

$\geq 300 \text{ mm}$

L'équation précédente est pour développer la pleine capacité. Par contre, comme on le sait, l'effort de flexion, par exemple, dans le sens court entre les ouvertures de la dalle supérieure

est de 33,4 kNm, comparativement à une résistance de 155,1 (section 3.2.1), les barres ne sont pas sollicitées à leur pleine capacité. Ainsi, il y a permis de réduire la longueur d'ancrage avec l'équation suivante :

$$l_{d,req} = l_d \frac{A_{req}}{A_{eff}}$$

A_{eff} est l'aire utilisée pour le dimensionnement. L'aire requise (A_{req}) est l'aire qui est requise pour résister qu'à l'effort de flexion, soit de 33,4 kNm. Pour une même section de béton, il faut déterminer cette aire. Comme on sait qu'on était très près de l'aire balancée, on peut tout de suite dire que la rupture sera par traction des barres. Donc :

$$T = \phi_f A f_{prfu} = 0,75 \cdot A \cdot 1184 = 888 \cdot A \text{ N} = 0,888 \cdot A \text{ kN}$$

Contrairement à l'armature d'acier, on n'atteindra pas la résistance maximale du béton. α_1 et β_1 ne sont plus valides dans ce cas-ci. Pour déterminer ces valeurs, on doit utiliser des abaques (Figure 8-6 et Figure 8-7). Dans ce cas, on pose une valeur de déformation du béton maximale, on prend les valeurs de α et β et on vérifie la somme des forces égales à zéro. Le problème est qu'on a 5 inconnus (axe neutre c , l'aire A , la déformation dans le béton, α et β) et avec 2 équations de disponibles. Avec un tableur Excel, c'est relativement simple, mais il faut beaucoup d'itérations.

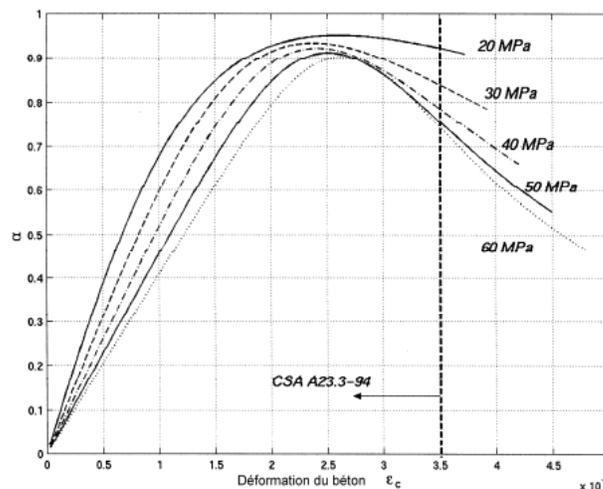


Figure 8-6 : Facteur α pour le bloc de contrainte de compression équivalent

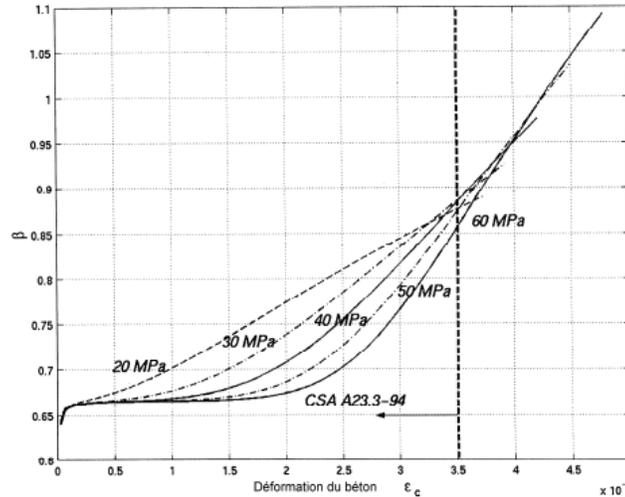


Figure 8-7 : Facteur β pour le bloc de contrainte de compression équivalent

À la suite d'une analyse, on est arrivé à une résistance de 33,6 kNm et un air d'armature de 200 mm². Ainsi, on pourrait réduire la longueur d'ancrage de 80 % la longueur d'ancrage, ce qui donnerait 70 mm. Par contre, on doit respecter la limite de 300 mm.

Barres PRFV courbes

On va regarder l'ancrage des barres courbes de la section de 1,3 m entre les deux ouvertures (nord-sud) puisqu'elles reprennent des moments négatifs dans les coins. Le calcul des longueurs de développement pour les barres courbes se fait avec l'article 9.5 de la norme CSA S806-12.

$$l_d = \frac{f_{prfu}}{3,1} \frac{d_b}{\sqrt{f'_c}} k_2 = \frac{1001 \cdot 15,87}{3,1 \cdot \sqrt{75}} 1,0 = 592 \text{ mm} \quad \text{CSA S806-12, articles 9.5, EQ 9-4}$$

On peut faire le même exercice que pour les barres droites pour diminuer la longueur d'ancrage nécessaire. Ainsi, selon les résultats des résistances ainsi que des efforts obtenus suite à l'analyse, la longueur d'ancrage requise pourrait être de 66 mm. Par contre, la longueur d'ancrage minimale est le maximum de 12 fois le diamètre (190 mm) ou 230 mm.

Optimisation des chambres

Cette section présente les calculs pour optimiser le dimensionnement des chambres. Ainsi, on a fait l'exercice d'optimiser le dimensionnement avec les paramètres suivants : 1) $f'_c = 75 \text{ MPa}$

avec armature HM (Haut module); 2) $f_c = 35$ MPa avec armature HM (Haut module); 3) $f_c = 75$ MPa avec armature ST (Standard); et 4) $f_c = 35$ MPa avec armature ST (Standard).

Tous les calculs sont présentés ci-dessous pour les 4 cas précédents. Le Tableau 12 présente un résumé des dimensions du béton et des dispositions principales des armatures. À noter que le recouvrement de béton pour les 4 chambres optimisées est de 35 mm au lieu de 50 mm pour les chambres testées en laboratoire.

Il faut mentionner que l'armature de renfort supplémentaires dans les chambres telles que testées sont également utilisées dans le calcul de l'optimisation. Également, l'armature de renfort pour les murs est et ouest a le même espacement d'armature que l'armature principale.

Les propriétés pour le béton de résistance en compression de 35 MPa sont :

- $f'_c = 35$ MPa (résistance ultime en compression);
- $\epsilon_{cu} = 3500 \mu\epsilon$ (CSA S806-12, article 8.4.1.2);
- $E_c = 25000$ MPa;
- Béton de densité normal : $\lambda = 1,0$.

Le tableau suivant présente les propriétés géométriques et mécaniques pour l'armature PRFV V-ROD Standard de Pultrall.

Tableau 12 : Optimisation des chambres en fonction d'une étude paramétrique sur la résistance en compression du béton et sur le type de renforcement

f'c = 75 MPa / HM			f'c = 35 MPa / HM		
Dalle (mm)	Mur E-O (mm)	Mur N-S (mm)	Dalle (mm)	Mur E-O (mm)	Mur N-S (mm)
h = 175	h = 150	h = 125	h = 200	h = 175	h = 150
s = 175	s = 175	s = 200	s = 150	s = 175	s = 200
f'c = 75 MPa / ST			f'c = 35 MPa / ST		
Dalle (mm)	Mur E-O (mm)	Mur N-S (mm)	Dalle (mm)	Mur E-O (mm)	Mur N-S (mm)
h = 200	h = 150	h = 125	h = 200	h = 175	h = 150
s = 150	s = 175	s = 175	s = 150	s = 175	s = 175

Tableau 13 : Propriétés mécaniques des armatures en PRFV Standard de Pultrall

Barre	f_{prfu}	E_{prf}	ϵ_{prfu}	k_b	A_b	d_b
	(MPa)	(MPa)			(mm²)	(mm)
#5	1130	52500	0,0199	0,8	197,9	15,87
#8	800	52500	0,0172	0,8	506,7	25,40

LISTE DES RÉFÉRENCES

- Adimi, M. R., Rahman, A. H., Benmokrane B. (2000). *New method for testing fibre-reinforced polymer rods under fatigue*. *Journal of Composites for Constructions*, ASCE, volume 4, numéro 4, p. 206-213.
- Benmokrane, B., EL-Salakawy, E.F., Cherrak, Z., et Wiseman, A. (2004). *FRP composite bars for the structural concrete slabs of a PWGSC parking garage*. *Revue canadienne de génie civil*, volume 31, numéro 5, p. 732-748.
- Bessette, C. et Lachance, L. (2000). *Devis de performance : Critères de conception pour les chambres enfouies*. Hydro-Québec, Varenne, Québec,
- CAN/CSA A23.1-09 (2009). *Constituant et exécution des travaux*. Toronto, Ontario,
- CAN/CSA S806-12 (2012). *Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers*. Toronto, Ontario,
- CAN/CSA S807-10 (2010). *Specification for fibre-reinforced polymers*, Canadian Standards Association édition. ShopCSA, Mississauga, Ontario, 44 p.
- Carvelli, V., Pasini, A. P. et Poggi, C. (2010). *Fatigue behavior of concrete bridge deck slabs reinforced with gfrp bars*. Elsevier, volume B41, p. 560-567.
- d'Amours, A. (2013). *Comparaison structurale entre des structures souterraines en béton armé d'acier et en béton armé de polymères renforcés de fibres de verre*. Maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec,
- Demers, C. E. (1998). *Fatigue strength degradation of E-glass FRP composites and carbon FRP composites*. *Journal of Construction and Building Materials*, volume 12, p. 311-318.
- Demers, M. (2009). *Manuel de calcul des structures en béton armé de barres en PRF*. ISIS Canada, volume 3, numéro 2, p. 4.2-4.3.
- 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*. *ACI structural journal*, volume 102(5), p. 727-735.
- Ellyin, F. et Kujawski, D. (1992). *Fatigue and life prediction of fiber glass reinforced composites*. *Proceedings of the 1st International Conference on Advance Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-1)*, Canadian Society of Civil Engineers, Montreal, Quebec, p. 111-119.

- El-Ragaby, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007). *Fatigue life evaluation of concrete bridge deck slabs reinforced with glass frp composite bars*. Journal of Composites for Constructions, ASCE, volume 11, numéro 3, p. 258-268.
- Frank (1981). *Behavior and design of high-quality glass-fiber composite rods as reinforcement for prestressed concrete members*, volume Report, International Symposium, CP/Ricem/i Bk, Prague, p. 52.
- Fuchs, H. O. et Stephens, R. I. (1980). *Metal fatigue in engineering*, John Wiley and Sons, New York édition
- Guérin, M. et Benmokrane, B. (2015). *Calcul et Optimisation de Structures Souterraines de Type 3 d'Hydro-Québec en Béton Armé de PRFV*, Note de calcul, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec,
- Holmen, J. *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. Division of Concrete Structures, Bulletin No.79-1, NTH,
- Hwan, B. (1986). *Fatigue analysis of plain concrete in flexure*. Journal of Structural Engineering, ASCE, volume 112, numéro 2, p. 273-288.
- Jhamb, I. C., et MacGregor, J. G. *Stress concentration caused by reinforcing bar deformations*. Abeles Symposium, Fatigue of concrete, American Concrete Institute, Détroit USA, numéro SP-41, p. 169-182.
- Katz, A. (2000). *Bond to concrete of FRP rebars after cyclic loading*. Journal of Composites for Constructions, ASCE, volume 4, numéro 3, p. 137-144.
- Kumar, M., Zhaoyu M. et Matovu, M. (2013). *Mechanical properties of high-strength concrete*. ASCU, Buffalo,
- Lachemi, M. (2001). *Analyse par éléments finis du comportement de chambres souterraines en béton armé (Modélisation des chambres de raccordement de Type 3)* (Scientifique). Hydro-Québec,
- Mallet, G. (1991). *Fatigue of reinforced concrete, State of the art review*. Transportation and Road Research Laboratory, Departement of Transport, London, UK,
- Nguyen-Minh, L. et Rovnak, M. (2005). *Punching shear resistance of interior gfrp reinforced slab-column connections*. ASCE journal of composites for construction, volume 17(1), p. 2-13.
- Nimmer R. P. (1990). *Fiber-matrix interface effects in the presence of thermally induced residual stresses*. Journal of composites technology & research, volume 12, numéro 2, p. 65-75.

- Ollivier, J-P. et Vichot, A. (2008). *La Durabilité des Bétons : Bass Scientifiques pour la Formation de Bétons Durables dans leur Environnements*, 2 édition. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 808 p.
- Ospina, C. E., Alexander, S. D. B. et Cheng, J. J. R. (2003). *Punching of two-way concrete slabs with fiber-reinforced polymer reinforcing bars or grid*. ACI structural journal, volume 100(5), p. 589-598.
- Ospina, C.E., Alexander, S.D.B et Cheng, J.J.R (2003). *Punching of two-way concrete slabs with fiber-reinforced polymer reinforcing bars or grids*. Canadian Journal of Civil Engineering, volume 33, p. 1389-1400.
- Ozden, S., Ersoy, U. et Ozturan, T. (2006). *Punching shear tests of normal and high strength concrete flat plates*. Canadian Journal of Civil Engineering, volume 33, p. 1389-1400.
- Paultre, P. (2011). *Structure en Béton Armé : Analyse et Dimensionnement*. Presses Internationales Polytechnique, Montréal, 897 p.
- Philips, L. N. (1989). *Design with advanced composite materials*. Springer-Verlag,
- Pultrall, inc. (2012). Dans www.pultrall.com (page consultée le 2015-01-12).
- Rizk, E., Marzouk, H., Hussein, A. et Hossin, M. (2011). *Effect of reinforcement ratio on punching capacity of rev plates*. Canadian Journal of Civil Engineering, volume 33, p. 729-740.
- Robert, M. (2009). *Étude de la performance de barres de renforcement interne en PRF soumises à des conditions environnementales extrêmes*. Doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke,
- Saito, M. et Imai, S. (1983). *Direct tensile fatigue of concrete by the use of friction grips*. ACI structural journal, volume 80, numéro 5, p. 471-479.
- Schläfli, M. et Brühwiler, E. (1998). *Fatigue of existing reinforced concrete bridge deck slabs*. Elsevier, volume 20, numéro 11, p. 991-998.
- Speisser, E. (1995). *Étude sur les propriétés physico-mécaniques des tiges d'armatures composites à base de fibres pour les structures en béton*. Université de Sherbrooke, Mémoire de maîtrise,
- Tilly, G. P., Moss, D. S. (1982). *Long endurance fatigue of steel reinforcement*. Proceedings, IABSE Colloquium, Fatigue of steel and concrete structures, Lausanne, Switzerland, p. 229-238.

Uomoto, T. et Ohga, H. *Performance of FRP reinforcement as concrete reinforcement*. Proceeding of the 2nd international Conference on Advance Composite Materials in Bridges and Structures (ACMBS-II), Canadian Society of Civil Engineers, Montreal, Quebec, numéro 121, p. 129.

Zhang, Q. Marzouk, H. et Hussein, A. (2005). *A preliminary study of high strength concrete two-way slabs reinforced with gfrp bars*. Canadian Society for Civil Engineering, Toronto, ON, volume 33rd CSCE Annual Conference,