

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Utilisation de modèles analytiques et
numériques pour la prédiction du
comportement sous charge statique de
dispositifs de retenue de ponts routiers de
niveau PL-2 en béton armé de barre
d'armature de polymères renforcés de fibres
de verre

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Alexandre FORTIER

Jury : Brahim BENMOKRANE (directeur)
Charles-Philippe LAMARCHE (rapporteur et examinateur)
Kader LAOUBI (examineur)

RÉSUMÉ

Ce mémoire présente les résultats de calculs analytiques de prédiction du comportement de dispositifs de retenue de niveau PL-2 armé d'armature en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV) soumis aux essais de chargement quasi statique horizontal. L'un des modèles analytiques à l'étude est le calcul de la charge ultime que peut reprendre un dispositif de retenue en fonction des dimensions de la fissure au niveau de la connexion. Le deuxième modèle analytique à l'étude est le calcul de prédiction de la relation charge-déflexion en tête de muret. La collaboration entre le Ministère des Transports du Québec (MTQ), le Ministère des Transports de l'Alberta et l'Université de Sherbrooke a permis d'effectuer des essais quasi statiques sur plusieurs configurations durant les dernières années. Les configurations de dispositifs provenant du MTQ sont des barrières de type 210 et 311 dont les murets et les dalles sont entièrement armés de barres en PRFV. Les configurations des dispositifs de l'Alberta sont quant à eux des dispositifs de type S-1642 et S-1650 dont les murets sont armés de barres en PRFV et les dalles sont armées de barres d'acier enduit d'époxy. Grâce à cette banque de données, il est possible d'effectuer l'étude des modèles sur différentes configurations et ainsi déterminer certaines de leurs limites. De plus, une modélisation par éléments finis de la configuration de dispositif de retenue de type 311 (PL-2) a été effectuée. Le dispositif a été modélisé en trois dimensions avec le logiciel ADINA. De ce modèle, une comparaison avec les données expérimentales a été effectuée afin de le valider. De plus, une étude paramétrique a été effectuée sur l'influence des résistances du béton de la dalle et du muret et du module d'élasticité des barres en polymères renforcés de fibres (PRF). En effet, des bétons de 35 MPa et 50 MPa ont été utilisés afin de représenter trois cas de combinaison de résistance en compression des bétons. Finalement, trois grades de modules élastiques ont été utilisés sur le dispositif ayant un béton de 35 MPa au niveau de la dalle et un béton de 50 MPa au niveau du muret (combinaison la plus courante) afin d'étudier l'effet du module élastique des barres.

Mots-clés : PRFV, dispositif de retenue, prédiction, essais de chargement, barrière de béton, modélisation, charge statique

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de recherche Pr Brahim Benmokrane de m'avoir permis de réaliser ce projet, de m'avoir offert des opportunités d'apprentissage diverses, pour m'avoir donné des conseils de recherche et de vie et finalement de son soutien pendant ma maîtrise.

Je tiens également à remercier Ehab Abdul-Mageed Ahmed de son aide indispensable quant à la définition des objectifs de mon projet, de m'avoir donné son point de vue sur plusieurs questionnements que je me posais et de m'avoir soutenue pendant certains moments de difficulté.

Finalement, je tiens à remercier mes amis pour leur soutien et leur encouragement qui m'ont permis d'avancer et de finir ma maîtrise.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Mise en contexte de la problématique	1
1.2	Définition du projet de recherche	2
1.3	Contribution du projet de recherche	3
1.4	Organisation du mémoire	3
2	ÉTAT DE L'ART	5
2.1	Les dispositifs de retenue en béton armé	5
2.2	Évolution des essais de chargement horizontal	6
2.3	Modélisation de dispositifs de retenue	13
3	DISPOSITIFS DE RETENUE À L'ÉTUDE	17
3.1	Collaboration entre l'UdeS et le MTQ	17
3.1.1	Généralités (4 phases)	17
3.1.2	Dispositif PL-2 de type 210	18
3.1.3	Dispositif PL-2 de type 311	23
3.2	Collaboration de l'UdeS et l'Alberta Transportation	28
3.2.1	Dispositif PL-2 de type S-1642	29
3.2.2	Dispositif PL-2 de type S-1650	34
4	MODÈLE ANALYTIQUE	39
4.1	Modèle de calcul de la charge ultime	39
4.2	Prédiction de la relation charge-déflexion	42
5	MODÈLE NUMÉRIQUE	47
5.1	Objectifs	47
5.2	Présentation du logiciel ADINA	47
5.3	Modélisation	47
5.3.1	Création des géométries	48
5.3.2	Matériaux	50
5.3.3	Éléments	53
5.3.4	Maillage	54
5.3.5	Conditions limites et déplacement imposés	55
5.3.6	Analyse statique non linéaire	59
5.3.7	Caractéristiques d'analyse	60
6	RÉSULTATS ET ANALYSES	61
6.1	Résultats des modèles analytiques	61
6.1.1	Modèle de calcul de prédiction de la charge ultime	61
6.1.2	Modèle de calcul de prédiction de la relation charge-déflexion	72
6.2	Résultats du modèle numérique	76

6.2.1	Calibration du modèle numérique	76
6.2.2	Résultats de l'étude paramétrique numérique	79
7	CONCLUSION	83
7.1	Sommaire	83
7.2	Contribution, recommandations et travaux futurs	85
A	ANNEXE	87
A.1	Itérations des calculs numériques	87
	LISTE DES RÉFÉRENCES	91

LISTE DES FIGURES

2.1	Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2003, [El-Salakawy <i>et al.</i> , 2003]	7
2.2	Mode de rupture d'un dispositif de niveau PL-2 lors d'un essai quasi statique en 2003, [El-Salakawy <i>et al.</i> , 2003]	8
2.3	Mode de rupture d'un dispositif de niveau PL-3 lors d'un essai quasi statique en 2003, [El-Salakawy <i>et al.</i> , 2003]	8
2.4	Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2004, [Zhao <i>et al.</i> , 2004]	9
2.5	Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2004, [Deitz <i>et al.</i> , 2004]	9
2.6	Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2004, [El-Salakawy <i>et al.</i> , 2004]	10
2.7	Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2009, [Matta et Nanni, 2009]	10
2.8	Dispositif de retenue testé par l'équipe de Matta et Nanni en 2009, [Matta et Nanni, 2009]	11
2.9	Mode de rupture du dispositif de retenue PL-2 testé par l'équipe de Matta et Nanni, [Matta et Nanni, 2009]	11
2.10	Schémas des configurations connus et utilisés par G. Mitchell en 2010, [Mitchell <i>et al.</i> , 2010]	12
2.11	Schéma de la configuration d'essais quasi statiques en 2013 pour des dispositifs PL-3, [Khederzadeh et Sennah, 2013]	12
2.12	Mode de rupture du dispositif de niveau PL-3 testé par Khederzadeh et Sennah, [Khederzadeh et Sennah, 2013]	13
2.13	Comparaison des courbes charge-déflexion de la poutre armée d'armature en PRFV de Huang, [Huang, 2011]	14
2.14	Schéma des essais statiques effectués par l'équipe de Duchesneau <i>et al.</i> , [Duchesneau <i>et al.</i> , 2011]	15
2.15	Modèle par éléments finis du dispositif testé par Duchesneau <i>et al.</i> , [Duchesneau <i>et al.</i> , 2011]	15
3.1	Les quatre phases du programme de recherche avec le MTQ, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009] et [Ahmed <i>et al.</i> , 2011]	18
3.2	Dimensions de la dalle - type 210 MTQ, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	19
3.3	Dispositif de retenue de type 210 avec la barrière en acier, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	19
3.4	Détail de l'armature du dispositif de retenue de type 210 - MTQ, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	20
3.5	Étriers des configurations G1 et G2 des barrières de type 210, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	20
3.6	Montage d'essais pour la barrière de type 210, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009] .	21
3.7	Position des LVDT des spécimens de type 210, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009] .	21

3.8	Relation charge-déflexion du spécimen 210-PRFV-G1 (étriers fermés), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	22
3.9	Relation charge-déflexion du spécimen 210-PRFV-G2 (étriers ouverts), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	22
3.10	Rupture du spécimen 210-PRFV-G1 (étriers fermés), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	23
3.11	Rupture du spécimen 210-PRFV-G2 (étriers ouverts), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	23
3.12	Dispositif de retenue de type 311 avec la barrière en acier, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	24
3.13	Détail de l'armature du dispositif de retenue de type 311 - MTQ, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	25
3.14	Dimensions des barres verticales d'armature en PRFV utilisées dans le dispositif type 311 - MTQ, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	25
3.15	Montage d'essais pour la barrière de type 311 niveau PL-3 (1), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	25
3.16	Montage d'essais pour la barrière de type 311 niveau PL-2 (2), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	26
3.17	Position des LVDT des spécimens de type 311, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	26
3.18	Relation charge-déflexion du spécimen 311-PRFV-1, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	27
3.19	Relation charge-déflexion du spécimen 311-PRFV-2, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	27
3.20	Rupture du spécimen 311-PRFV-1 (PL-3), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	28
3.21	Rupture du spécimen 311-PRFV-2 (PL-2), [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	28
3.22	Dispositif de retenue de S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	30
3.23	Dimensions de la dalle - S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	30
3.24	Détails d'armature du dispositif de retenue S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	31
3.25	Dimensions des étriers et des barres transversales utilisés dans le type S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	31
3.26	Position des LVDT des spécimens de type S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	32
3.27	Rupture par flambage de la soudure avec le poteau du dispositif S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	33
3.28	Fissuration dans la connexion avec la dalle du dispositif S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	33
3.29	Relation charge-déflexion du spécimen S-1642, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	34
3.30	Dispositif de retenue de S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	34
3.31	Dimensions de la dalle - S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	35
3.32	Détails de l'armature du dispositif de retenue S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	35
3.33	Dimensions des barres utilisées dans le type S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	36
3.34	Position des LVDT des spécimens de type S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	37
3.35	Relation charge-déflexion du spécimen S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	37
3.36	Mode de rupture du dispositif S-1650, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	38

4.1	Représentaiton schématique de la méthode de calcul de la résistance ultime de la connexion, [Matta et Nanni, 2009]	41
5.1	Schéma du dispositif MTQ-311-G2 pour création de la géométrie	48
5.2	Schéma de la dalle du dispositif MTQ-311-G2 pour création de la géométrie	49
5.3	Représentation de la géométrie de la barrière à partir du logiciel ADINA .	49
5.4	Courbe contrainte-déformation du béton de la dalle	50
5.5	Courbe contrainte-déformation du béton du mur	51
5.6	Courbe contrainte-déformation de la barre VROD LM #5	52
5.7	Courbe contrainte-déformation de la barre VROD LM #6	52
5.8	Représentation du maillage de la barrière de type 311	55
5.9	Représentation numérique de l'application du chargement sur la barrière de type 311	56
5.10	Représentation schématique des efforts sur la barrière de type 311	57
5.11	Représentation numérique de l'appui A sur la barrière de type 311	57
5.12	Représentation numérique équivalente de l'appui B utilisant des ressorts . .	58
5.13	Représentation schématique du système d'ancrage du montage	58
5.14	Représentation numérique des appuis sur la barrière de type 311	59
6.1	Configuration du dispositif M1, [Matta et Nanni, 2009]	62
6.2	Configuration du dispositif M2, [Matta et Nanni, 2009]	62
6.3	Résultats des essais analytiques et expérimentaux sur le dispositif M1 [Matta et Nanni, 2009]	63
6.4	Résultats des essais analytiques et expérimentaux sur le dispositif M2, [Matta et Nanni, 2009]	64
6.5	Détails de la fissure pour la calibration du modèle de calcul - dispositif M2, [Matta et Nanni, 2009]	64
6.6	Comparaison de la résistance ultime avec les données de calibration - dispositif M2	65
6.7	Dimensions de la fissure du dispositif MTQ-210 pour fins de calcul, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	66
6.8	Résistance ultime du dispositif MTQ-210	67
6.9	Dimensions de la fissure du dispositif MTQ-311 pour fins de calcul, [Benmokrane <i>et al.</i> , 2009]	68
6.10	Résistance ultime du dispositif MTQ-311	68
6.11	Dimensions de la fissure du dispositif S-1642 aux fins de calcul, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	69
6.12	Résistance ultime du dispositif S-1642	69
6.13	Dimensions de la fissure du dispositif S-1650 aux fins de calcul, [Ahmed <i>et al.</i> , 2010]	70
6.14	Résistance ultime du dispositif S-1650 selon la résistance en tension provenant de la norme Canadienne CSA	71
6.15	Résistance ultime du dispositif S-1650 selon la résistance en tension provenant de la norme Américaine ACI	71

6.16	Comparaison de la courbe charge-déflexion avec les données de la littérature - dispositif M2	73
6.17	Comparaison de la courbe charge-déflexion avec les données de la littérature - dispositif M1	74
6.18	Comportement charge-déflexion du dispositif MTQ-311	75
6.19	Comportement charge-déflexion du dispositif S-1650	75
6.20	Déformation accentuée de 10% du dispositif MTQ-311 suite à l'application de la charge - vue de côté	77
6.21	Déformation accentuée de 10% du dispositif MTQ-311 suite à l'application de la charge - vue d'ensemble	77
6.22	Comparaison des courbes charge-déflexion avec le modèle par éléments finis du dispositif MTQ-311	78
6.23	Comparaison des courbes charge-déflexion avec le modèle par éléments finis du dispositif MTQ-311 agrandi	79
6.24	Comparaison des courbes charge-déflexion selon le type de béton utilisé . .	80
6.25	Comparaison des courbes charge-déflexion selon le module d'élasticité des barres de PRFV	81

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Équivalence entre les échelles de performance des normes CSA et AASHTO	5
2.2	Charges sur les dispositifs de retenue - CSA	6
2.3	Hauteurs minimales requises des dispositifs de retenue - CSA	6
3.1	Résistance en compression des dispositifs de type 210	21
3.2	Caractéristiques des barres #5 et #6 LM de Pultrall Inc.	21
3.3	Résistance en compression des dispositifs de type 311	26
3.4	Résistance en compression des dispositifs de type S-1642	32
3.5	Caractéristiques des barres No 15 de PB Automation	32
3.6	Résistance en compression des dispositifs de type S-1650	36
5.1	Détails des matériaux de béton pour le modèle MTQ-311-PRFV-2	50
5.2	Caractéristiques pour fins de modélisation des barres #5 et #6 LM de Pultrall Inc.	51
5.3	Différents bétons utilisés aux fins d'étude paramétrique	53
5.4	Caractéristiques des barres V-ROD pour fin d'étude paramétrique	53
5.5	Groupes d'armature dans les propriétés d'éléments	54
5.6	Différentes configurations de l'étude paramétrique	60
6.1	Résumé des résultats et de la précision des calculs analytiques de résistance ultime	72
6.2	Liste des essais à différents niveaux de tolérance sur les déplacements des calculs numériques	78
A.1	Liste complète des essais à différents niveaux de tolérance sur les déplacements des calculs numériques	88
A.2	Liste complète des essais à différents niveaux de tolérance sur les déplacements des calculs numériques (SUITE)	89
A.3	Liste complète des itérations de l'analyse paramétrique	90

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte de la problématique

La corrosion des armatures d'Acier est un problème qui affecte toutes les structures en béton armé. Au Québec, les ponts sont les plus touchés par la corrosion prématurée des barres d'armatures. En effet, le contact constant de la dalle de tablier, des chasses-roues et des dispositifs de retenue accentue la réaction de corrosion sur l'acier. Cette problématique est bien connue du Ministère des Transports du Québec (MTQ) et c'est pourquoi un plan d'action a été activé par le MTQ afin d'assurer une bonne qualité des infrastructures routières [MTQ, 2009]. Ce plan d'action a activé le gouvernement à investir dans la réparation et la reconstruction des structures du réseau routier du Québec. Ainsi, entre 2008 et 2011, 400 ponts et viaduc ont été réparés ou remplacés [MTQ, 2011]. Par contre, plus de 1200 ponts présentent encore des signes de corrosion avancée de leurs barres d'armature en acier. Pour répondre à la problématique de la corrosion prématurée des barres en acier, les barres d'armature en polymère renforcées de fibre (PRF) peuvent être utilisées.

Les barres d'armature en polymères renforcés de fibre (PRF) présentent d'excellentes propriétés contre la corrosion. De ce fait, les structures en béton armé de barres en PRF démontrent une très bonne résistance à la détérioration due par la corrosion. Bien qu'il existe plusieurs sortes de barres de PRF, celles en fibre de verre sont davantage utilisées et recommandées dues à leur aspect plus économique et son application [Benmokrane *et al.*, 2006]. Les barres en polymère renforcé de fibres de verre (PRFV) possèdent plusieurs avantages qui peuvent s'avérer très utiles pour des applications au niveau des dalles de tabliers et de dispositifs de retenue. Par exemple, sa légèreté assure une pose rapide et efficace. Par la suite, sa haute résistance en traction, environ 3 à 4 fois plus élevée que celle de l'acier, permet une nouvelle portée aux dimensionnements de structure. Finalement, ses propriétés chimiques rendent les barres en PRFV résistantes contre la corrosion. Une structure de béton renforcée en matériaux de composite garde ses propriétés anti corrosion tout au long de sa durée de vie et augmente donc la longévité des structures en béton armé [Cusson et Qian, 2009] [Mufti *et al.*, 2007] [Cusson *et al.*, 2006]. Par contre, les barres en PRFV possèdent quelques désavantages tels que son manque de ductilité et son faible

module d'élasticité [Deitz *et al.*, 2004]. Dans les dernières années, plusieurs structures ont été construites en utilisant des barres d'armature en polymères renforcés de fibres. Les dalles de ponts et de stationnements sont des structures idéales pour l'utilisation d'armature en PRF en raison de l'environnement alcalin très intense [Benmokrane *et al.*, 2004] [Benmokrane *et al.*, 2006] [Benmokrane *et al.*, 2007].

Sur les structures de ponts, les endroits les plus à risque à créer de la corrosion sont les chasse-roues et les dispositifs de retenue. Les dispositifs de retenue sont les murs en acier ou en béton qui empêche les voitures et camions de tomber en bas du pont. Ces éléments sont primordiaux, sur les ponts, pour la sécurité des usagés. Ainsi, les dispositifs de retenue doivent être en bon état afin d'assurer leur bon comportement. Depuis quelques années, les chercheurs de l'Université de Sherbrooke se sont penchés sur l'utilisation d'armature en PRFV dans des dispositifs de retenue en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec et de l'Alberta. Afin d'accepter un design de dispositif de retenue, la norme canadienne CAN/CSA S6-06 oblige d'effectuer des essais en laboratoire sur des dispositifs à grandeur réelle. De ce fait, un nombre limité d'études sur des barrières a été effectué en raison du coût important d'un essai d'impact par véhicule ou d'un essai à chargement horizontal. Il serait donc utile d'avoir un aperçu approximatif du comportement des dispositifs avant de dépenser une somme importante dans des essais.

1.2 Définition du projet de recherche

Matta et Nanni [Matta et Nanni, 2009] ont proposé deux modèles de calculs analytiques pouvant prédire la relation charge-déflexion en tête de dispositif de niveau de sécurité PL-2 ainsi que la résistance ultime de la connexion lors d'un essai à chargement horizontal. Cependant, ces modèles n'ont été testés que sur deux configurations de dispositifs de retenue utilisant les normes américaines. L'Université de Sherbrooke possède beaucoup de résultats d'essais statiques effectués durant les dix dernières années. Des configurations hybrides utilisant de l'armature en acier dans la dalle et de l'armature en PRFV dans le muret et des configurations plus couramment utilisées par le MTQ ont été testées. Utiliser les modèles de calculs sur ces différentes configurations pourrait donc aider à savoir si les méthodes sont applicables, peu importe le design. De plus, avec l'évolution des matériaux de PRFV, plusieurs modules d'élasticité de barres sont disponibles sur le marché. Il serait donc intéressant de connaître l'impact de la résistance en compression des bétons utilisés et l'impact du module d'élasticité des barres d'armature en PRFV. Un modèle par éléments

finis devient donc un outil nécessaire et utile pour étudier l'impact de ces facteurs. Les deux objectifs de recherche suivants peuvent donc être posés.

Objectif 1 : Étudier l'utilisation des modèles de calculs analytiques en comparant leurs résultats avec des données expérimentales.

Objectif 2 : Effectuer une étude paramétrique relative au comportement charge-déflexion d'un dispositif de retenue à l'aide d'un modèle numérique.

1.3 Contribution du projet de recherche

La présente recherche permettra de mieux comprendre l'effet du béton et des barres en PRFV utilisé dans le design des dispositifs de retenue. De plus, les modèles de calculs analytiques pourraient devenir un outil de prédiction du comportement des dispositifs de retenue. Ces modèles serviraient ainsi à sauver des coûts considérables lors d'essais statique et dynamique sur de nouvelles configurations de dispositifs de retenue.

1.4 Organisation du mémoire

Le présent mémoire est divisé en 7 chapitres. Suite à l'introduction présentée dans ce présent chapitre, des notions sur les dispositifs de retenue, de l'information disponible dans les normes et l'évolution des essais statiques de chargement horizontal seront présentées dans le **chapitre 2** sur l'état de l'art.

Le **chapitre 3** présente toutes les informations sur les essais effectués sur les dispositifs de retenue à l'Université de Sherbrooke. Quatre configurations de dispositifs y sont décrites et seront utilisées dans la recherche au cours des étapes suivantes.

Le **chapitre 4** présente les modèles de calculs analytiques. L'utilisation, les hypothèses et les particularités à prendre en compte y sont décrites.

Le **chapitre 5** présente la modélisation par éléments finis avec le logiciel ADINA. Les détails et les paramètres y sont décrits.

Le **chapitre 6** présente les résultats des modèles analytiques du chapitre 4 et du modèle numérique du chapitre 5. De plus, une discussion sur les résultats y est présentée.

Enfin, le **chapitre 7** présente la conclusion de la recherche et des suggestions de travaux futurs.

CHAPITRE 2

ÉTAT DE L'ART

Dans ce chapitre, une revue de la littérature et des documents existants en rapport avec des étapes du projet de recherche ou en rapport avec des techniques utilisées dans le projet seront décrits. Cette section sert principalement à faire une revue de littérature de ce qui a été fait dans le domaine de recherche sur les dispositifs de retenue et des outils qui pourraient être nécessaires afin d'atteindre les objectifs fixés.

2.1 Les dispositifs de retenue en béton armé

Le dimensionnement de dispositifs de retenue est un domaine où la liberté de produire de nouvelles conceptions est limitée. La norme CAN/CSA S6-06 est basée sur des dimensionnements de dispositifs de retenue renforcés à l'aide d'armature en PRFV qui sont déjà effectués et testés dans le passé. Ces tests, requis par la norme, sont des essais de chargement horizontal quasi statique et des essais d'impact par méthode du pendule ou d'impact par véhicule [CSA, 2010]. La norme canadienne se réfère principalement à la norme américaine [AASHTO, 2010]. En 1993, un programme de recherche a été effectué sur les essais statique et dynamique afin de déterminer et d'imposer des valeurs de référence de paramètres [NCHRP, 1993]. Les normes américaine et canadienne s'y réfèrent donc. La norme canadienne sur les ponts stipule que toutes les nouvelles configurations de dispositifs de retenue armée avec de l'armature en PRF doivent répondre aux essais d'impacts et aux essais statiques à grandeur réelle. Puisque ces essais peuvent s'avérer coûteux, trois différents niveaux de performance (norme canadienne) existent afin d'avoir un design de dispositif de retenue le plus optimal possible en fonction du débit de véhicules et de son utilisation (niveaux PL-1, PL-2 et PL-3). La comparaison des niveaux de performance entre la norme canadienne et américaine est présentée au tableau 2.1.

Tableau 2.1 Équivalence entre les échelles de performance des normes CSA et AASHTO

CSA S6-06	AASHTO
PL-1	TL-2
PL-2	TL-4
PL-3	TL-5

Chaque niveau de sécurité a des critères précis de résistance ultime du dispositif et de hauteur minimale. Par exemple, le tableau 2.2 représente les charges minimales que le dispositif de retenue doit être dans la possibilité de résister [CSA, 2010]. Ces critères de résistance assurent que le dispositif est capable de reprendre l'impact pour lequel il est conçu. La hauteur minimale est, quant à elle, imposée pour s'assurer que le véhicule ne se retrouve pas de l'autre côté du dispositif. Cette hauteur minimale a été instaurée suite à plusieurs essais d'impact par véhicule. Les essais statiques ne permettent pas de déterminer le comportement du véhicule après l'impact et c'est pourquoi les essais dynamiques sont requis. Le tableau 2.3 indique les hauteurs minimales requises en fonction des différents niveaux de sécurité.

Tableau 2.2 Charges sur les dispositifs de retenue - CSA

Niveau de performance	Charge transversale, kN	Charge longitudinale, kN	Charge verticale, kN
PL-1	50	20	10
PL-2	100	30	30
PL-3	210	70	90

Tableau 2.3 Hauteurs minimales requises des dispositifs de retenue - CSA

Niveaux de performance	H m
PL-1	0,68
PL-2	0,80
PL-3	1,05

2.2 Évolution des essais de chargement horizontal

Les essais de chargement quasi statique horizontal sur un dispositif de retenue fixé à une dalle ont été, dans les dernières années, en constante évolution pour recréer le comportement réel de la structure. Ces essais servent principalement à déterminer la résistance ultime d'une configuration de barrière et de dalle. De plus, le test statique démontre le mode de rupture et la ductilité de la structure. Le mode de rupture varie en fonction du style de dispositif et de la configuration de l'armature.

En 2003, El-Salakawy *et al.* ont mené une investigation pour évaluer la résistance ultime d'un dispositif armé d'armatures en PRFV par des essais quasi statiques ainsi que par des essais dynamiques d'impact par pendule. La configuration des essais statiques, illustrés à la figure 2.1, faisait en sorte que la dalle ne se déformait pas librement verticalement

[El-Salakawy *et al.*, 2003]. Dans la pratique, les poutres externes de pont sont, en général, à 1 mètre de l'extrémité de la dalle créant ainsi un porte-à-faux sous le dispositif de retenue. Toutefois, les essais de El-Salakawy *et al.* ont permis de déterminer la résistance des dispositifs et les résultats ont été représentatifs du comportement réel d'un dispositif. Les figures 2.2 et 2.3 montrent les modes de ruptures des dispositifs de niveau PL-2 et PL-3 testés avec cette configuration. Dans le dispositif de niveau PL-2, la rupture horizontale en cisaillement démontre bien la rigidité élevée de la structure due principalement au mouvement retenu de la dalle.

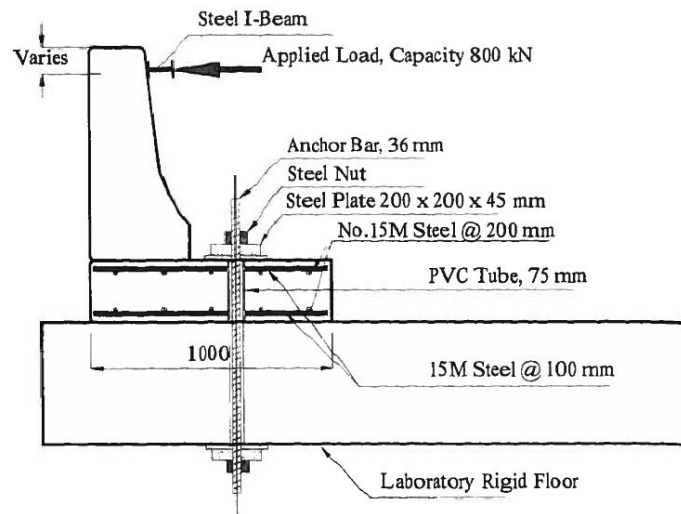


Figure 2.1 Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2003, [El-Salakawy *et al.*, 2003]

De cette étude, le MTQ a lancé une vague de design de ponts avec des sections de dalles armées en PRFV ainsi que des dispositifs de retenue armés de PRFV. Par exemple, le pont de Val-Alain dont la dalle a été entièrement armée d'armature en PRFV [Benmokrane *et al.*, 2007].

Par la suite, des configurations d'essais statiques avec une longueur de dalle en porte-à-faux ont fait leur apparition. Cette configuration réduit donc la rigidité de la structure testée tout en recréant davantage le comportement réel d'un dispositif. D'abord, Zhao *et al.* ont testé les sections de dispositifs reconstruits avec des barres d'ancrage droites [Zhao *et al.*, 2004]. Cette configuration d'essais, tel que l'illustre la figure 2.4, fixe le dispositif à une certaine distance de l'extrémité de la dalle. Par ailleurs, Deitz *et al.* a fait le même style d'essais sur une dalle en porte-à-faux avec une configuration différente (voir figure 2.5) [Deitz *et al.*, 2004]. Dans cette configuration, le dispositif est fixé à l'extrémité

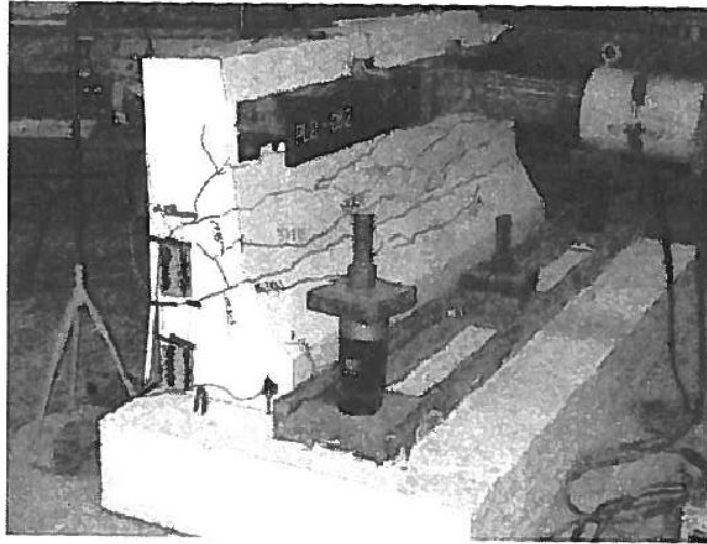


Figure 2.2 Mode de rupture d'un dispositif de niveau PL-2 lors d'un essai quasi statique en 2003, [El-Salakawy *et al.*, 2003]

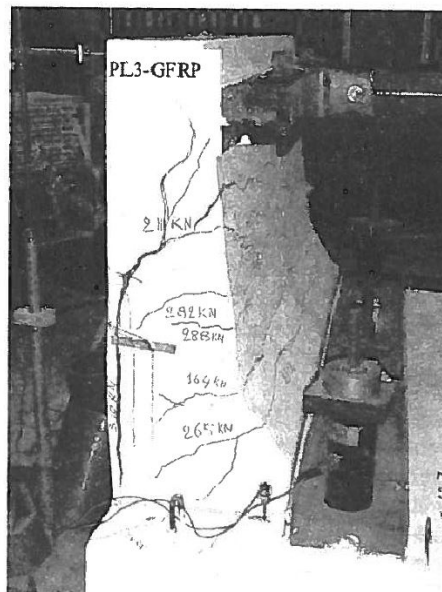


Figure 2.3 Mode de rupture d'un dispositif de niveau PL-3 lors d'un essai quasi statique en 2003, [El-Salakawy *et al.*, 2003]

de la dalle. Tous les deux ont eu des modes de ruptures au niveau des connexions, ce qui représente donc un comportement plus ductile.

Pendant ce temps, il est intéressant de voir que suivant les essais dynamiques d'impact par pendule, [El-Salakawy *et al.*, 2004], la section de la dalle en porte-à-faux n'est toujours pas prise en considération. La figure 2.6 illustre le schéma des essais d'impact en 2004.

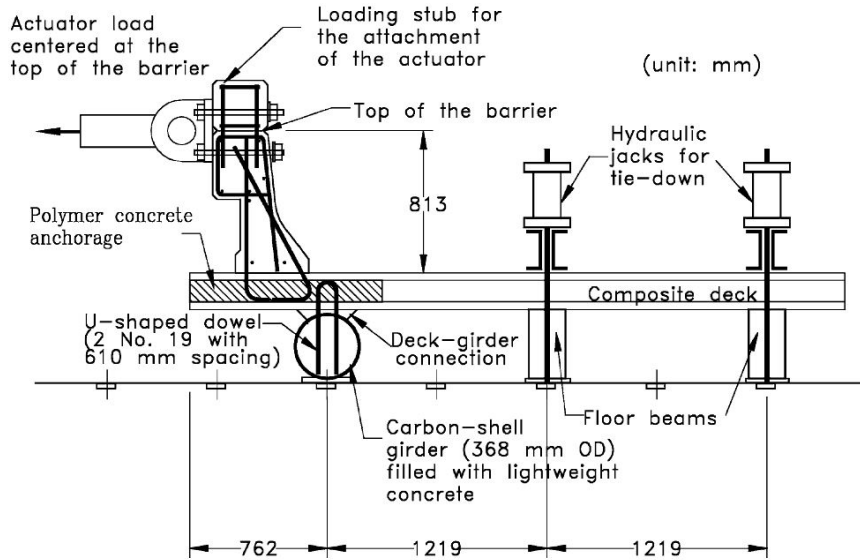


Figure 2.4 Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2004, [Zhao *et al.*, 2004]

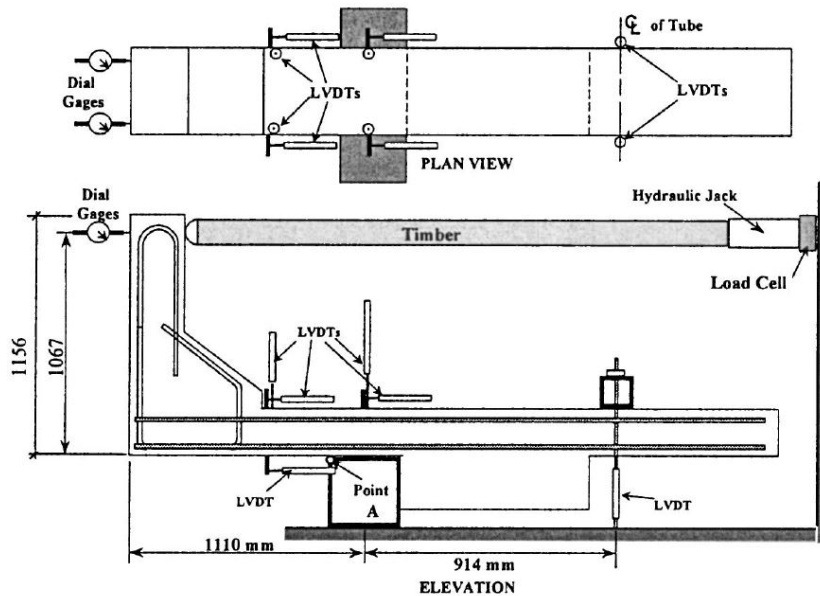


Figure 2.5 Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2004, [Deitz *et al.*, 2004]

En 2009, Matta et Nanni ont effectué des essais statiques sur des dispositifs de niveau PL-2 ainsi que des analyses analytiques qui seront utilisées dans cette présente recherche [Matta et Nanni, 2009]. Les essais ont été effectués sur des barrières armées de PRFV ancrées à une dalle également armée en PRFV. La dalle avait une section en porte-à-faux

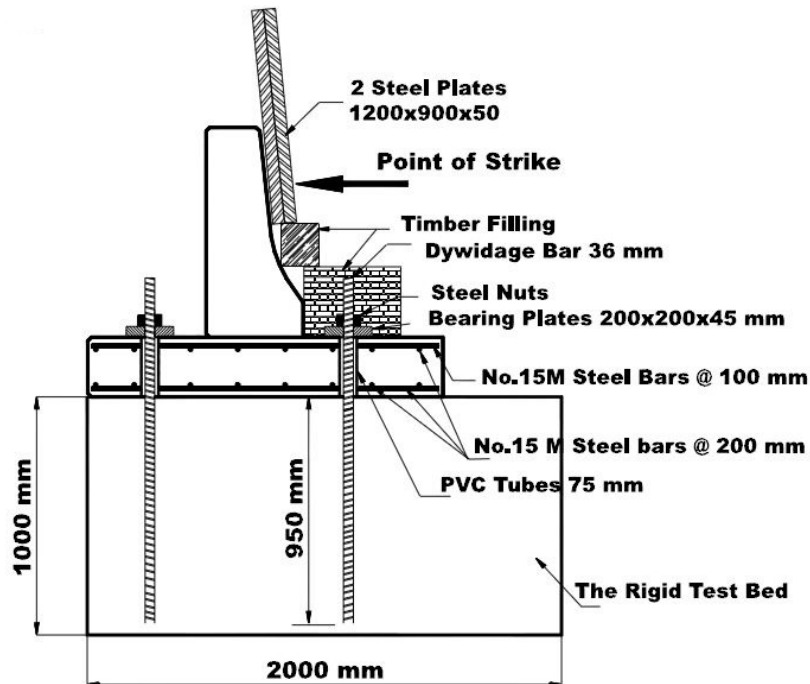


Figure 2.6 Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2004, [El-Salakawy *et al.*, 2004]

d'environ 1 mètre de longueur et supportée en deux points tels qu'illustrés sur le schéma à la figure 2.7.

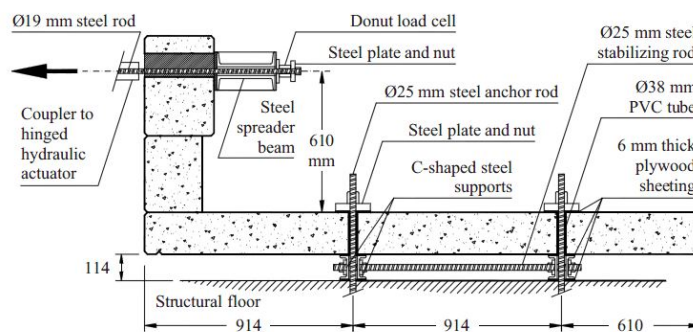


Figure 2.7 Schéma de la configuration d'essais quasi statique en 2009, [Matta et Nanni, 2009]

Les essais, illustrés à la figure 2.8, ont été effectués selon les normes américaines AASHTO [AASHTO, 2002]. Le mode de rupture, montré à la figure 2.9 est situé au niveau de la connexion entre le muret et la dalle.

C'est avec la configuration utilisée dans l'article de Matta et Nanni que les chercheurs

de l'Université de Sherbrooke, en collaboration avec le MTQ, ont fait leurs essais sur les dispositifs de type 210 et 311, décrits au chapitre 4 de ce présent mémoire. Les essais de l'Université de Sherbrooke en collaboration avec l'Alberta Transportation sur le dispositif de type S-1642 et S-1650 sont également issus de cette configuration de tests. Ces dispositifs ont été dimensionnés par l'équipe de l'Alberta en utilisant de l'armature en acier enrobé d'époxy dans la dalle. Plus de détail sur ces essais est disponible au chapitre 4.



Figure 2.8 Dispositif de retenue testé par l'équipe de Matta et Nanni en 2009, [Matta et Nanni, 2009]

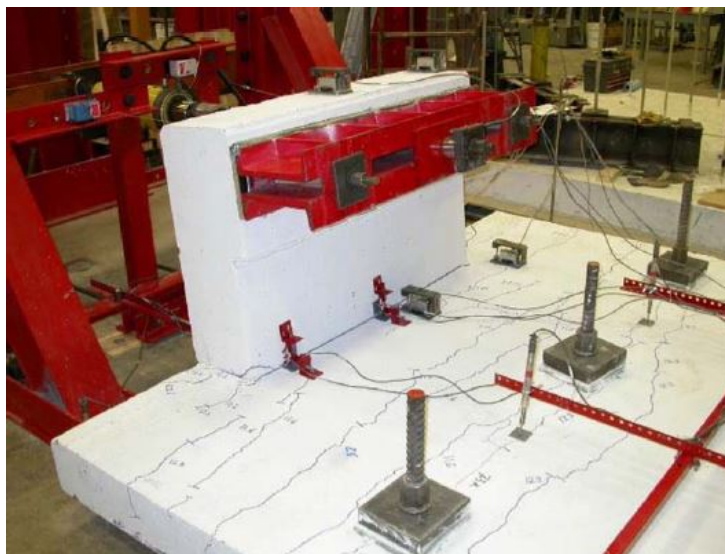


Figure 2.9 Mode de rupture du dispositif de retenue PL-2 testé par l'équipe de Matta et Nanni, [Matta et Nanni, 2009]

Par la suite, en 2010, Mitchell *et al.* ont effectué des essais statiques comportant une section de dalle en porte à faux sur des dispositifs de retenue utilisés en reconstruction de section de barrière telle qu'illustrée la figure 2.10 [Mitchell *et al.*, 2010].

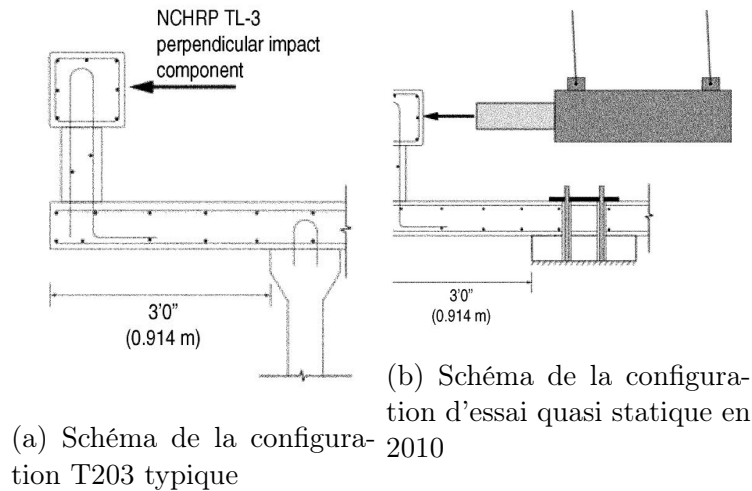


Figure 2.10 Schémas des configurations connus et utilisés par G. Mitchell en 2010, [Mitchell *et al.*, 2010]

Finalement, en 2013, l'équipe de Khederzadeh et Sennah ont testé un dispositif de niveau PL-3 avec une dalle raccourcie, mais offrant toujours le porte-à-faux (voir la figure 2.11). Ce dispositif utilise des barres d'ancrage droites avec un embout de plastique allant chercher l'aire d'ancrage nécessaire [Khederzadeh et Sennah, 2013]. Le mode de rupture est encore une fois au niveau de la connexion telle que l'illustre la figure 2.12.

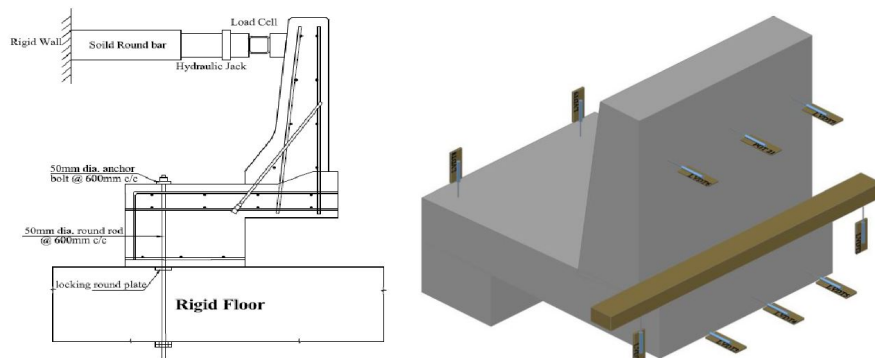


Figure 2.11 Schéma de la configuration d'essais quasi statiques en 2013 pour des dispositifs PL-3, [Khederzadeh et Sennah, 2013]



Figure 2.12 Mode de rupture du dispositif de niveau PL-3 testé par Khederzadeh et Sennah, [Khederzadeh et Sennah, 2013]

2.3 Modélisation de dispositifs de retenue

Quelques modélisations sur des dispositifs de retenue ont été effectuées dans les dernières années. La modélisation est une technique permettant de reproduire un essai expérimental afin de comprendre le comportement de celui-ci. Les calculs numériques permettent de modifier certains paramètres et d'obtenir les résultats sans avoir à effectuer un essai pour chacun des paramètres. Ainsi, en effectuant un essai sur un dispositif quelconque et en effectuant un modèle numérique qui reproduit les résultats obtenus, il est possible, par la suite, de modifier plusieurs paramètres et d'avoir un éventail de résultats. Cependant, la calibration d'un modèle numérique peut s'avérer très complexe et demander beaucoup d'énergie et de temps. Plusieurs comportements, tels que le glissement des barres d'armature dans la structure lors de la fissuration, augmentant ainsi le déplacement du dispositif, peut-être difficile à modéliser avec un logiciel.

En 2002, Wekezer *et al.* ont effectué des essais numériques d'impact sur un dispositif de retenue armé d'armature en acier. Une étude paramétrique a été effectuée avec différents points d'impact et cela a permis, grâce aux éléments finis, de déterminer qu'en fonction des configurations, le point d'impact est très important et ce n'est pas nécessairement le point milieu entre deux poteaux qui est le plus critique [Wekezer *et al.*, 2002]. Il avait utilisé le logiciel LS-DYNA.

En 2009, Alam et Hussein ont effectué des modélisations avec différents logiciels d'élé-

ments finis afin de déterminer les différences de comportement. Ils ont utilisé le modèle simple d'une poutre armée en flexion avec de l'armature en PRFV. La loi de comportement des matériaux de PRFV a été estimée comme étant linéaire jusqu'à la rupture [Alam et Hussein, 2009]. Ils ont comparé le logiciel d'éléments finis ABAQUS avec le logiciel ADINA déterminant la courbure et la résistance ultime de la poutre dans chaque logiciel. De plus, ils ont comparé la modélisation en deux dimensions avec celle en trois dimensions. Ils ont découvert que le logiciel ADINA performe bien en 2D et en 3D lorsque la poutre est armée avec de l'armature en acier. Par contre, lorsqu'elle est armée avec de l'armature en PRF, le modèle en 2D est plus précis.

En 2011, Huang a effectué des essais de flexion avec le logiciel ANSYS. Il a principalement étudié le comportement d'une poutre en béton armé de PRFV et fait des comparaisons entre les essais expérimentaux et les résultats du modèle numérique. Il a observé que plus la charge se rapproche de la résistance ultime du spécimen, plus la différence entre le modèle numérique et les essais expérimentaux augmente (voir figure 2.13)[Huang, 2011]. Cela est principalement dû au glissement entre les barres d'armature et le béton lors de la fissuration du spécimen.

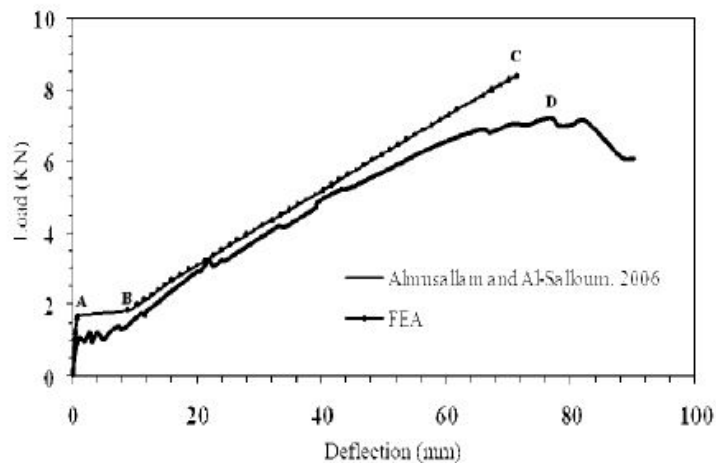


Figure 2.13 Comparaison des courbes charge-déflexion de la poutre armée d'armature en PRFV de Huang, [Huang, 2011]

Enfinement, en 2011, Duchesneau *et al.* ont effectué un modèle par éléments finis d'un dispositif de retenue de niveau PL-2 avec le logiciel Atena 3D. La figure 2.14 illustre le montage des essais expérimentaux et la figure 2.15 illustre le modèle par éléments finis. Plusieurs hypothèses ont été retenues, telles que l'encastrement à chaque extrémité de la dalle sauf la face du côté du dispositif [Duchesneau *et al.*, 2011]. Un chargement à pas de temps a été utilisé avec un critère de convergence par déplacement.

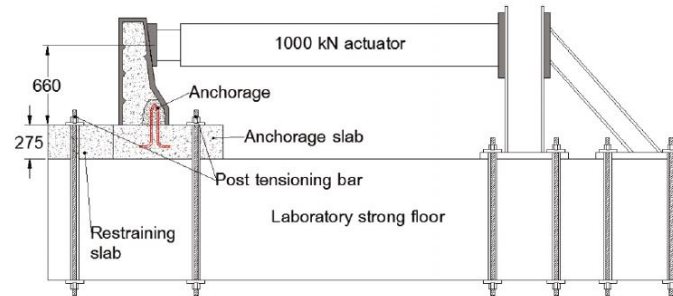


Figure 2.14 Schéma des essais statiques effectués par l'équipe de Duchesneau *et al.*, [Duchesneau *et al.*, 2011]

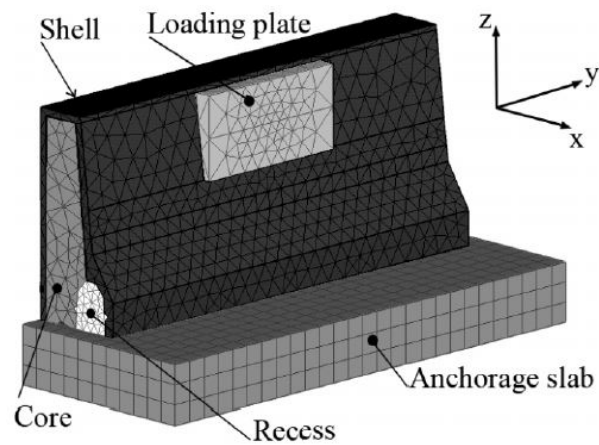


Figure 2.15 Modèle par éléments finis du dispositif testé par Duchesneau *et al.*, [Duchesneau *et al.*, 2011]

CHAPITRE 3

DISPOSITIFS DE RETENUE À L'ÉTUDE

Ce présent chapitre décrit les différentes configurations de dispositifs de retenue dont les données expérimentales sont disponibles. Toutes ces configurations ont été sujettes à des essais de chargement statique horizontal par l'équipe de l'Université de Sherbrooke dans le laboratoire de structure. Les données recueillies seront ensuite utilisées à des fins de comparaison pour les modèles analytiques et de calibration du modèle numérique.

3.1 Collaboration entre l'UdeS et le MTQ

Au cours des dernières années, le Ministère des Transports du Québec s'est penché sur l'étude de configurations de dispositifs de retenue armés à l'aide d'armature de PRFV. C'est ainsi qu'un programme de recherche en collaboration avec l'Université de Sherbrooke a pris forme sous la direction du professeur Brahim Benmokrane. Cette recherche avait pour objectif de caractériser différentes configurations de type 210 et 311 armé d'armature en PRFV.

3.1.1 Généralités (4 phases)

Le programme de recherche comportait quatre phases permettant d'étudier tout ce qui entoure la construction, la performance et la réhabilitation de tels dispositifs. La première phase (Phase I) comprenait la réalisation d'essais statiques en laboratoire sur des glissières de type 210 et 311, voir la figure 3.1a. L'ensemble des barrières et des dalles étaient armés d'armature en PRFV. Le rapport technique émis en septembre 2009 est donc la source des données expérimentales qui seront utilisées dans cette recherche [Benmokrane *et al.*, 2009]. La deuxième phase (Phase II) du programme de recherche consistait en des essais dynamiques d'impact par pendule sur les mêmes configurations de dispositifs, voir la figure 3.1b. La troisième phase (Phase III) consistait à effectuer la démolition par marteaux piqueurs des dispositifs afin d'étudier la possibilité de réfection en cas d'impact, voir la figure 3.1c. Finalement, la quatrième phase (Phase IV) comprenait des essais de caractérisation de barres courbes en PRFV utilisées dans les configurations proposées afin de déterminer leurs résistances en traction, voir la figure 3.1d. Le rapport final contenant

les données de la phase II, III et IV a également été utile afin d'avoir accès aux observations et aux conclusions de ces essais [Ahmed *et al.*, 2011].



(a) Phase I

(b) Phase II

(c) Phase III

(d) Phase IV

Figure 3.1 Les quatre phases du programme de recherche avec le MTQ, [Benmokrane *et al.*, 2009] et [Ahmed *et al.*, 2011]

La première phase (Phase I) de ce programme de recherche a été effectuée selon les dernières techniques d'essais statiques sur dispositifs. En effet, la répartition de la charge a été effectuée à l'aide d'une poutre d'acier ayant une longueur de 2 mètres permettant la répartition de la charge horizontale entre les deux poteaux de la section d'acier des configurations. De plus, la dalle a été surélevée de 114 mm au-dessus de la dalle rigide du laboratoire de recherche de l'Université de Sherbrooke. Cette élévation permet ainsi un comportement de la dalle plus représentatif de la réalité.

Les résultats expérimentaux de la première phase (Phase I) seront utilisés dans les modèles analytiques et le modèle numérique. Toutes les données étaient disponibles ainsi que les observations lors des essais.

3.1.2 Dispositif PL-2 de type 210

La configuration des dispositifs de type 210 testés à l'Université de Sherbrooke en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec est représentée à la figure 3.3. Un porte-à-faux de 1 m entre l'ancrage et l'extrémité de la dalle au niveau de la barrière permet une bonne représentation de la réalité. En effet, la dalle du tablier a été ancrée à six endroits dans une dalle de 3 m de long par 2,5 m de largeur. Des barres DYWIDAG se raccordant à la dalle rigide du laboratoire de recherche fixent la dalle du dispositif pour ne pas que celle-ci se déplace dans les sens horizontaux (voir figure 3.2). De plus, des cornières en «C» sont positionnées entre la dalle rigide et la dalle du dispositif de retenue afin de

surélever celle-ci de la hauteur voulue. La figure 3.3 schématise le dispositif de retenue de type 210 du MTQ ainsi que la dalle de béton et le système d'ancrage utilisé. Le dispositif de retenue avait une longueur totale de 2,6m dans le sens de la longueur de la dalle.

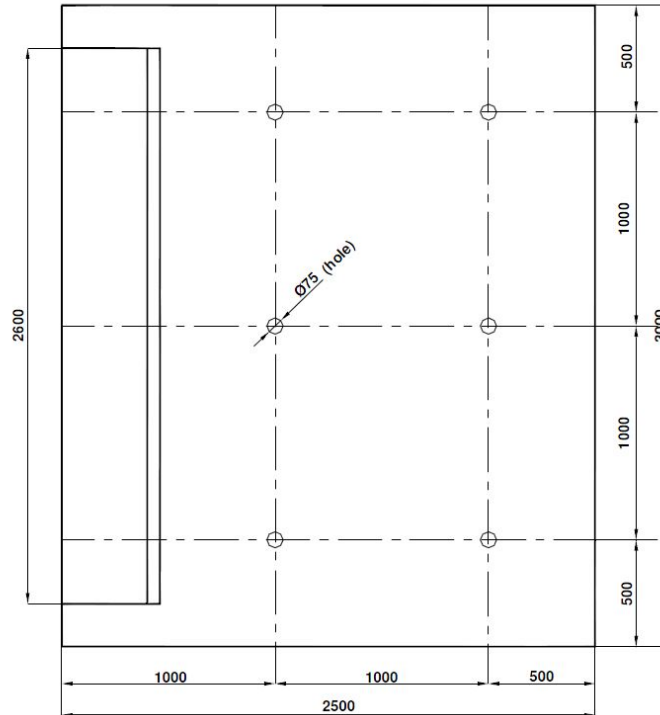


Figure 3.2 Dimensions de la dalle - type 210 MTQ, [Benmokrane *et al.*, 2009]

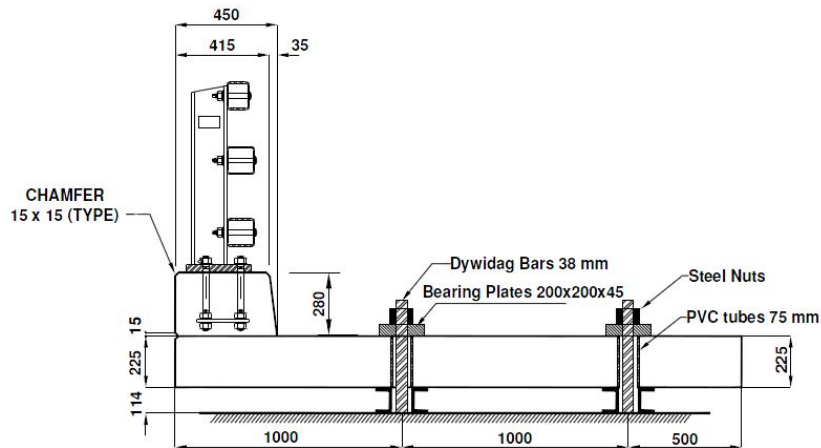


Figure 3.3 Dispositif de retenue de type 210 avec la barrière en acier, [Benmokrane *et al.*, 2009]

Les détails de l'armature utilisée dans le dispositif de retenue de type 210 sont illustrés à la figure 3.4. Deux systèmes d'étriers ont été utilisés et testés lors de ce projet de

recherche. Des étriers fermés (G1) permettent un meilleur confinement, mais la fabrication des étriers est plus dispendieuse. De plus, des étriers ouverts (G2) ont été testés afin de voir si le comportement était comparable aux étriers fermés. Ces étriers ouverts sont moins dispendieux à la fabrication et également plus simples à installer. La figure 3.5 détaille les dimensions des étriers.

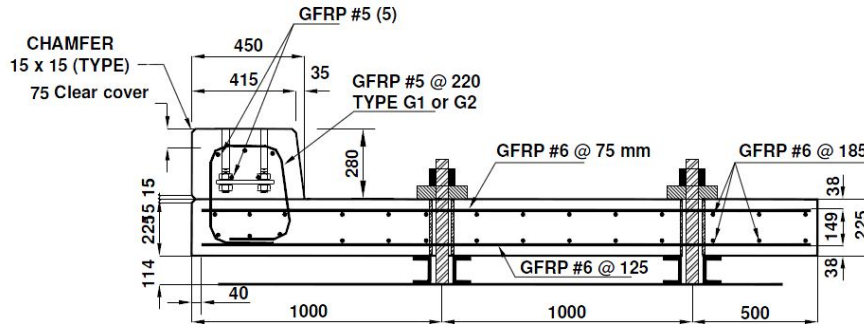
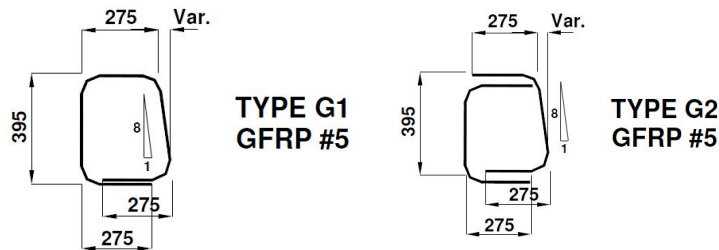


Figure 3.4 Détail de l'armature du dispositif de retenue de type 210 - MTQ, [Benmokrane *et al.*, 2009]



(a) Étrier fermé - G1 (b) Étrier ouvert - G2

Figure 3.5 Étriers des configurations G1 et G2 des barrières de type 210, [Benmokrane *et al.*, 2009]

La charge horizontale a été appliquée sur une poutre de 2 m de long fixée à la barrière à une hauteur de 776 mm au-dessus de la dalle tel que l'illustre la figure 3.6.

Tous les spécimens ont été fabriqués avec du béton à densité normale avec une résistance en compression spécifiée de 35 MPa (béton MTQ, Type V). Les valeurs réelles des résistances en compression selon les spécimens qui seront utilisés dans les calculs de la présente recherche sont présentées au tableau 3.1 [Benmokrane *et al.*, 2009].

Toutes les barres d'armature en PRFV proviennent de la compagnie Pultrall Inc. Les barres d'armature sont de type V-ROD LM #5 et #6 et possèdent un faible module d'élasticité (LM). Selon la fiche signalétique disponible sur le site internet de la compagnie, [Pultrall, 2011], les caractéristiques des barres ont pu être connues et le tableau 3.2 en fait le résumé.

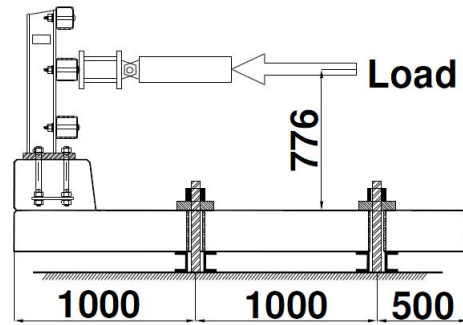


Figure 3.6 Montage d'essais pour la barrière de type 210, [Benmokrane *et al.*, 2009]

Tableau 3.1 Résistance en compression des dispositifs de type 210

Spécimens	Sections	f'_c MPa
210-PRFV-G1	Mur	37,8
	Dalle	37,8
210-PRFV-G2	Mur	40,4
	Dalle	45,1

Tableau 3.2 Caractéristiques des barres #5 et #6 LM de Pultrall Inc.

Barres	E GPa	f_{frp} MPa	Aire de la section mm ²	Coefficients de poisson
PRFV #5	42,5	804	199	0,25
PRFV #6	44,5	666	287	0,26

Plusieurs capteurs de déplacement (LVDT) ont été positionnés sur le dispositif de retenue. La figure 3.7 montre un schéma de leurs emplacements. De plus, plusieurs jauges ont été positionnées sur les barres d'armature en PRF ainsi que dans le béton, cependant ces données ne sont pas pertinentes par rapport au sujet de recherche. Leur emplacement et leurs résultats ne seront donc pas présentés.

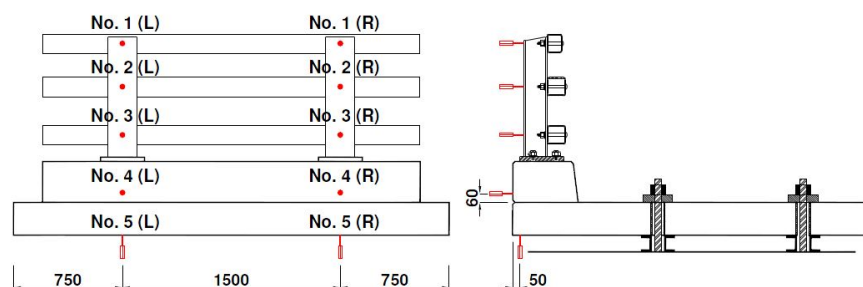


Figure 3.7 Position des LVDT des spécimens de type 210, [Benmokrane *et al.*, 2009]

Les essais statiques ont permis d'avoir le comportement réel d'un dispositif de type 210 armé de PRFV et ainsi connaître sa déflexion à l'ultime, sa résistance ultime ainsi que son mode de rupture. La figure 3.8 montre la relation charge-déflexion du dispositif de retenue de type 210 armé d'étriers fermés en PRFV. La figure 3.9 montre la relation charge-déflexion pour le dispositif de type 210 armé d'étriers ouverts en PRFV.

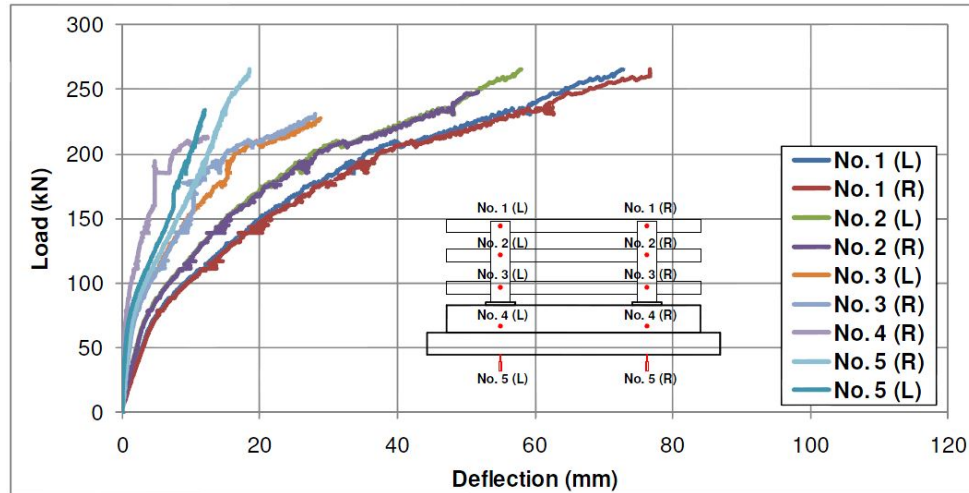


Figure 3.8 Relation charge-déflexion du spécimen 210-PRFV-G1 (étriers fermés), [Benmokrane *et al.*, 2009]

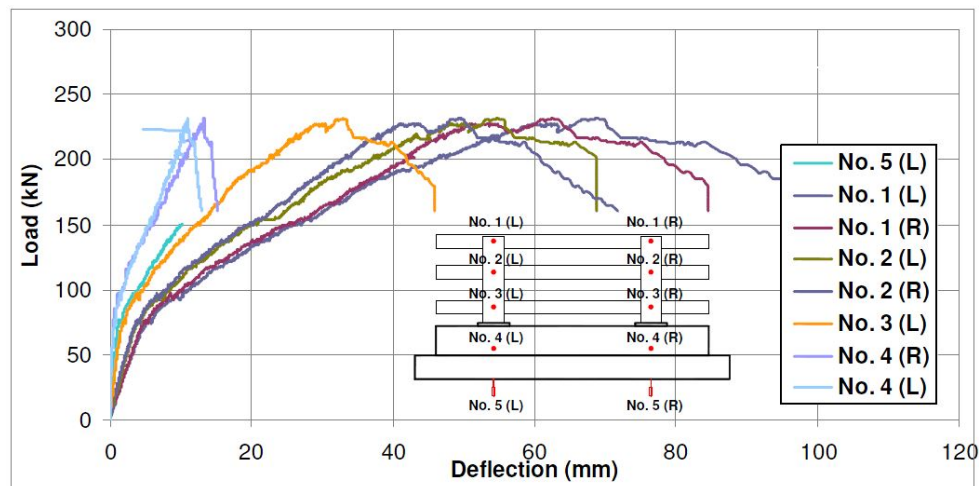


Figure 3.9 Relation charge-déflexion du spécimen 210-PRFV-G2 (étriers ouverts), [Benmokrane *et al.*, 2009]

La charge ultime du dispositif de retenue de type 210 est donc d'environ 250 kN avec une déflexion totale en tête de dispositif d'environ 80 mm. Les modes de rupture des spécimens sont présentés aux figures 3.10 et 3.11, pour les essais du dispositif à étriers fermés et un des deux essais avec les étriers ouverts respectivement. Le spécimen à étriers fermés a eu un mode de rupture par fissures de traction diagonales dans le chasse-roue au niveau de la

connexion avec le poteau du garde-corps. Le spécimen à étriers ouverts a eu, quant à lui, une rupture par fendage du béton dans la dalle au niveau de la connexion entre la dalle et le chasse-roue.



Figure 3.10 Rupture du spécimen 210-PRFV-G1 (étriers fermés), [Benmokrane *et al.*, 2009]



Figure 3.11 Rupture du spécimen 210-PRFV-G2 (étriers ouverts), [Benmokrane *et al.*, 2009]

3.1.3 Dispositif PL-2 de type 311

La configuration des dispositifs de type 311 testé à l'Université de Sherbrooke en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec est représentée à la figure 3.12. Les

dimensions de la dalle sont les mêmes que celles du dispositif de type 210 représenté à la figure 3.2. Le système d'ancrage est le même et la même surélévation par rapport à la dalle rigide du laboratoire a été utilisée. Le dispositif de retenue avait une longueur totale de 2,6 m sur le sens de la longueur de la dalle de 3 m.

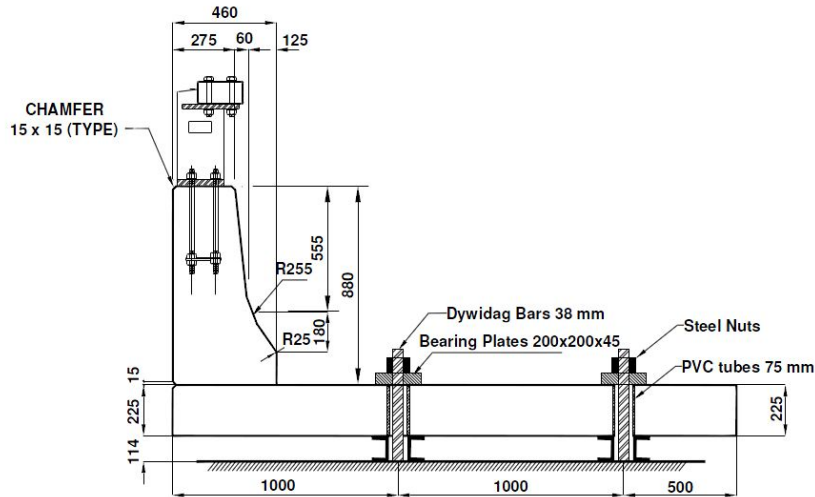


Figure 3.12 Dispositif de retenue de type 311 avec la barrière en acier, [Benmokrane *et al.*, 2009]

Les détails de l'armature utilisée dans le dispositif de retenue de type 311 sont illustrés à la figure 3.13. Une seule configuration de barre verticale et d'ancrage à la dalle a été utilisée. Par contre, il est important de mentionner qu'il existe d'autres techniques d'ancrage tels que les barres droites avec un embout de plastique possédant une aire plus grande pour permettre l'ancrage nécessaire [Sennah et Khederzadeh, 2012]. Dans le cas présent, la figure 3.14 montre les barres d'armature en PRFV utilisées.

Dans le cas du dispositif de type 311, deux cas de chargement ont été étudiés. Le premier cas (1) représenté à la figure 3.15 applique la charge à 1291 mm au-dessus de la dalle. Ce cas de chargement représente un dispositif de niveau de performance de type PL-3. Par la suite, un chargement a été appliqué à une hauteur de 700 mm (2), ce qui veut dire directement sur la partie en béton, tel que l'illustre la figure 3.16. À cette hauteur, le dispositif de retenue est considéré comme étant de niveau PL-2 et les attentes de performance sont donc différentes.

Tous les spécimens ont été fabriqués avec du béton à densité normale avec une résistance en compression spécifiée de 35 MPa (béton MTQ, Type V). Les valeurs réelles des résistances en compression selon les spécimens qui seront utilisées dans les calculs de la présente recherche sont présentées au tableau 3.3 [Benmokrane *et al.*, 2009].

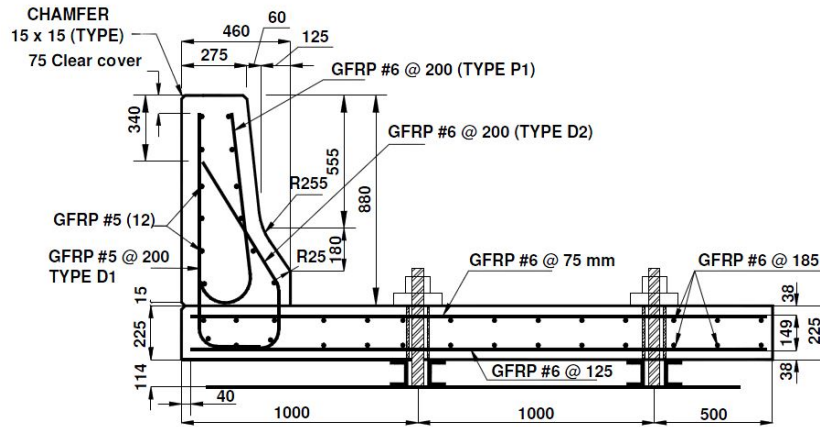


Figure 3.13 Détail de l'armature du dispositif de retenue de type 311 - MTQ, [Benmokrane *et al.*, 2009]

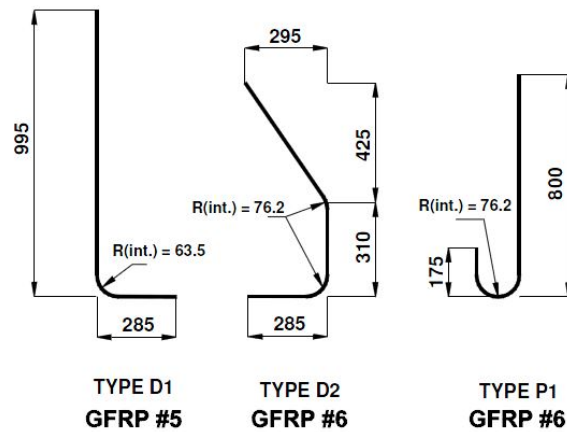


Figure 3.14 Dimensions des barres verticales d'armature en PRFV utilisées dans le dispositif type 311 - MTQ, [Benmokrane *et al.*, 2009]

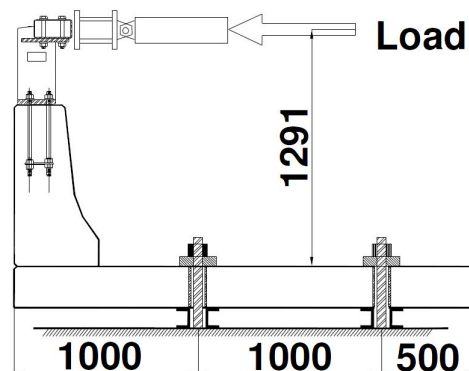


Figure 3.15 Montage d'essais pour la barrière de type 311 niveau PL-3 (1), [Benmokrane *et al.*, 2009]

Les barres d'armature en PRFV sont également de type V-ROD #5 et #6. Le tableau 3.2 résume leurs caractéristiques.

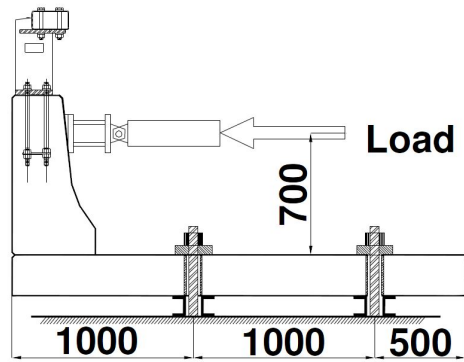


Figure 3.16 Montage d'essais pour la barrière de type 311 niveau PL-2 (2), [Benmokrane *et al.*, 2009]

Tableau 3.3 Résistance en compression des dispositifs de type 311

Spécimens	Sections	f'_c MPa
311-PRFV-1	Mur	37,3
	Dalle	37,3
311-PRFV-2	Mur	40,4
	Dalle	45,1

Tout comme le type 210, des capteurs de déplacement (LVDT) ont été positionnés sur le dispositif de retenue et sont représentés dans la figure 3.17. Les jauges de déformations sur les barres d'armature et dans le béton ne sont également pas utilisées dans cette recherche.

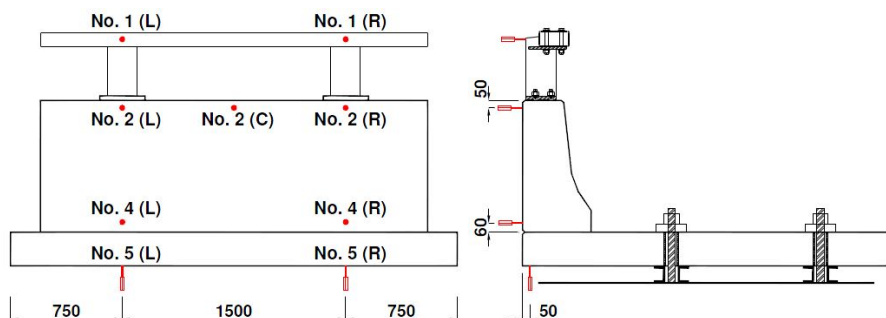


Figure 3.17 Position des LVDT des spécimens de type 311, [Benmokrane *et al.*, 2009]

Les essais statiques ont permis d'avoir le comportement réel d'un dispositif de type 311 armé de PRFV et ainsi connaître sa déflexion à l'ultime, sa résistance ultime ainsi que son mode de rupture. La figure 3.18 montre la relation charge-déflexion du dispositif de retenue de type 311 à niveau de performance PL-3. La figure 3.19 montre la relation charge-déflexion pour le dispositif de type 311 à niveau de performance PL-2.

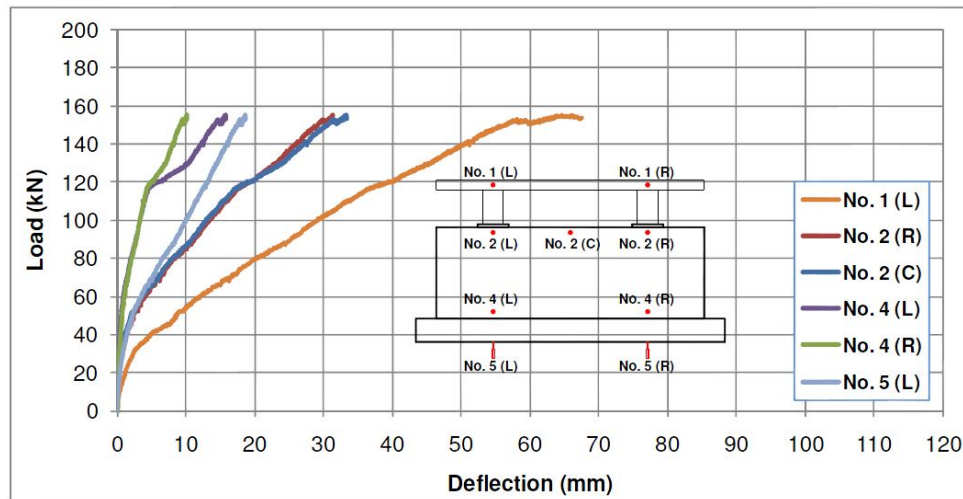


Figure 3.18 Relation charge-déflexion du spécimen 311-PRFV-1, [Benmokrane *et al.*, 2009]

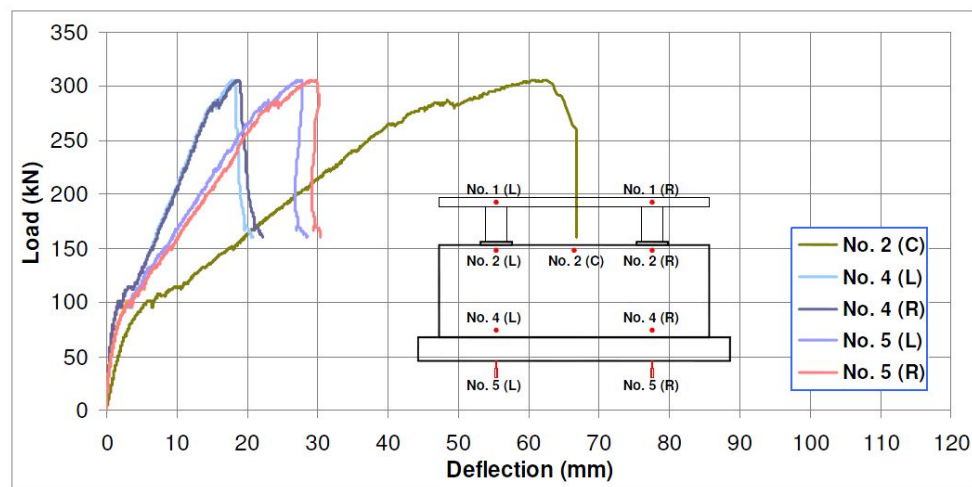


Figure 3.19 Relation charge-déflexion du spécimen 311-PRFV-2, [Benmokrane *et al.*, 2009]

La charge ultime du dispositif de type 311 PL-3 est d'environ 160 kN avec une déflexion totale en tête d'environ 68 mm. Une rupture en cisaillement de la glissière à la connexion entre le garde-corps et le mur du dispositif est montrée à la figure 3.20. Finalement, le dispositif de retenue de type 311 PL-2 a eu une rupture par fendage du béton dans la dalle au niveau de la connexion entre le mur et la dalle (voir figure 3.21).

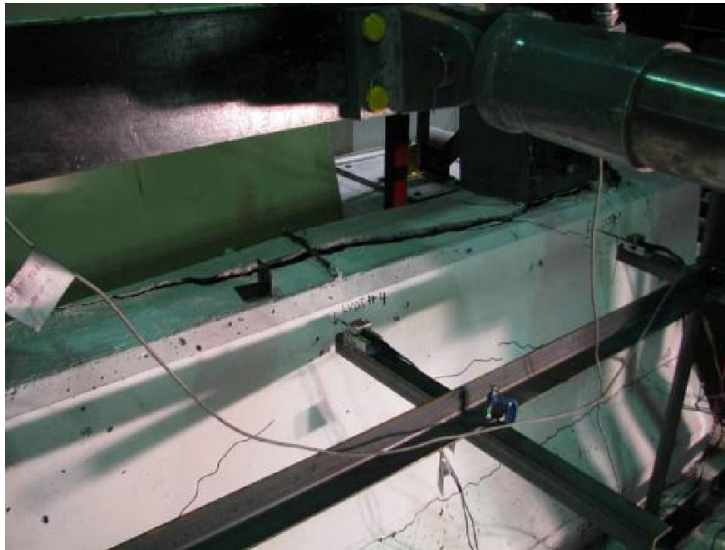


Figure 3.20 Rupture du spécimen 311-PRFV-1 (PL-3), [Benmokrane *et al.*, 2009]



Figure 3.21 Rupture du spécimen 311-PRFV-2 (PL-2), [Benmokrane *et al.*, 2009]

3.2 Collaboration de l'UdeS et l'Alberta Transportation

En Alberta, l'utilisation d'armature en acier enduit d'époxy est populaire pour assurer une durée de vie supérieure à l'acier conventionnel. L'utilisation de barres en PRF comme armature de dispositif de retenue en béton commence à faire son apparition. En effet, l'Alberta Transportation (AT) a mandaté l'Université de Sherbrooke, qui venait de pu-

blier une étude sur les essais statiques en collaboration avec le MTQ, pour effectuer le même genre d'étude du comportement des barrières sous chargement horizontal statique. Puisque l'Alberta Transportation n'acceptait l'utilisation de barres de PRF que dans les barrières et non dans la dalle du pont, étudier le comportement d'un dispositif hybride était nouveau et intéressant pour le groupe de recherche de l'Université de Sherbrooke.

En 2010, les chercheurs de l'Université de Sherbrooke ont donc effectué des essais statiques de chargement sur deux configurations de dispositif de retenue armé en PRFV (S-1642 et S-1650) et connecté à une dalle armée en acier enduit d'époxy. Il est à noter que peu importe la configuration du dispositif de retenue, la configuration de l'armature dans les dalles est identique. Les dispositifs de retenue sont donc le type S-1642 (selon la terminologie de l'Alberta Transportation) et le type S-1650. Les deux dispositifs sont de niveau de performance PL-2 selon la norme de pont canadienne [CSA, 2010]. L'ensemble des données expérimentales ainsi que des détails de recherche proviennent du rapport technique fourni par l'Université de Sherbrooke [Ahmed *et al.*, 2010].

3.2.1 Dispositif PL-2 de type S-1642

La configuration des dispositifs de type S-1641 testés à l'Université de Sherbrooke est représentée à la figure 3.22. Un porte-à-faux de 1 m entre l'ancrage et l'extrémité de la dalle au niveau de la barrière permet une bonne représentation de la réalité. Tout comme la dalle des essais effectués en collaboration avec le MTQ, les dimensions de la dalle sont de 3 m de longueur par 2,5 m de largeur. Par contre, dans le cas de l'étude avec l'AT, le dispositif de retenue est construit sur la totalité de la longueur de la dalle. Le même système d'ancrage ainsi que de sur élévation a été utilisé dans l'étude de ces dispositifs de retenue (voir figure 3.23 pour les dimensions de la dalle).

Les détails de l'armature utilisée dans le chasse-roue du dispositif de retenue de type S-1642 sont illustrés à la figure 3.24. Seule une configuration d'étriers ouverts a été utilisée dans cette étude puisqu'il était déjà conclu que l'effet de l'utilisation des étriers ouverts ou fermés n'est pas significatif. La figure 3.25 montre les détails des dimensions des étriers et des barres transversales en acier enduit d'époxy de la dalle.

Comme illustrée à la figure 3.22, la charge horizontale a été appliquée à une hauteur de 810 mm au-dessus de la dalle. Telle que les essais en collaboration avec le MTQ, une poutre de 2 m de long a été fixée pour distribuer le chargement le long du dispositif d'un poteau à l'autre.

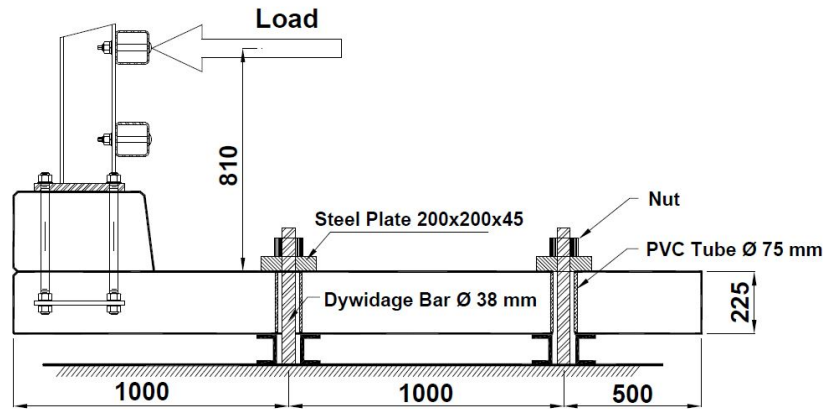


Figure 3.22 Dispositif de retenue de S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

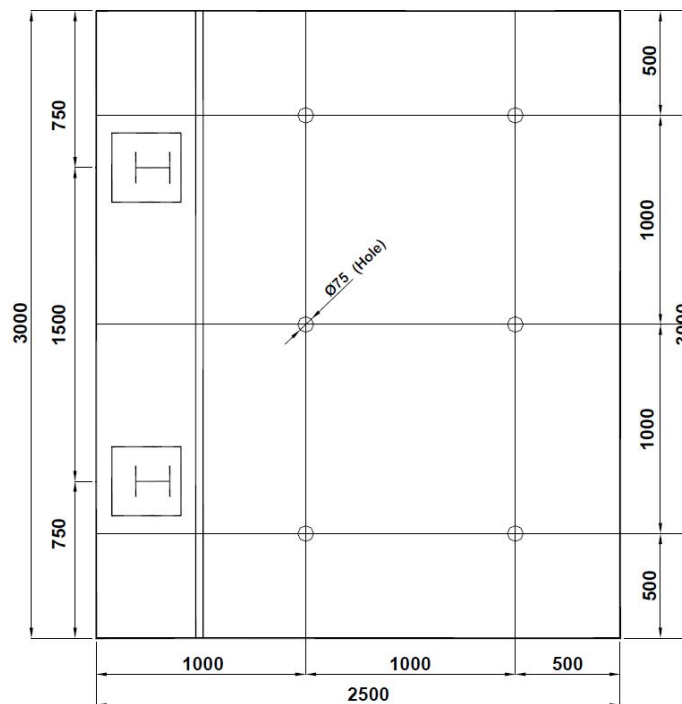


Figure 3.23 Dimensions de la dalle - S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

Tous les spécimens ont été fabriqués avec du béton à densité normale avec une résistance en compression spécifiée de 45 MPa selon un mélange fourni par l'Alberta Transportation. Les valeurs réelles des résistances en compression en fonction des spécimens qui seront utilisés dans les calculs de cette présente recherche sont présentées au tableau 3.4.

Toutes les barres d'armature en PRFV proviennent d'un fournisseur de l'Alberta, PB Automation. Les caractéristiques des barres de PRFV No 15 sont présentées dans le tableau 3.5 .

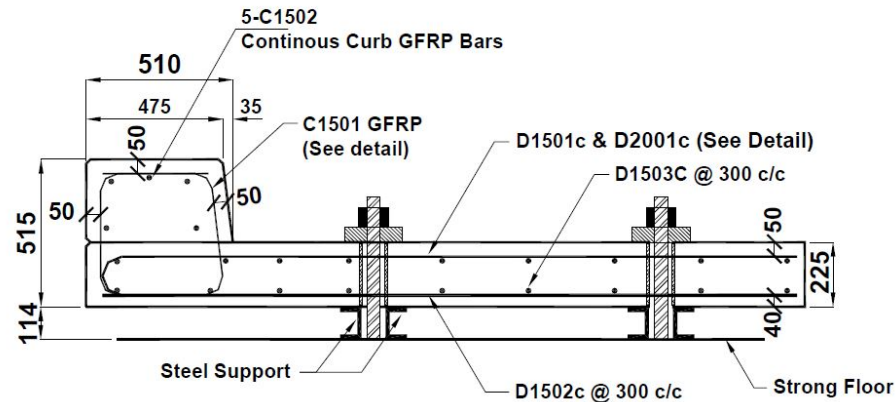


Figure 3.24 Détails d'armature du dispositif de retenue S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

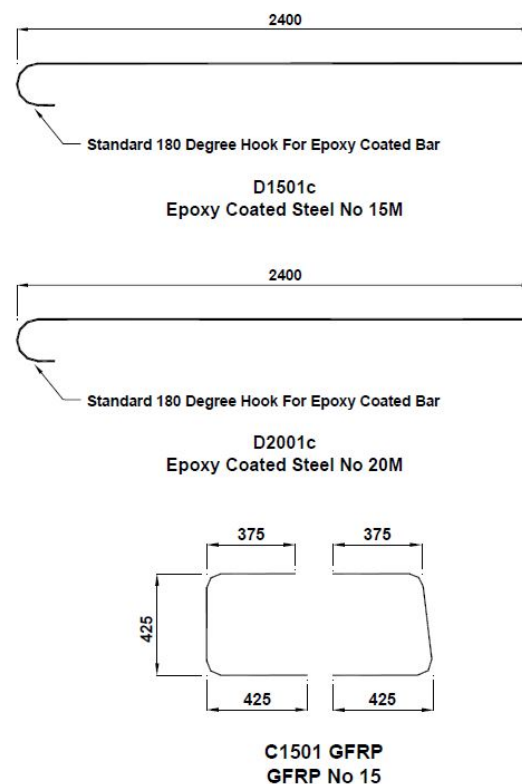


Figure 3.25 Dimensions des étriers et des barres transversales utilisés dans le type S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

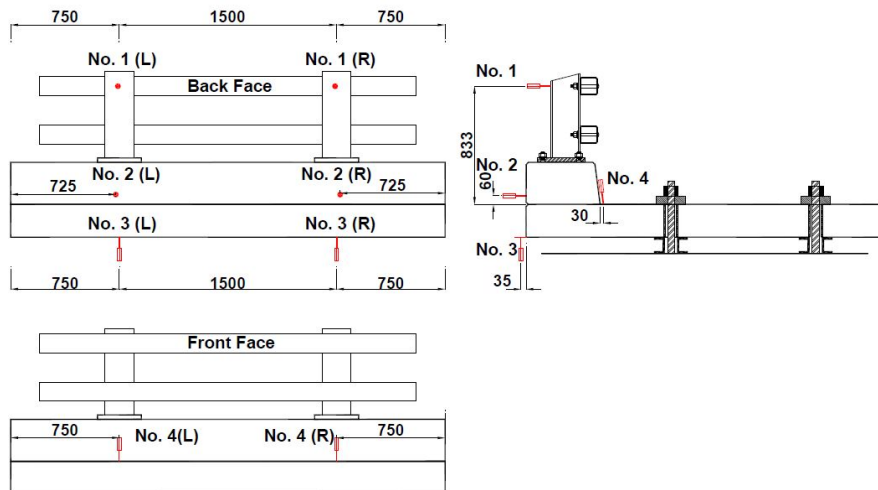
Plusieurs capteurs de déplacement (LVDT) ont été positionnés sur le dispositif de retenue avec une configuration légèrement différente que lors des essais des dispositifs de retenue du MTQ. La figure 3.26 montre un schéma de leur emplacement. De plus, plusieurs jauges ont été positionnées sur les barres d'armature en PRF ainsi que dans le béton, cependant ces données ne sont pas pertinentes par rapport au sujet de recherche.

Tableau 3.4 Résistance en compression des dispositifs de type S-1642

Spécimens	Sections	f'_c MPa
S-1642-PRFV	Mur	33,18
	Dalle	45,68

Tableau 3.5 Caractéristiques des barres No 15 de PB Automation

Barres	E GPa	f_{frp} MPa
No. 15	43,6	860

Figure 3.26 Position des LVDT des spécimens de type S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

Les essais statiques ont permis d'avoir le comportement réel d'un dispositif de type S-1642 armé de PRFV et ainsi connaître sa déflexion à l'ultime, sa résistance ultime ainsi que son mode de rupture. Par contre, dans les essais de ce présent dispositif, la poutre d'acier de la barrière a subi une rupture par flambage au niveau de la soudure avec le poteau. Cette rupture est survenue sans atteindre la capacité ultime du chasse-roue telle qu'illustrée à la figure 3.27. Cependant, même si ce mode de rupture est brusque, la figure 3.28 montre clairement un début de fissuration au niveau de la connexion telle que vue dans plusieurs autres configurations. Il a donc été conclu que le comportement d'une telle configuration est semblable à celui du même dispositif armé de barres d'armature en acier et que la rupture brusque par flambage a empêché d'atteindre la pleine capacité du dispositif de retenue. La relation charge-déflexion est illustrée dans la figure 3.29.



Figure 3.27 Rupture par flambage de la soudure avec le poteau du dispositif S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]



Figure 3.28 Fissuration dans la connexion avec la dalle du dispositif S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

Bien que la charge ultime soit à environ 300 kN, la rupture a été brusque et a empêché d'obtenir la capacité maximale du dispositif. Cependant, ce dispositif répond à toutes les attentes prescrites par la norme en terme de niveau de performance de résistance.

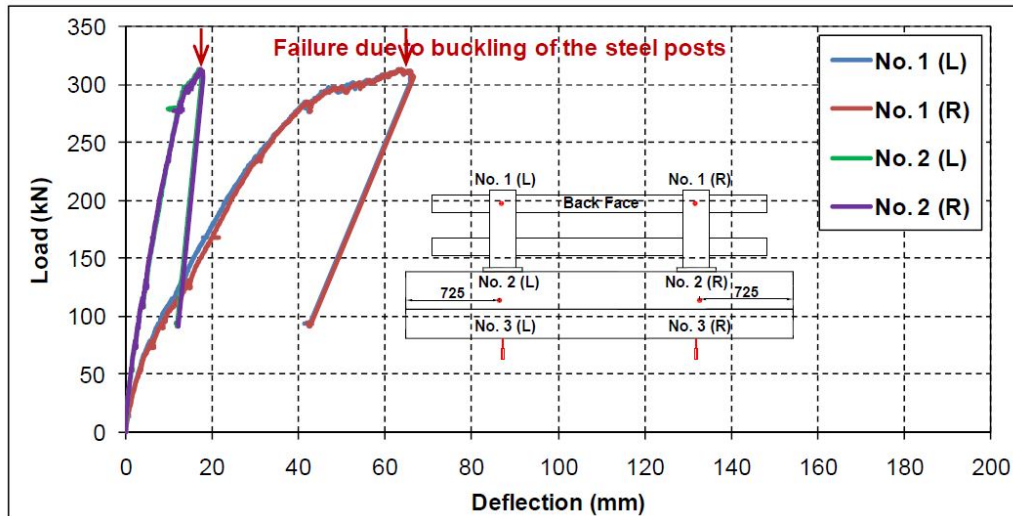


Figure 3.29 Relation charge-déflexion du spécimen S-1642, [Ahmed *et al.*, 2010]

3.2.2 Dispositif PL-2 de type S-1650

La configuration des dispositifs de type S-1650 testé à l'Université de Sherbrooke est représentée à la figure 3.30. La même dalle a été utilisée et le dispositif de retenue a été construit sur la totalité de la longueur de la dalle (voir figure 3.31).

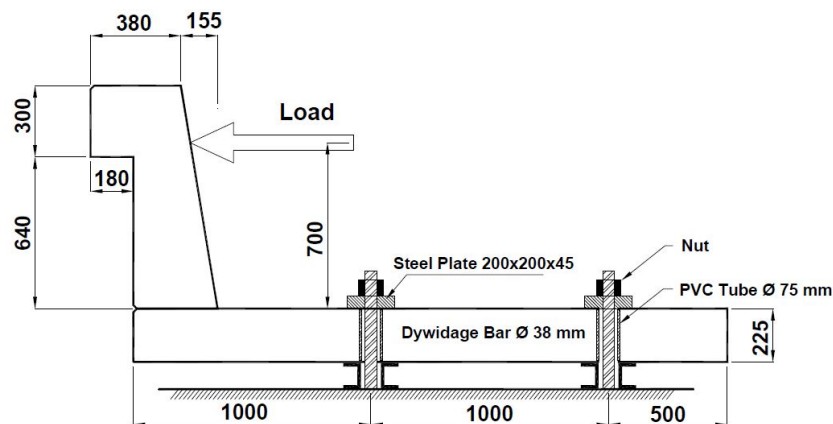


Figure 3.30 Dispositif de retenue de S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]

Les détails de l'armature utilisée dans le dispositif de retenue de type S-1650 sont illustrés à la figure 3.32. Des barres verticales courbes ont été utilisées dans cette configuration provenant de l'Alberta Transportation. Le détail des dimensions des barres est illustré à la figure 3.33. Les barres de la dalle sont toujours en acier enduit d'époxy.

Comme illustrée à la figure 3.30, la charge horizontale a été appliquée à une hauteur de 700 mm au-dessus de la dalle. Telle que les essais en collaboration avec le MTQ, une poutre de 2 m de long a été fixée pour distribuer le chargement le long du dispositif d'un poteau

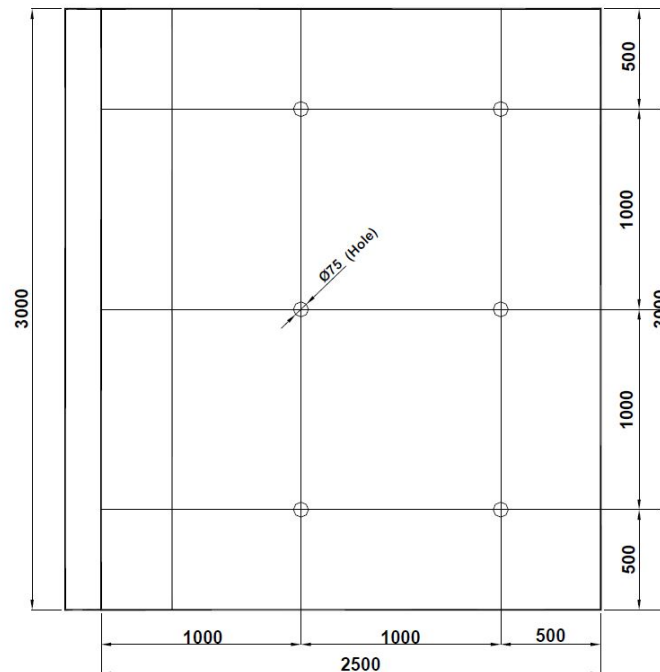


Figure 3.31 Dimensions de la dalle - S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]

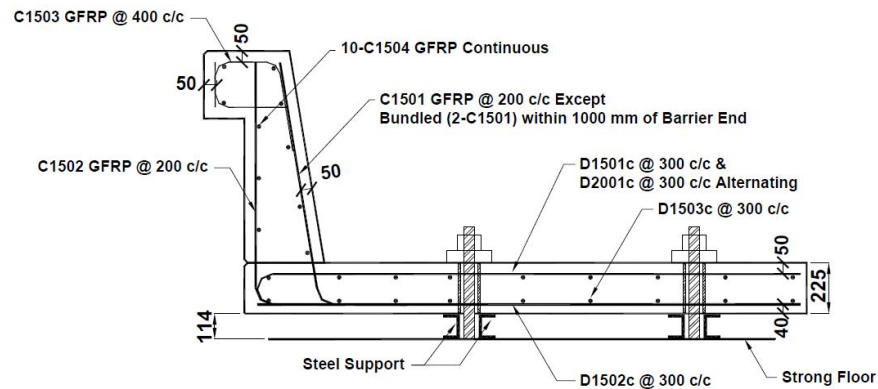


Figure 3.32 Détails de l'armature du dispositif de retenue S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]

à l'autre.

Tous les spécimens ont été fabriqués avec du béton à densité normale avec une résistance en compression spécifiée de 45 MPa avec un mélange fourni par l'Alberta Transportation. Les valeurs réelles des résistances en compression selon les spécimens qui seront utilisés dans les calculs de cette présente recherche sont présentées au tableau 3.6.

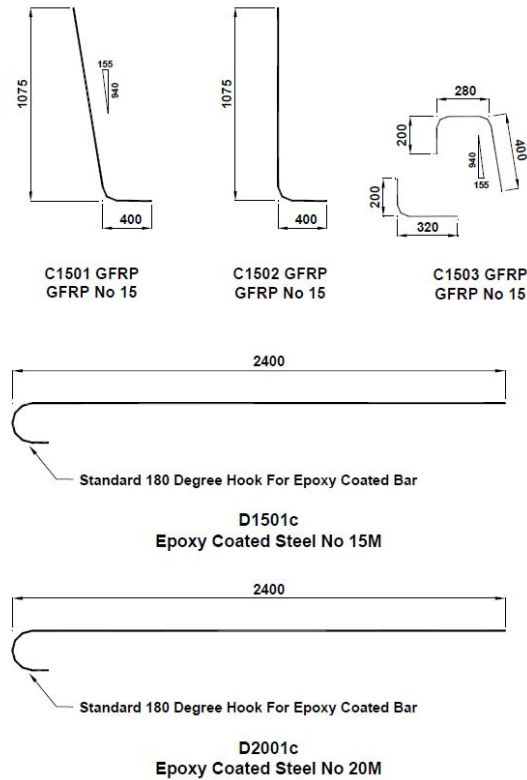


Figure 3.33 Dimensions des barres utilisées dans le type S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]

Tableau 3.6 Résistance en compression des dispositifs de type S-1650

Spécimens	Sections	f'_c MPa
S-1650-PRFV	Mur	33,32
	Dalle	33,32

Toutes les barres d'armature en PRFV proviennent d'un fournisseur de l'Alberta, PB Automation. Les caractéristiques des barres de PRFV No 15 sont présentées dans le tableau 3.5.

Plusieurs capteurs de déplacement (LVDT) ont été positionnés sur le dispositif de retenue avec une configuration légèrement différente que lors des essais des dispositifs de retenue du MTQ. La figure 3.34 montre un schéma de leurs emplacements. De plus, plusieurs jauges ont été positionnées sur les barres d'armature en PRF ainsi que dans le béton, cependant ces données ne sont pas pertinentes pour mon sujet de recherche.

Les essais statiques ont permis d'avoir le comportement réel d'un dispositif de type S-1650 armé de PRFV et ainsi connaître sa déflexion à l'ultime, sa résistance ultime ainsi que

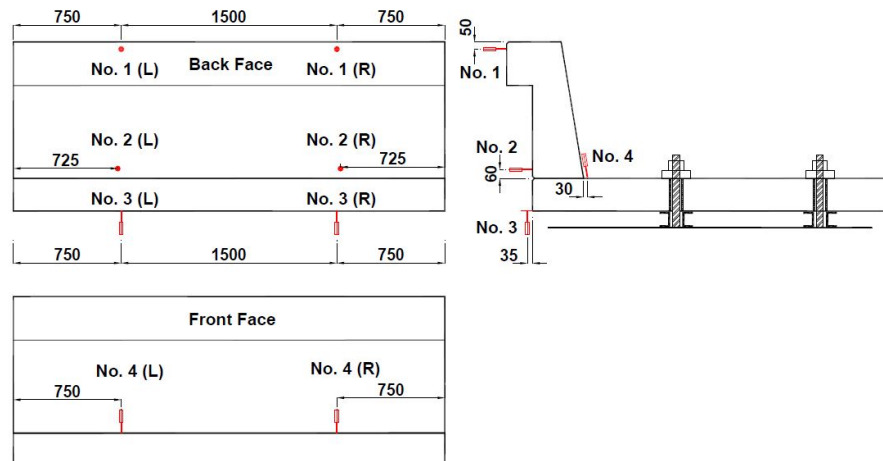


Figure 3.34 Position des LVDT des spécimens de type S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]

son mode de rupture. Les résultats de ce présent dispositif sont présentés à la figure 3.35. La résistance ultime du dispositif est d'environ 200 kN avec une déflexion au chargement ultime d'environ 25 mm. Le mode de rupture du dispositif est par fendage du béton au niveau de l'armature après la plastification de l'acier des barres d'armature transversales de la dalle. La figure montre le mode de rupture du dispositif de retenue S-1650.

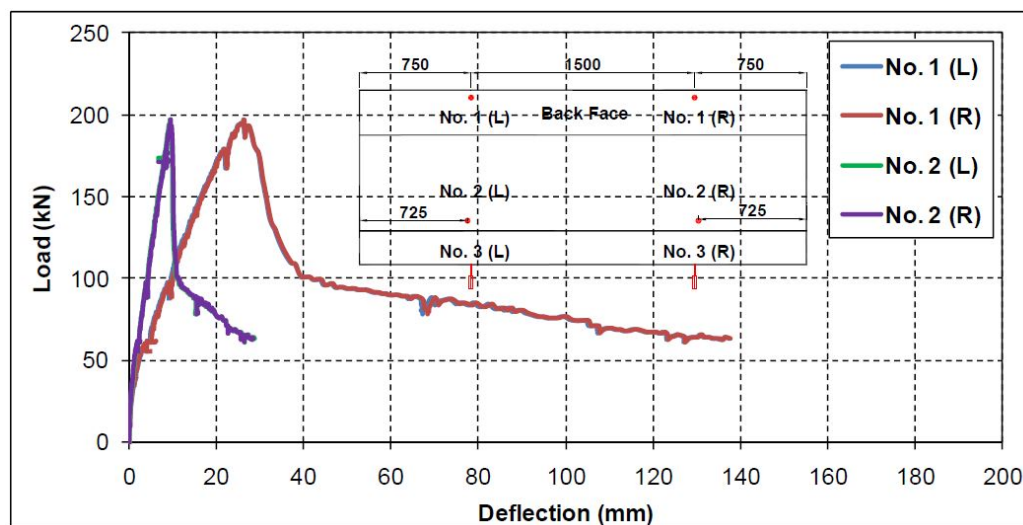


Figure 3.35 Relation charge-déflexion du spécimen S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]



Figure 3.36 Mode de rupture du dispositif S-1650, [Ahmed *et al.*, 2010]

CHAPITRE 4

MODÈLE ANALYTIQUE

Dans cette section, deux modèles de calcul analytique du comportement de dispositifs de retenue, proposés par Matta et Nanni, en béton armé de PRF sont analysés. Le premier modèle est le calcul de la charge ultime de rupture du dispositif. Le second modèle est la prédiction du comportement charge-déflexion en tête du dispositif. Dans le chapitre 5, les modèles seront mis en application sur les configurations de dispositifs de retenue décrites dans le chapitre 3.

Ces modèles analytiques ont été développés et validés par Matta et Nanni qui en ont conclu que les prédictions sont comparables à des essais quasi-statiques sur des dispositifs de retenue en béton armé de PRFV [Matta et Nanni, 2009].

4.1 Modèle de calcul de la charge ultime

Le modèle de calcul de la charge ultime se base sur la résistance de la connexion dalle et dispositif de retenue. Dans tous les essais quasi-statiques décrits dans ce mémoire, une fissure au niveau de la connexion s'est créée. Dans certains cas, cette fissure a contrôlé le mode de rupture du dispositif, par exemple dans le dispositif de type 311 représenté à la figure 3.21. Le calcul de la résistance ultime est considéré comme représentatif de la réalité selon les essais effectués par Matta et Nanni.

Pour effectuer ce calcul de prédiction de la charge, il faut d'abord déterminer les propriétés des matériaux. Les auteurs Matta et Nanni utilisent les formules de calculs de propriétés de matériaux des normes américaines. Dans ce présent chapitre, les deux normes seront présentées pour certaines propriétés importantes. Dans le fichier de calcul, la norme américaine a été utilisée sur les dispositifs de Matta et Nanni et la norme canadienne a été utilisée pour les calculs des dispositifs canadiens présentés au chapitre 3.

D'abord, le module d'élasticité des bétons (E_c) utilisé est calculé à partir de la formule 4.1 pour la norme de l'ACI [ACI, 2006] et l'équation (4.2) pour la norme CSA [CSA, 2010]. Dans ces équations, f'_c représente la résistance en compression du béton et γ_c représente la densité du béton.

$$E_{c,ACI} = 4733\sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

$$E_{c,CSA} = \left(3000\sqrt{f'_c} + 6900\right) + \left(\frac{\gamma_c}{2300}\right) \quad (4.2)$$

Par la suite, la résistance en traction du béton (f_{cr}) est une propriété qui sera importante dans le calcul de la résistance ultime des dispositifs. L'équation (4.3) de la norme ACI et l'équation (4.4) de la norme CSA représentent ces résistances et il est intéressant de constater une différence quant à la valeur du coefficient utilisé.

$$f_{cr,ACI} = 0,623\sqrt{f'_c} \quad (4.3)$$

$$f_{cr,CSA} = 0,4\sqrt{f'_c} \quad (4.4)$$

Le calcul de la charge ultime dépend de plusieurs facteurs entourant la fissure au niveau de la connexion. Lorsque les essais de chargement sont effectués, il faut mesurer la longueur de la fissure (l_{dc}) ainsi que son angle d'inclinaison (α). La figure 4.1 montre toutes les informations nécessaires pour comprendre les formules.

Avec les informations de la fissure, et en connaissant la longueur du dispositif (L_p), il est possible de calculer la valeur de la tension (T) le long de cette fissure à l'aide de l'équation (4.5). La résistance en traction du béton (f_{cr}) est un paramètre important à cette étape des calculs.

$$T = \frac{2}{3}f_{cr}L_p l_{dc} \quad (4.5)$$

À partir de cette valeur, la compression provenant du dispositif peut être calculée en connaissant l'angle de la fissure avec l'équation (4.6).

$$C_p = T \cos \alpha \quad (4.6)$$

Par la suite, la fonction «valeur cible» du logiciel Excel devient indispensable. En effet, il faut poser une valeur de charge horizontale $F_{n,p}$ et calculer le moment M_d dans la dalle à l'aide de l'équation (4.7). Dans cette équation, H_e est l'élévation de l'application de la

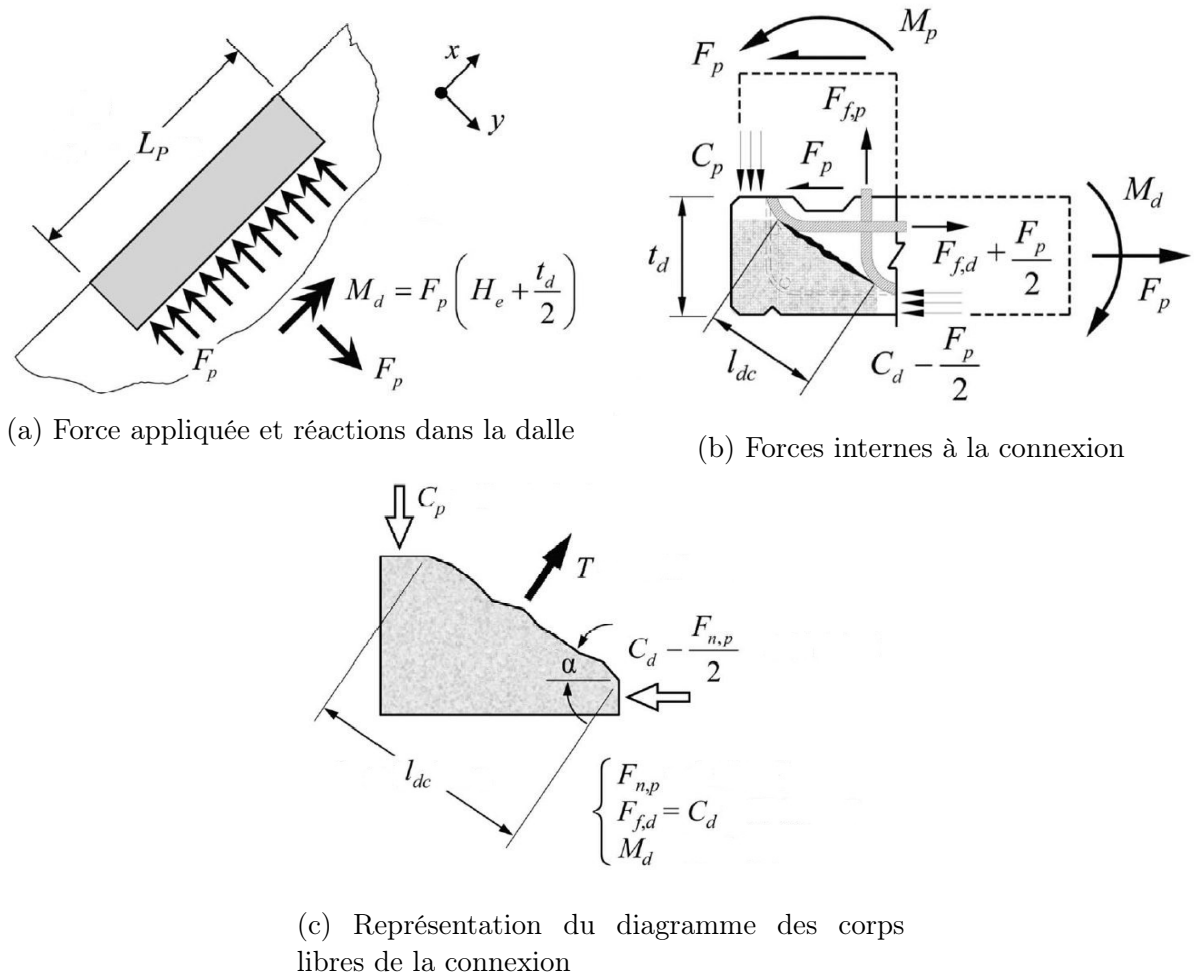


Figure 4.1 Représentation schématique de la méthode de calcul de la résistance ultime de la connexion, [Matta et Nanni, 2009]

charge horizontale sur le dispositif à partir du dessus de la dalle et t_d est l'épaisseur de cette dalle.

$$M_d = F_{n,p} \left(H_e + \frac{t_d}{2} \right) \quad (4.7)$$

À partir du moment M_d , il faut déterminer la valeur de compression dans la dalle C_d . Cette valeur provient du couple que la charge de traction dans le rang supérieur de la dalle avec la compression du béton sous l'axe neutre produit. Ainsi, l'équation dépend de la configuration de l'armature dans la dalle. Une façon générale et approximative est présentée à l'équation (4.8) où d_{d_t} est la distance entre la fibre externe de béton comprimé et le rang d'armature en tension de la dalle et d_{d_c} est la distance entre la fibre externe

de béton comprimé et le rang d'armature en compression de la dalle. Cette équation fait l'hypothèse que la section de béton en compression est à partir du rang du bas de la dalle.

$$C_d = \frac{M_d}{d_{d-t} - \left(\frac{d_d c}{2}\right)} \quad (4.8)$$

De la valeur de C_d , l'égalité présentée à l'équation (4.9) peut être effectuée. La fonction valeur cible se fait donc à partir de cette égalité en modifiant la valeur de $F_{n,p}$.

$$C_d - \frac{F_{n,p}}{2} = T \sin \alpha \quad (4.9)$$

Finalement, pour que la résistance ultime du dispositif soit adéquate et selon les normes, l'équation (4.10) doit être respectée où ϕ_{dt} est le facteur de réduction prescrit par la norme et F_{req} est la charge horizontale prescrite par la norme.

$$\phi_{dt} F_{n,p} \geq F_{req} \quad (4.10)$$

4.2 Prédiction de la relation charge-déflexion

La prédiction du comportement d'un dispositif de retenue en béton armé de PRF est difficile en raison de la non-linéarité de la structure. La simplification de la perte de rigidité du béton fissuré par des formules mathématiques est toujours en développement et varie selon la nature du béton utilisé et de l'armature. En effet, des formules de calculs d'inertie effective de section (I_e) existent depuis plusieurs années. L'équation de Branson, équation (4.11), est utilisée dans les structures en béton armé de barres d'armature d'acier et représente la transition de l'inertie non fissurée jusqu'à l'inertie fissurée. Cependant, cette relation n'est pas adéquate lorsque les barres d'armature utilisées sont en PRF [Nawy et Neuwirth, 1977] [Yost *et al.*, 2003]. Dans cette équation, M_{cr} est le moment critique de fissuration du béton, M_a est le moment appliqué, I_g est l'inertie brute de la section, et I_{cr} est l'inertie fissurée de la section.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.11)$$

C'est pourquoi Bischoff a proposé une équation dérivée de celle de Branson explicitement pour des structures en béton renforcé de PRF en utilisant un facteur β_d afin de modifier l'inertie et donc la rigidité de la structure. La formule de Bischoff est présentée à l'équation (4.12). Ce facteur β_d a été sujet de beaucoup d'étude de la part de Bischoff et est représenté à l'équation (4.13) [Bischoff, 2007].

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (4.12)$$

$$\beta_d = \left(3.3 \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \quad (4.13)$$

Le modèle de calcul de prédiction de la déflexion du dispositif de retenue par Matta et Nanni utilise cette équation d'inertie effective modifiée [Matta et Nanni, 2009]. Le calcul analytique consiste à calculer la rotation du tablier en fonction de la charge appliquée sur le dispositif comme si la dalle se comportait comme un porte-à-faux et par la suite, calculer le déplacement en tête du muret individuellement. La somme des déplacements et de la rotation donnera donc la déflexion totale en tête du dispositif de retenue. L'utilisation de la bonne inertie est importante. La fissuration dans la dalle apparaîtra au niveau de la connexion du muret et de la dalle causant une perte de rigidité qui affectera les deux composants. Puisque cette fissure se crée dans la dalle, l'équation (4.12) sera utilisée lors du calcul de la rotation de celle-ci. L'équation (4.14) représente le calcul final de la rotation de la dalle (θ_d) en fonction de la force appliquée (F_p). Pour ce faire, il faut d'abord calculer les propriétés non fissurées et fissurées de la dalle. Dans cette équation, $l_{overhang}$ est la longueur en porte-à-faux de la dalle en béton du pont.

$$\theta_d(F_p) = F_p \left(H_e + \frac{t_d}{2}\right) \frac{l_{overhang}}{E_c I_e} \quad (4.14)$$

D'abord, les propriétés non fissurées de la dalle doivent être calculées. En connaissant les propriétés des matériaux, il est possible de connaître les aires équivalentes en béton des armatures de la dalle et ainsi déterminer l'axe neutre non fissuré (\bar{y}_{nf}) de la dalle avec l'équation (4.15) et l'inertie non fissurée (I_{nf}) avec l'équation (4.16). Dans cette équation, L_p représente la longueur de la section de dispositif, A est l'aire effective de la section en tension et A' est l'aire effective de la section en compression. Pour effectuer le calcul de l'équation 4.15, il faut déterminer les rapports n définis par l'équation 4.17 où E_{prf} est le module élastique de l'armature de PRF.

$$\bar{y}_{nf} = \frac{L_p t_d \frac{t_d}{2} + (n-1)A d_{dt} + (n-1)A' d_{dc}}{L_p t_d + (n-1)A + (n-1)A'} \quad (4.15)$$

$$I_{nf} = \frac{L_p (t_d)^3}{12} + L_p t_d \left(\bar{y}_{nf} - \frac{t_d}{2} \right)^2 + (n-1)A (d_{dt} - \bar{y}_{nf})^2 + (n-1)A' (d_{dc} - \bar{y}_{nf})^2 \quad (4.16)$$

$$n = \frac{E_{prf}}{E_c} \quad (4.17)$$

Le moment critique de fissuration du béton (M_{cr}) peut maintenant être calculé à partir de l'équation (4.18) où \bar{y}_t est la longueur entre la fibre externe de béton en tension et l'axe neutre.

$$M_{cr} = \frac{I_{nf}}{t_d - \bar{y}_t} f_{cr} \quad (4.18)$$

Par la suite, les propriétés de la dalle fissurée doivent être calculées afin de pouvoir utiliser l'équation de l'inertie effective. Pour ce faire, la méthode disponible dans le manuel de calcul ISIS-Canada est utilisée [ISIS-Canada, 2009]. La théorie de cette méthode est décrite à la section 7.3 du manuel #3 du ISIS où le coefficient k est calculé selon l'équation (4.19). Dans cette équation, ρ est le rapport entre l'aire d'armature présente dans la section sur l'aire totale de la section. À partir de cette valeur de k , un axe neutre approximatif (c_{fiss}) égal à la valeur de l'équation (4.20) peut être déterminé. En connaissant maintenant cet axe neutre, l'inertie fissurée (I_{cr}) de la dalle peut être calculée à partir de l'équation (4.21).

$$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n \quad (4.19)$$

$$c_{fiss} = k d_{_t} \quad (4.20)$$

$$I_{cr} = \frac{L_p (kd)^3}{3} + nA (d_t - kd)^2 + (n-1)A' (d_c - kd)^2 \quad (4.21)$$

En connaissant toutes ces propriétés, il est possible de calculer la rotation de la dalle (θ_d) en fonction d'une charge F_p présentée à l'équation (4.14).

Dans le cas du calcul du déplacement du muret (u_p) en fonction de la charge appliquée (F_p), le moment d'inertie brut sera utilisé tant que la dalle n'a pas fissuré puisque l'inertie effective est déjà calculée dans la dalle. Ainsi, lorsque la charge appliquée atteindra le point critique où l'inertie de la dalle devient l'inertie effective, le moment d'inertie fissuré du muret sera utilisé dans le calcul de son déplacement. Les inerties non fissurées et fissurées du muret sont calculées de la même façon que celles de la dalle. L'équation (4.22) représente le calcul à effectuer en fonction de la charge appliquée (F_p). L'inertie I_p représente l'inertie du dispositif qui varie selon l'inertie de la dalle telle qu'expliquée plus tôt et H représente la hauteur totale du dispositif avec la hauteur de la dalle inclusivement.

$$u_p(F_p) = \frac{F_p H_e^3}{3E_c I_p} \left[1 + \frac{3}{2} \left(\frac{H}{H_e} - 1 \right) \right] \quad (4.22)$$

Finalement, il ne reste plus qu'à mettre en relation les deux déplacements calculés (u) à l'aide de l'équation (4.23). Ce calcul donne donc une prédiction du comportement charge-déflexion en tête du dispositif en prenant en considération la rotation de la dalle, le déplacement individuel du muret et les propriétés non linéaires du béton armé fissuré.

$$u(F_p) = H \sin \theta_d + u_p \cos \theta_d \quad (4.23)$$

CHAPITRE 5

MODÈLE NUMÉRIQUE

Dans ce chapitre, le logiciel choisit aux fins de modélisation, les hypothèses, les paramètres utilisés et les objectifs de la création d'un modèle numérique seront traités. Seul le dispositif du MTQ de type 311 de niveau PL-2 a été modélisé en raison de sa configuration et des données expérimentales disponibles.

5.1 Objectifs

L'objectif de ce présent chapitre est de présenter le modèle numérique du dispositif de retenue de type 311 du MTQ. Les résultats de la modélisation, quant à eux, seront présentés dans le chapitre 6. Plus spécifiquement, cette modélisation sert à calibrer un modèle avec une configuration de dispositif avec les essais expérimentaux ([Benmokrane *et al.*, 2009]) et à effectuer une étude paramétrique de différents cas possibles de matériaux.

5.2 Présentation du logiciel ADINA

Le logiciel d'éléments finis choisi pour la modélisation du dispositif de retenue est ADINA, et ce, pour diverses raisons. En premier lieu, c'est le logiciel qui est enseigné dans le cadre du cours de maîtrise GCI 770 méthodes des éléments finis. Le livre *Finite Element Procedures*, de Klaus-Jürgen est le manuel officiel du cours et ce livre est la base de tout ce qu'il y a dans le logiciel ADINA. Ainsi, la logique derrière le logiciel est bien connue et l'utilisation de ADINA a été perfectionnée dans le cours. Plusieurs outils sont également disponibles dont plusieurs exemples et des informations sur les possibilités du logiciel dans le document d'aide fournis avec le logiciel [ADINA, 2011].

5.3 Modélisation

Une modélisation du dispositif de retenue en trois dimensions a été choisie pour diverses raisons. D'abord, plusieurs données sont déjà disponibles sur les déplacements en différents points grâce aux résultats fournis par les LVDT. Une modélisation en trois dimensions permet donc, par la suite, d'obtenir toute l'information souhaitée afin de comparer avec

les données expérimentales. De plus, dans le cadre de l'étude paramétrique, un modèle en trois dimensions permet la modification des paramètres des matériaux beaucoup plus facilement puisque tous les éléments et matériaux sont distincts.

5.3.1 Création des géométries

La création de la géométrie a été effectuée avec l'aide du logiciel AutoCAD. La configuration du dispositif a été recréée dans ce logiciel de dessins techniques afin d'avoir les longueurs et coordonnées exactes de chacun des éléments. Le positionnement des barres d'armature a donc été très précis. La création du mur du dispositif a été faite en trois différents volumes qui seront ensuite regroupés pour n'en faire qu'un seul tel qu'illustré à la figure 5.1. La dalle a également été représentée à partir du logiciel AutoCAD afin d'avoir les positions exactes des appuis et la position de la charge appliquée le long de la poutre d'acier 5.2.

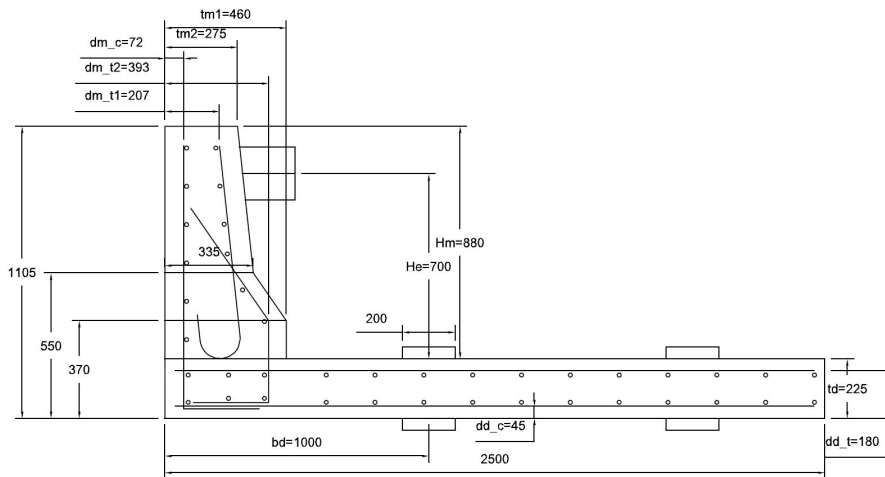


Figure 5.1 Schéma du dispositif MTQ-311-G2 pour création de la géométrie

Dans le logiciel ADINA, c'est à partir de la géométrie que la densité du maillage est déterminée. Il faut subdiviser les différentes composantes de la géométrie afin de raffiner le maillage et ainsi augmenter la précision. Une densité trop élevée de subdivision fait en sorte que les calculs prennent beaucoup de temps. Une longueur de 50 mm par subdivision a donc été déterminée et, pour simplifier le tout, a été appliquée sur la totalité du modèle. La figure 5.3 illustre le dispositif de retenue de type 311 avec les subdivisions au 50mm.

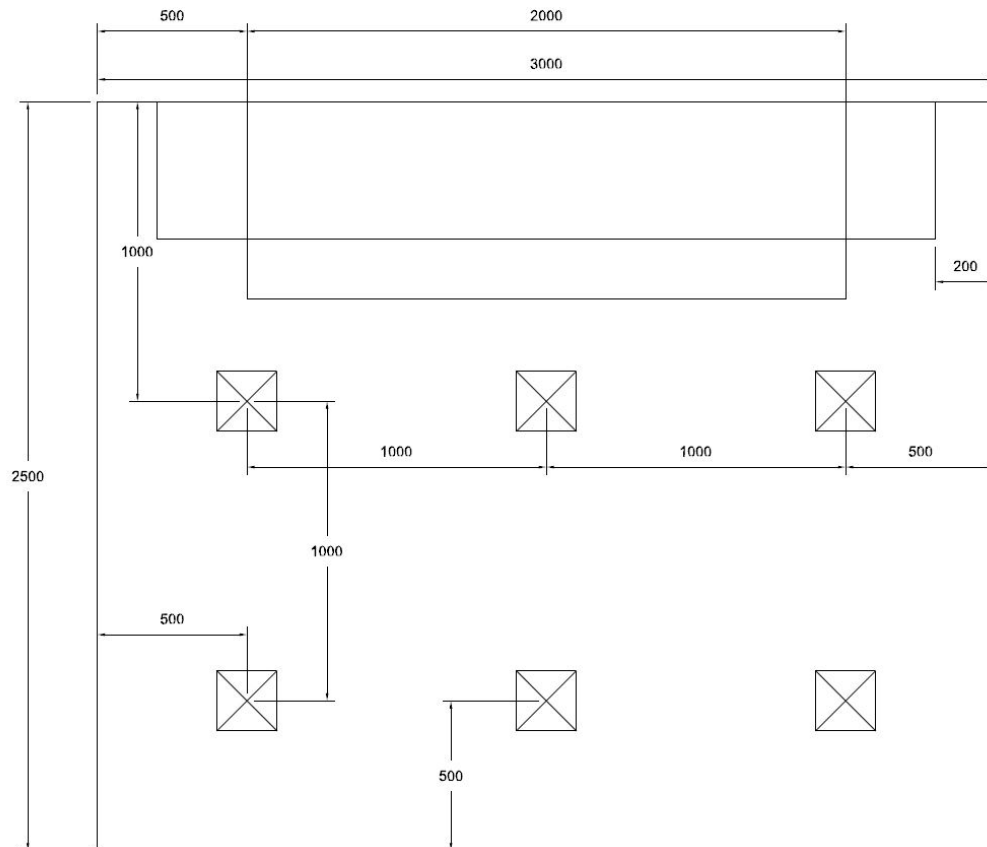


Figure 5.2 Schéma de la dalle du dispositif MTQ-311-G2 pour création de la géométrie

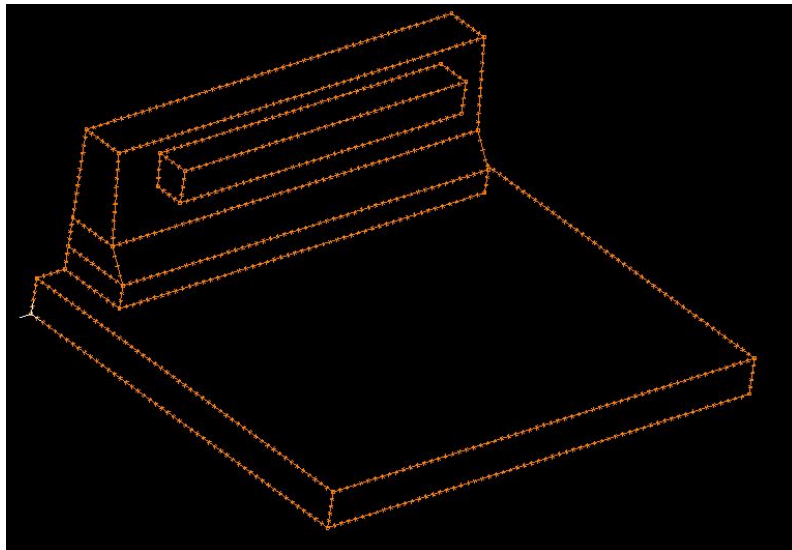


Figure 5.3 Représentation de la géométrie de la barrière à partir du logiciel ADINA

5.3.2 Matériaux

D'abord, les matériaux du dispositif de retenue de type 311 sont déjà connus et présentés plus tôt. Le logiciel possède des lois de comportement prédéfinies qui ne requièrent que certains paramètres généraux. Les bétons ont donc été créés avec le matériel nommé «concrete». Le tableau 5.1 donne les informations nécessaires pour créer les courbes contrainte-déformation telles que présentées aux figures 5.4 et 5.5 pour la dalle et le mur respectivement

Tableau 5.1 Détails des matériaux de béton pour le modèle MTQ-311-PRFV-2

Zones	E_c MPa	f_r MPa	f'_c MPa	ε_c	f'_u MPa	ε_u	ν
Dalle	27048	2,686	-45,1	-0,002	-38,34	-0,0035	0,2
Mur	25969	2,542	-40,4	-0,002	-34,34	-0,0035	0,2

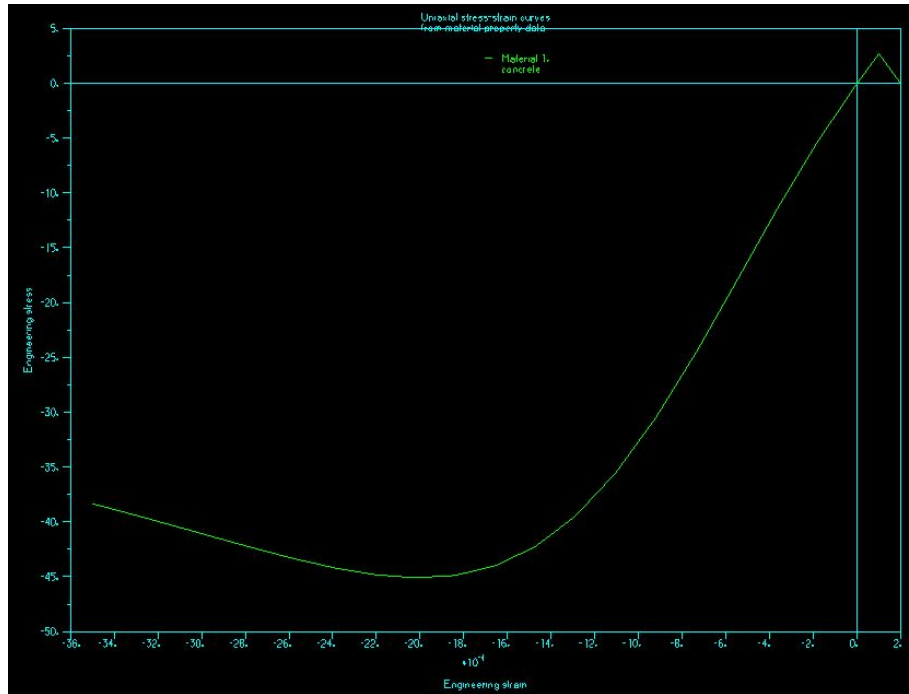


Figure 5.4 Courbe contrainte-déformation du béton de la dalle

La loi de comportement du matériel de PRF est linéaire jusqu'à la rupture. Un comportement plastique bilinéaire est choisi pour recréer le matériel de polymère renforcé de fibre. En effet, ce matériau, bien que bilinéaire, permet de recréer le comportement linéaire et, par la suite, utiliser une petite déformation après plastification du matériau. Cette déformation après plastification fait en sorte que le changement ne soit pas trop brusque pour les matrices de calculs. Une déformation maximale après plastification de 0,0001 a été choisie afin que cela se comporte comme si le matériau se rompait. L'effet de ce domaine

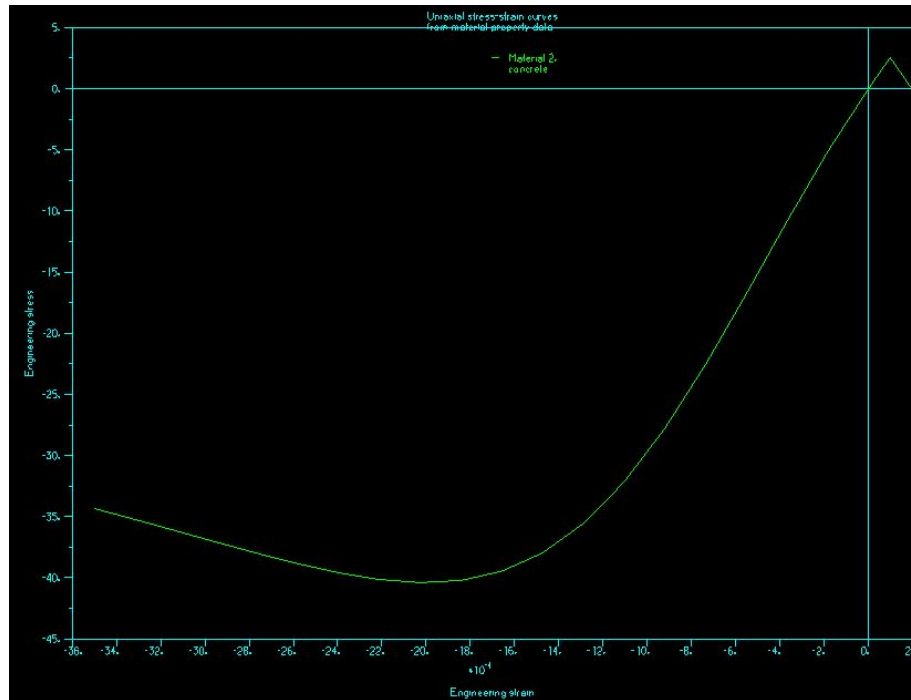


Figure 5.5 Courbe contrainte-déformation du béton du mur

plastique aidera à la convergence lors des calculs afin de ne pas changer du stade élastique à la rupture totale du matériau trop brusquement tout en gardant le comportement réel du PRFV. Le tableau 5.2 représente les données nécessaires à la création de la loi de comportement dans le logiciel. Il est à noter qu'un module élastique, dans le domaine plastique, égal à 1% du module élastique initial a été choisi. Les lois de comportement pour les barres VROD #5 et VROD #6 sont représentées aux figures 5.6 et 5.7 respectivement.

Tableau 5.2 Caractéristiques pour fins de modélisation des barres #5 et #6 LM de Pultrall Inc.

Noms	E_{frp} MPa	f_{frp} MPa	E_{Hu} mm ²	ϵ_{Hu}	A_{frp} MPa	ν
5LM	42500	804	425	0,0001	197,9	0,25
6LM	44500	666	445	0,0001	285,0	0,25

Dans le cas de l'étude paramétrique, trois groupes de résistance en compression du béton ont été choisis selon les deux sortes de béton les plus utilisés au Québec pour les dalles de ponts et les dispositifs de retenue. Des bétons de 35 MPa et de 50 MPa ont donc été sélectionnés puisque le MTQ utilise, en général, du béton de 35 MPa pour la dalle du pont et 50 MPa pour le mur du dispositif de retenue. Les combinaisons de ces matériaux pourront représenter les pires cas possible (dalle 35 MPa et muret 35 MPa) ainsi que le

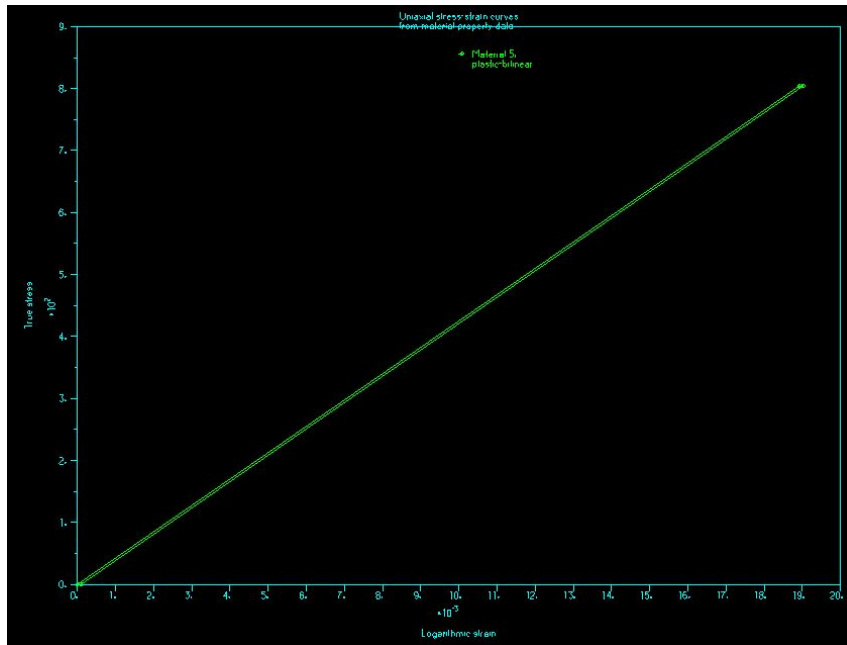


Figure 5.6 Courbe contrainte-déformation de la barre VROD LM #5

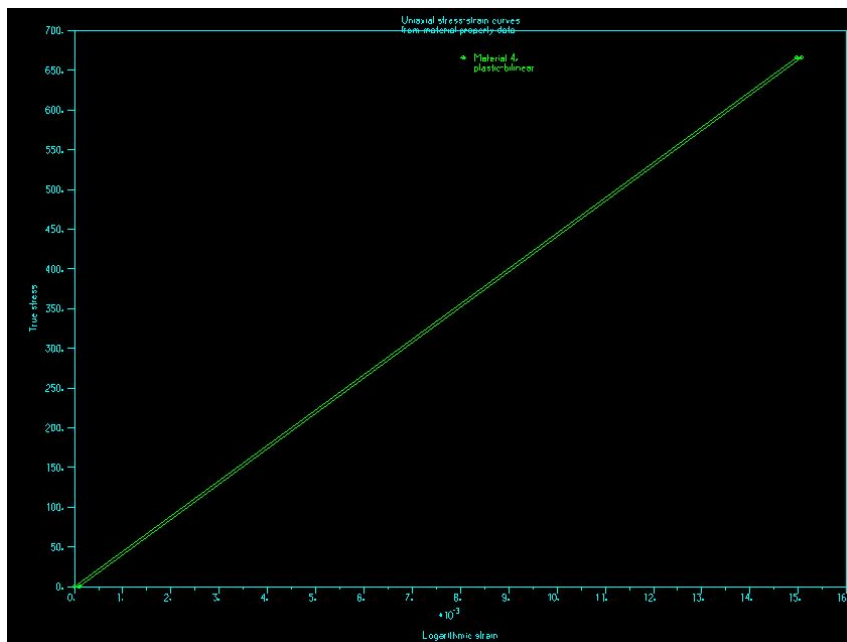


Figure 5.7 Courbe contrainte-déformation de la barre VROD LM #6

meilleur cas (dalle 50 MPa et muret 50 MPa). Les détails de ces bétons sont disponibles dans le tableau 5.3.

Les trois niveaux de module élastique des barres en PRFV prescrit par la norme CAN/CSA-S807 seront utilisés pour l'étude paramétrique. La compagnie Pultrall Inc., fournissant déjà les barres d'armature du dispositif de type 311, possède des gammes de barres de chaque

Tableau 5.3 Différents bétons utilisés aux fins d'étude paramétrique

Noms	Zones	E_c MPa	f_r MPa	f'_c MPa	ε_c	f'_u MPa	ε_u	ν
35MPa	Mur/Dalle	24648	2,366	-35	-0,002	-29,75	-0,0035	0,2
50MPa	Mur/Dalle	28113	2,828	-50	-0,002	-42,50	-0,0035	0,2

grade. Pour être le plus représentatif de cas réels, les trois grades de module élastique de Pultrall Inc. (Low Modulus, Standard Modulus, High Modulus) seront utilisés pour l'étude paramétrique. Toutes ces barres respectent les prérequis de la norme. Les différents grades de barres en PRFV seront jumelés avec la combinaison de résistance en compression du béton le plus utilisé au Québec pour les dispositifs de retenue, 35 MPa pour la dalle et 50 MPa pour le dispositif. En somme, les caractéristiques des barres utilisées dans l'étude sont présentées au tableau 5.4.

Tableau 5.4 Caractéristiques des barres V-ROD pour fin d'étude paramétrique

Nom	Diamètre mm	Grade	E_{frp} MPa	f_{frp} MPa	E_{Hu} mm ²	ε_{Hu}	A_{frp} MPa	ν
5-SM	15	Standard	55400	934	554	0,0001	197,9	0,25
6-SM	20	Standard	56600	807	556	0,0001	285,0	0,25
5-HM	15	Élevé	62600	1184	626	0,0001	197,9	0,25
6-HM	20	Élevé	64700	1105	647	0,0001	285,0	0,25

5.3.3 Éléments

Des groupes d'éléments sont formés afin de créer des éléments avec des propriétés de matériaux et de section. Un élément peut avoir plusieurs comportements différents dépendant de l'objectif de ce que l'on veut modéliser. Le livre de Klaus-Jürgen [Klaus-Jürgen, 2006], explique bien les différences entre chacun des types. Dans la modélisation du dispositif de retenue, trois différents types d'éléments ont été choisis. Premièrement, le type d'élément «3-D Solid» servant à représenter un volume en trois dimensions telles que la dalle de béton ou le muret de béton lui-même. Dépendant des sections de béton, seul le matériau doit être modifié. Les différents éléments de type «3-D Solid» sont énumérés ci-après :

1. Muret (Béton) ;
2. Dalle (Béton)

Par la suite, des éléments de type treillis ont été utilisés pour modéliser les barres d'armature. Un treillis, par définition, ne reprend que des efforts axiaux. Ainsi, plusieurs éléments de treillis ont été créés afin de représenter les différentes sortes de barres d'armatures du

dispositif en modifiant le matériau et l'aire de la section transversale. Les différents éléments de type treillis sont énumérés ci-après :

1. armature transversale de la dalle haut et bas ;
2. armature longitudinale de la dalle haut et bas ;
3. armature verticale du muret en compression ;
4. armature verticale du muret en tension (cannes) ;
5. armature verticale du muret en tension (ancrage à la dalle) ;
6. armature longitudinale du muret du côté en compression ;
7. armature longitudinale du muret du côté en tension

Il faut regrouper les éléments d'armature avec la fonction «Rebar» afin que le logiciel les considère comme étant des barres d'armature. Le tableau 5.5 montre les groupes d'armature avec les numéros des éléments qu'il contient.

Tableau 5.5 Groupes d'armature dans les propriétés d'éléments

Groupe d'armature	Éléments
Armature transversale de la dalle	1
Armature longitudinale de la dalle	2
Armatures verticales du muret	3,4,5
Armatures longitudinales du muret	6,7

Finalement, un élément de type ressort a été créé pour représenter l'appui en tension. Plus d'informations sur les raisons et l'utilisation de cet élément seront expliquées à la section des conditions aux états limites. Dans un élément de type ressort, des propriétés de rigidité selon différents axes doivent être inscrites.

5.3.4 Maillage

Le maillage sert à mettre en relation le groupe d'éléments à une zone de la géométrie. Les subdivisions étant déjà définies, il suffit de choisir le nombre de noeuds par éléments afin de déterminer la précision des résultats. Des nombres prédéfinis de noeuds sont disponibles en fonction de la sorte d'éléments choisis. Dans le cas des maillages de solides, 8 noeuds ont été utilisés pour chacun des cubes de l'élément. Plus il y a de noeuds par subdivision (maille), plus les calculs prennent du temps à s'effectuer. Alors, un bon ajustement de subdivisions et de nombre de noeuds par subdivision est requis afin d'avoir des calculs

rapide et efficace. Dans le cas des barres d'armature, deux noeuds par éléments ont été choisis avec la subdivision au 50 mm.

De plus, ADINA peut effectuer des vérifications de la coïncidence des noeuds entre les subdivisions de maillage. Pour tous les éléments de treillis, la vérification a été spécifiée à tous les noeuds générés puisque ceux-ci sont les extrémités de chacune des subdivisions. Dans le cas des volumes, aucune vérification n'a été sélectionnée puisque plusieurs volumes ont des noeuds communs et cela complexifie grandement les calculs. La figure 5.8 illustre le maillage complet du modèle. Il est à noter que la fonction «glue mesh» par contraintes géométriques servant à coller des maillages a été utilisée afin que toutes les sections de béton se comportent comme une seule section.

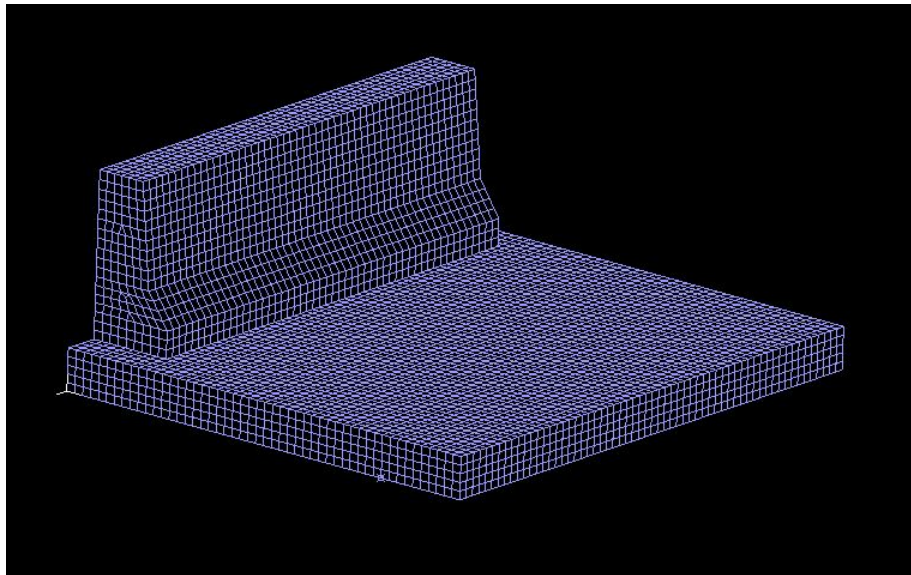


Figure 5.8 Représentation du maillage de la barrière de type 311

5.3.5 Conditions limites et déplacement imposés

L'objectif du modèle numérique est de reproduire les essais de chargement horizontal adéquatement. Afin d'obtenir une courbe charge-déflexion, il faut imposer un déplacement qui augmente avec le temps. Ainsi, la fluctuation et les pertes de résistance de la structure pourront être observées dans les résultats. Le chargement a été appliqué sur la longueur complète de la poutre en acier qui a été modélisé dans la géométrie. Le déplacement imposé a été appliqué sur la ligne centrale de cette poutre telle qu'illustrée à la figure 5.9. La hauteur d'application du déplacement n'est pas exactement de 700 mm puisque les subdivisions de 50 mm ne le permettent pas. Le déplacement a donc été appliqué 25 mm plus bas qu'en pratique et cette différence influencera légèrement les résultats.

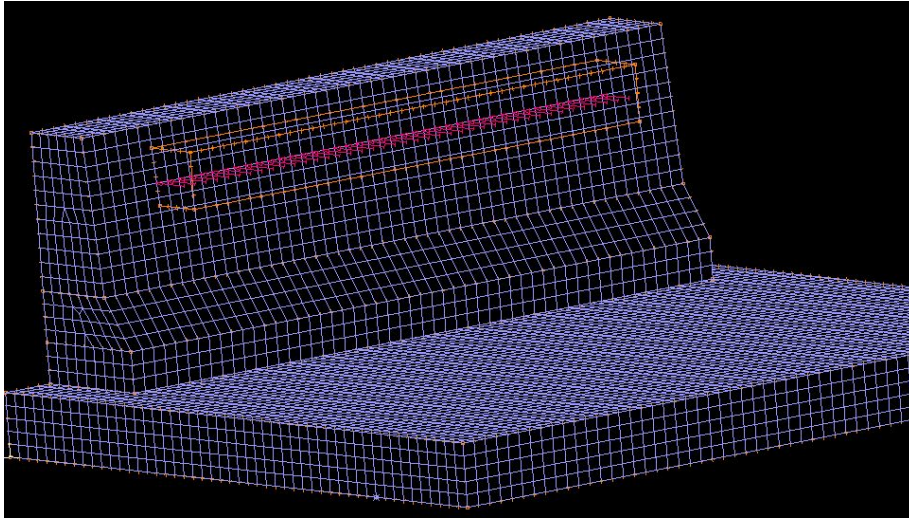


Figure 5.9 Représentation numérique de l'application du chargement sur la barrière de type 311

La figure 5.10 illustre bien le comportement des appuis et les degrés de liberté qu'il faudra restreindre. La variable F dans cette image est la force (déplacement) appliquée sur le dispositif. La variable R_c est la force de réaction qui sera induite à l'appui le plus proche de la section de la dalle en porte-à-faux. Cet appui est en compression tout au long de l'application de la charge. La variable R_t est la force en traction qui sera induite à l'appui le plus éloigné du dispositif et sera en traction tout au long de l'application de la charge. Finalement, R_v est la force horizontale reprise par les appuis. Pour simplifier le modèle et faciliter les calculs, seul l'appui A aura les orientations en vue en plan de la dalle de restreint. Ainsi, R_v est repris à l'appui A et s'il y a des efforts dans le sens de la longueur du dispositif, ils seront repris par cet appui. Ceci fait en sorte que le modèle n'est pas hyperstatique et augmente la rapidité de calcul et les chances de convergence. Par contre, cela peut faire en sorte qu'il existe de petites différences dans les résultats.

Aux fins de modélisation, les contraintes seront distribuées sur chaque noeud le long de la dalle. Dans le montage réel, c'est les faces supérieures des cornières en «C» qui reprennent ces efforts de compression. La figure 5.11 illustre donc le rang de contraintes de l'appui A dans le modèle numérique.

Selon la configuration du montage d'essais, l'ancrage DYWIDAG, à l'appui B, reprendra les efforts en tractions et répartira ceux-ci en compression au-dessus de la dalle sur une aire égale à celle de la plaque d'appuis. Pour représenter cela, l'élément ressort présenté plus tôt répartira la rigidité de trois barres d'ancrage sur chacun des points de la ligne de l'appui B. Cette méthode est utilisée puisque l'application de contraintes comme à

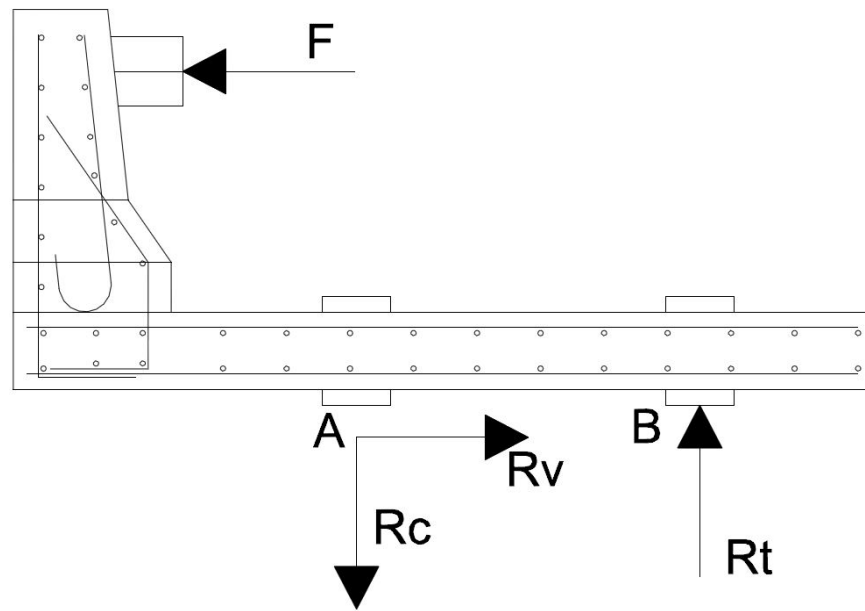


Figure 5.10 Représentation schématique des efforts sur la barrière de type 311

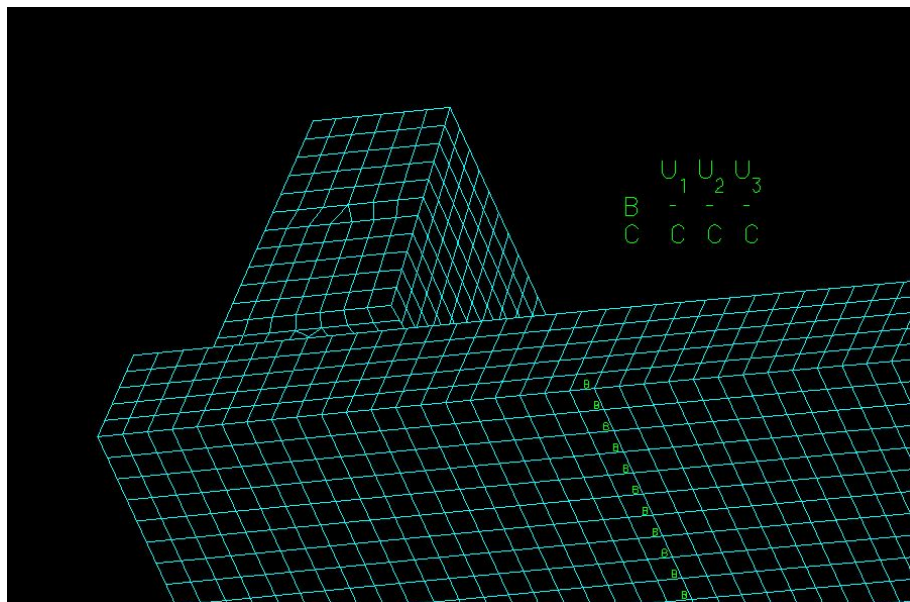


Figure 5.11 Représentation numérique de l'appui A sur la barrière de type 311

l'appui A aurait créé des concentrations de contraintes qui auraient causé une rupture de la dalle lorsqu'en réalité il n'y a pas de traction à cet endroit. Ainsi, des ressorts à chaque noeud qui redistribuent la rigidité équivalente ont été utilisés sur toute la longueur de la dalle comme illustrée à la figure 5.12. La rigidité d'une barre d'ancrage DYWIDAG a été calculée avec les paramètres disponibles dans la fiche technique disponible sur leur site internet [DYWIDAG, 2013]. L'équation (5.1) représente le calcul nécessaire pour connaître

la rigidité équivalente qu'il faut appliquer à chacun des noeuds à partir des propriétés de l'élément. La longueur de l'ancrage est illustrée à la figure 5.13 et dans le cas présent, 61 noeuds sont présents le long de la dalle. La figure 5.14 illustre donc l'ensemble des modélisations d'appuis sur la dalle.

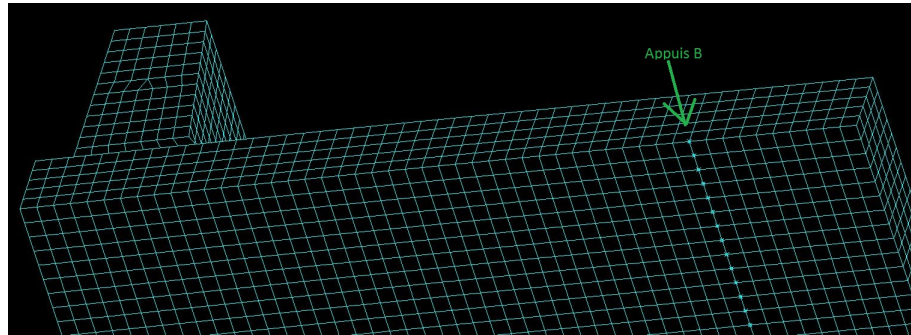


Figure 5.12 Représentation numérique équivalente de l'appui B utilisant des ressorts

$$K_{noeud} = \frac{n_{ancrage} \frac{EA}{L_{ancrage}}}{n_{noeud}} \quad (5.1)$$

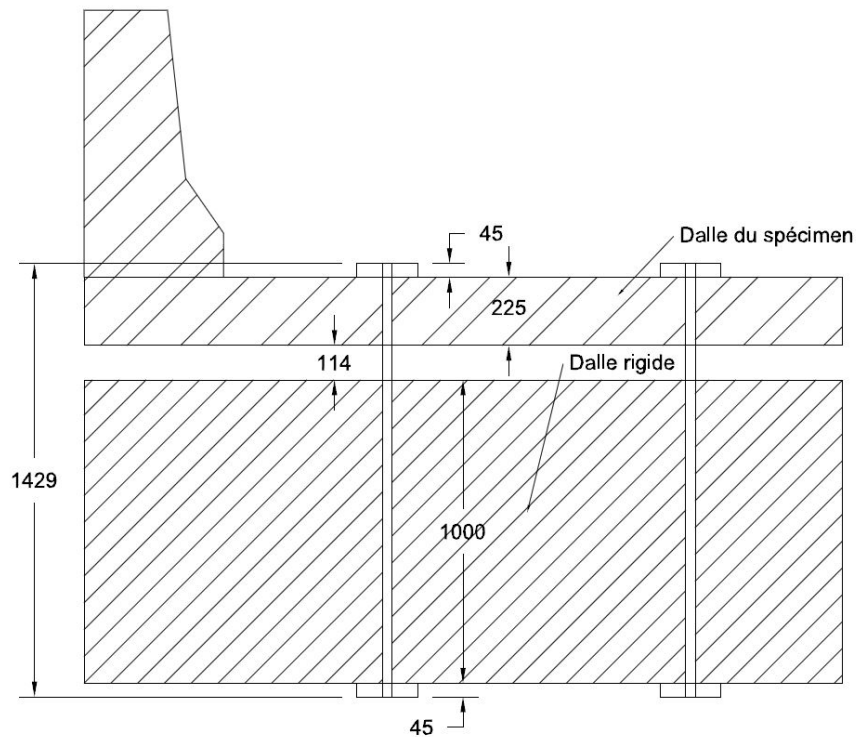


Figure 5.13 Représentation schématique du système d'ancrage du montage

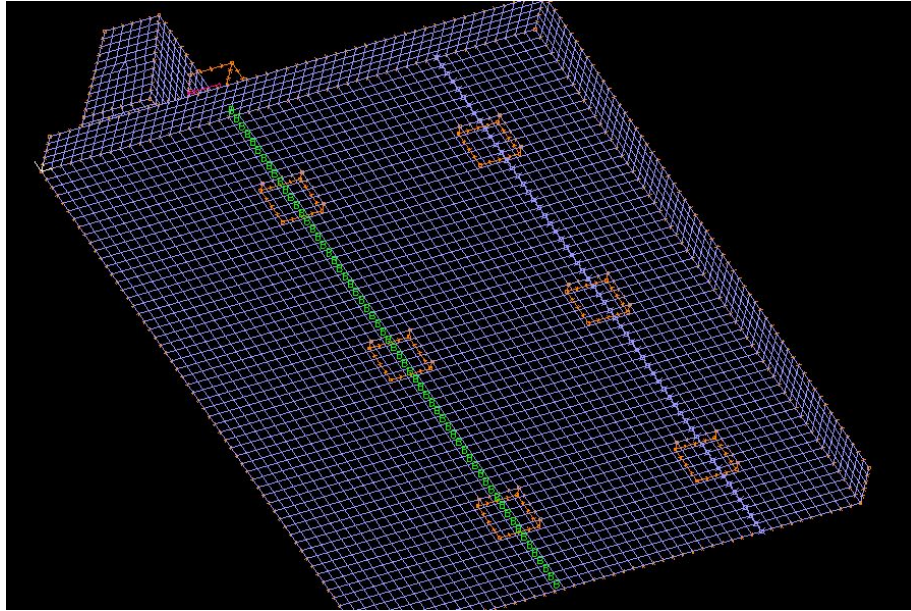


Figure 5.14 Représentation numérique des appuis sur la barrière de type 311

5.3.6 Analyse statique non linéaire

Plusieurs paramètres de calculs peuvent être modifiés dans le logiciel pour obtenir une courbe charge-déflexion. En effet, il faut d'abord déterminer le chargement appliqué. Une fonction de déplacement de 0 mm à 65 mm a été choisie en se basant sur le comportement du dispositif lors des essais expérimentaux ; celui-ci se déformant jusqu'à environ 65 mm. Le pas de temps choisi pour appliquer le déplacement a été de 0,05 mm. Ceci donne donc un maximum de 1300 pas avant d'atteindre le déplacement maximal imposé.

Le complément solveur et les paramètres du modèle de calcul sont choisis par rapport au type de modèle utilisé et aux matériaux. Dans le cas présent, un modèle en trois dimensions et une structure en béton sont les points de repère pour le choix des paramètres de calcul. Le solveur «Sparse» est choisi puisque c'est celui qui fonctionne le mieux avec un matériau tel que le béton. Il est important de sélectionner l'option de continuer les calculs même lorsque la matrice de rigidité n'est pas positive, puisque le béton, lors de sa rupture, perd de la rigidité jusqu'à ce que les barres d'armature reprennent les efforts.

Par la suite, les paramètres d'itérations servent à raffiner un calcul jusqu'à ce que la réponse converge selon la tolérance imposée. Un modèle d'itération selon la méthode complète de Newton a été choisi et un nombre maximum d'itérations de 50 a été imposé. De plus, pour s'assurer d'une précision supérieure, l'utilité de la recherche de ligne d'ADINA a été enlevée. Cette méthode permet de trouver une réponse plus rapidement en utilisant

une réponse proche de la valeur recherchée. En enlevant cette recherche de valeur proche, on s'assure de la précision des résultats et ainsi augmentent les chances de converger. Par contre, cela implique que les calculs prendront davantage de temps à se faire.

Finalement, un critère de convergence par déplacement a été utilisé. Par le passé, dans d'autres modèles numériques, l'équipe de recherche de l'Université de Sherbrooke avait utilisé des critères de convergences par énergie. Par contre, suite à une petite investigation effectuée lors de la calibration du modèle, il a été découvert que dans le cas d'un modèle en trois dimensions comme celui-ci, un critère de convergence par déplacement était plus efficace et permettait d'obtenir plus de résultats. Enfin, des tolérances sur le déplacement variant de 5% à 20% ont été utilisées afin de trouver les meilleurs résultats dépendant de l'essai numérique, paramétrique ou du modèle exact.

5.3.7 Caractéristiques d'analyse

Comme expliquée dans la section des matériaux, une étude paramétrique avec les matériaux les plus couramment utilisés dans la pratique est effectuée. Les différents calculs paramétriques sont énumérés dans le tableau 5.6 et les caractéristiques des matériaux sont décrites au tableau 5.4. Les résultats de cette étude paramétrique sont présentés au chapitre 6.

Tableau 5.6 Différentes configurations de l'étude paramétrique

Noms	f'_c de la dalle MPa	f'_c du muret MPa	Grade du module élastique
35-35-LM	35	35	LM
35-50-LM	35	50	LM
50-50-LM	50	50	LM
35-50-SM	35	50	SM
35-50-HM	35	50	HM

CHAPITRE 6

RÉSULTATS ET ANALYSES

Dans cette section, les méthodes de calibration des modèles de calculs analytiques et du modèle numérique seront présentées. De plus, les résultats des calculs analytiques sur les quatre configurations présentés dans le chapitre 3 seront décrits. Les observations en lien avec les résultats seront présentées. De plus, une étude paramétrique à partir du modèle numérique sera effectuée pour étudier l'influence de la résistance du béton utilisé ainsi que le niveau du module d'élasticité des barres d'armature en PRFV.

6.1 Résultats des modèles analytiques

Les deux modèles analytiques ont été décrits dans le chapitre 4. La calibration des deux modèles a été effectuée à partir des résultats disponibles dans l'article de Matta et Nanni [Matta et Nanni, 2009]. Les calculs effectués dans cet article ont été faits à partir des normes américaines AASHTO ainsi que ACI [AASHTO, 2010] [AASHTO, 2002] [ACI, 2005] [ACI, 2006]. Ceux-ci font en sorte que certains paramètres (facteur de réduction, résistance en tension du béton, etc.) sont différents de ce que les normes canadiennes proposent. L'influence de ces paramètres sera discutée en fonction de la configuration testée. Les configurations des dispositifs de retenue testée par Matta et Nanni sont illustrées aux figures 6.1 et 6.2. La configuration M2 sera principalement utilisée comme configuration de référence puisque, en plus de la prédiction de la courbe charge-déflexion, les détails de calculs de la résistance ultime de la connexion sont disponibles dans l'article.

Les figures 6.3 et 6.4 représentent les données expérimentales d'essais de chargement horizontal quasi statique de l'équipe de recherche de Matta et Nanni. De plus, les courbes de prédiction de comportement y sont illustrées ainsi que les droites horizontales représentant les valeurs des charges ultimes calculées selon la méthode analytique.

6.1.1 Modèle de calcul de prédiction de la charge ultime

Le modèle de calcul de prédiction de la charge ultime se base sur la fissuration se formant à la connexion entre la dalle du tablier de pont et le dispositif de retenue. Ainsi, le comportement du béton en tension a une grande influence sur les résultats de calculs de charge ultime. De plus, le comportement même de l'armature à cette connexion modifiera

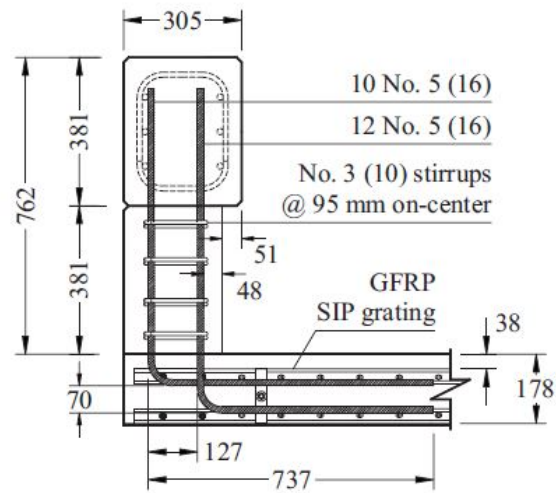


Figure 6.1 Configuration du dispositif M1, [Matta et Nanni, 2009]

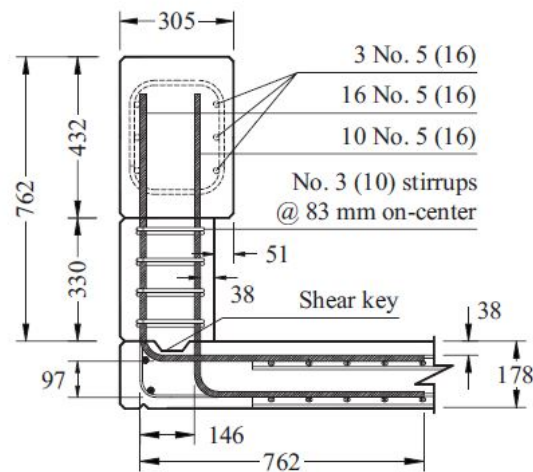


Figure 6.2 Configuration du dispositif M2, [Matta et Nanni, 2009]

la rigidité de la section et l'ouverture de la fissure et, par conséquent, la résistance du dispositif de retenue. Les valeurs des forces maximales horizontales calculées ($F_{n,p}$) par l'équipe de Matta et Nanni sont de 50 kN et de 52,8 kN pour les dispositifs M1 et M2 respectivement.

Calibration du modèle de calcul de la résistance ultime

Seules trois composantes ont un effet notable sur la précision du calcul. Ceux-ci sont la dimension de la fissure, l'angle de cette fissure et finalement la méthode de calcul de la résistance en traction du béton. Afin de calibrer le fichier de calcul, les mêmes dimensions

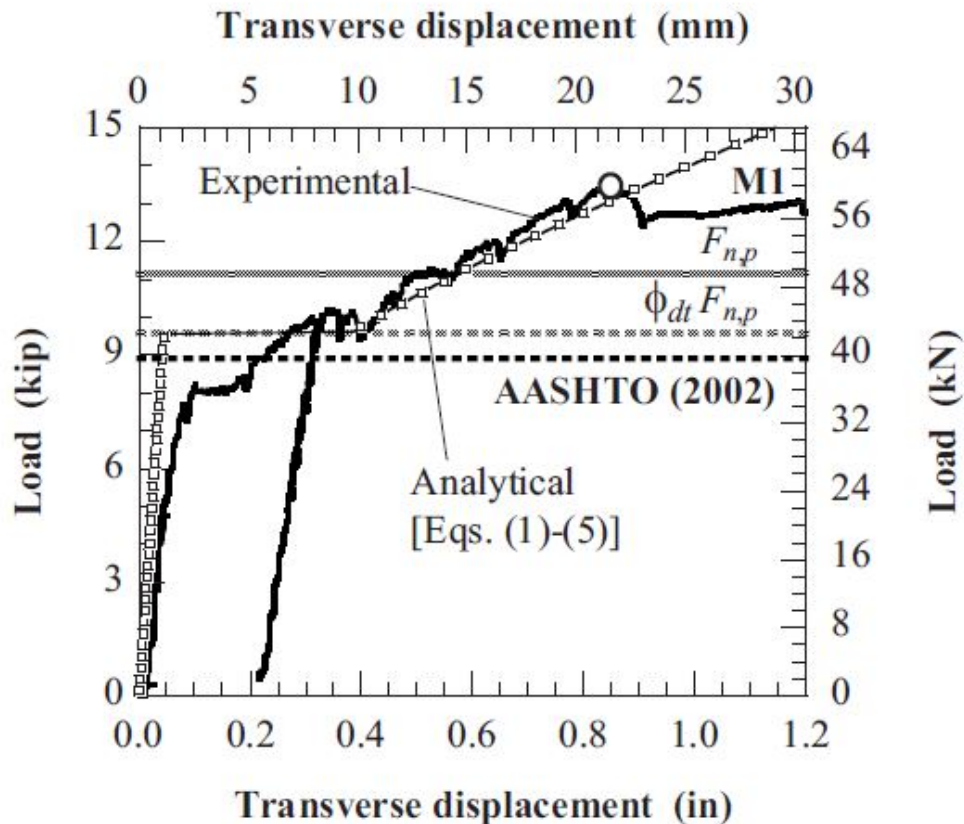


Figure 6.3 Résultats des essais analytiques et expérimentaux sur le dispositif M1 [Matta et Nanni, 2009]

et les mêmes normes ont été utilisées. Les informations utilisées pour la calibration sont présentées dans la figure 6.5.

La longueur de la fissure (l_{dc}) et l'angle (α) de celle-ci sont utilisés dans le fichier de calcul pour calculer la force maximale ($F_{n,p}$) que le dispositif peut reprendre. La formule de la résistance du béton de la norme américaine est utilisée, dans ce cas-ci, puisque l'objectif de la calibration est de refaire exactement ce que l'auteur a fait afin d'avoir les mêmes résultats. La figure 6.6 illustre le comportement expérimental du dispositif M2 testé par les auteurs de l'article. De plus, les résultats des calculs de Matta et Nanni et du fichier de calcul y sont présentés à des fins de comparaison.

Matta et Nanni ont obtenu une valeur de $F_{n,p}$ calculé de 52,8 kN. À partir des dimensions de la fissure et des propriétés de béton, le fichier de calcul montre une valeur de force maximale horizontale de 51,2 kN. Une différence de 1,6 kN, équivalent à 3%, par rapport à la valeur de référence a été obtenue à partir du fichier de calcul. Cette différence est

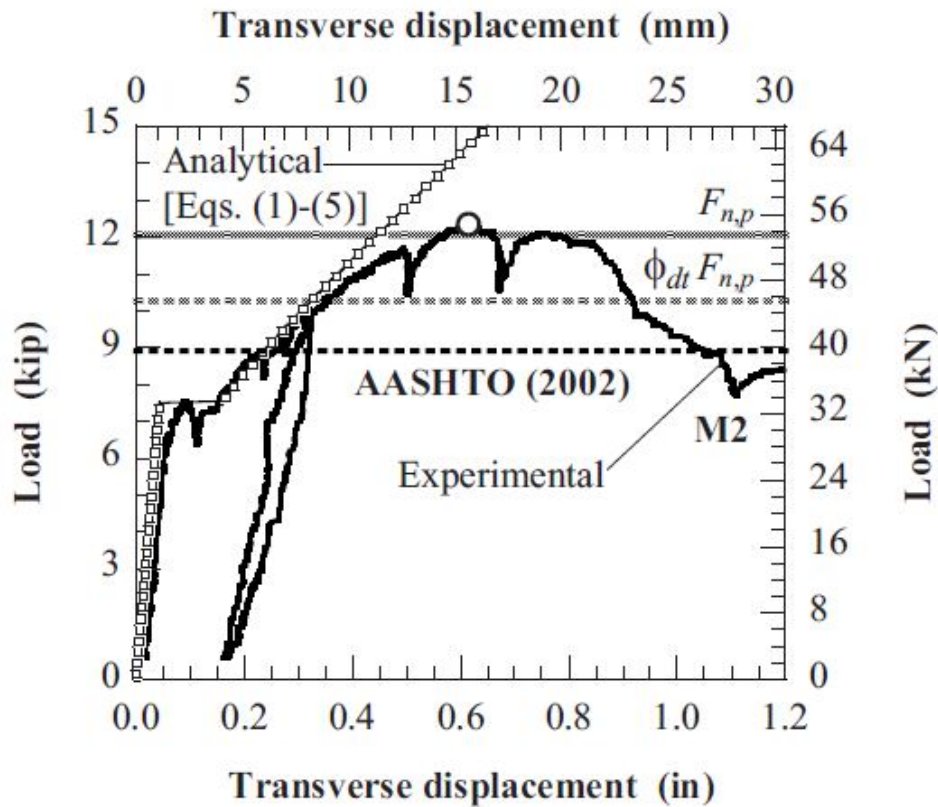


Figure 6.4 Résultats des essais analytiques et expérimentaux sur le dispositif M2, [Matta et Nanni, 2009]

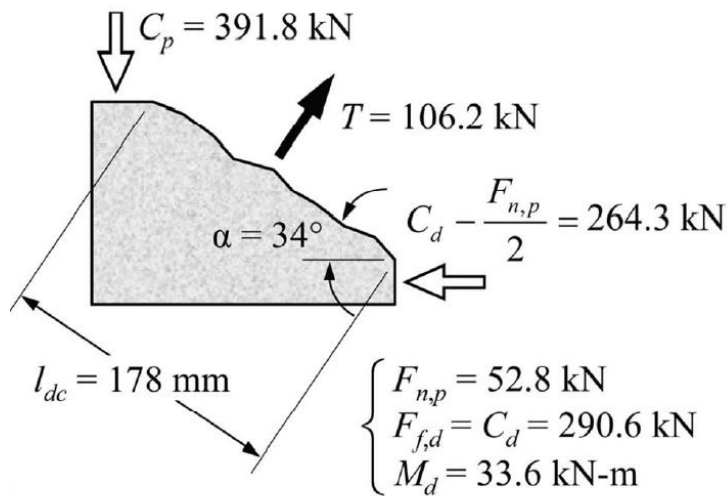


Figure 6.5 Détails de la fissure pour la calibration du modèle de calcul - dispositif M2, [Matta et Nanni, 2009]

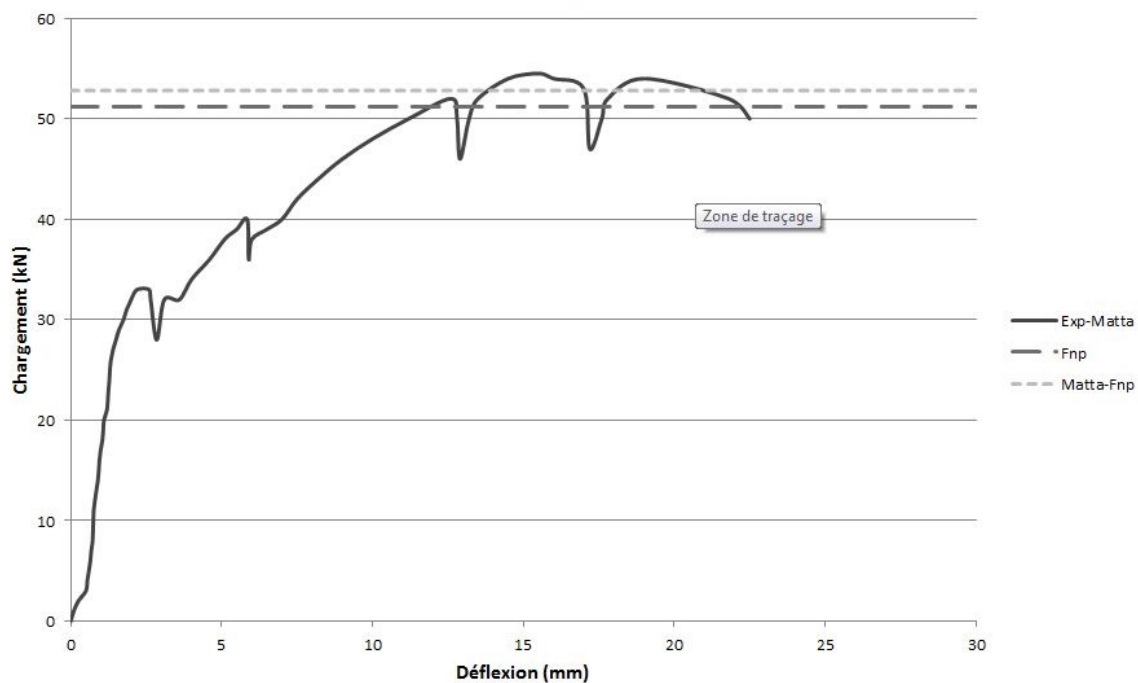


Figure 6.6 Comparaison de la résistance ultime avec les données de calibration
- dispositif M2

supposée comme étant acceptable et ainsi le fichier de calcul est calibré. Par ailleurs, la différence avec la valeur expérimentale de 52,5 kN est de 6,06%.

Résultats des calculs de résistance ultime

Les dispositifs testés par l'équipe de l'Université de Sherbrooke présentent des configurations différentes de celles testées par l'équipe de Matta et Nanni. En effet, la géométrie et les détails des armatures dans les dispositifs du MTQ sont plus représentatifs de ce qui est utilisé au Québec. De plus, les dispositifs de l'Alberta armés de façon hybride vont permettre de voir l'application de ce modèle avec une dalle armée avec des barres en acier.

D'abord, il est important de mentionner que la méthode de calcul de la résistance ultime n'a pas été effectuée avec le dispositif M1 de l'équipe de Matta et Nanni. En effet, les informations de la fissure au niveau de la connexion sont primordiales pour ce calcul et celles-ci n'étaient pas fournies dans l'article.

La fissuration de la connexion dalle-muret du dispositif de retenue de type 210 fournie par le MTQ est présentée à la figure 6.7. À l'aide du logiciel AutoCAD, les dimensions

ainsi que l'angle d'inclinaison de la fissure ont pu être déterminés. La longueur de la fissure (l_{dc}) est de 433,5 mm et l'angle est de 19 degrés.



Figure 6.7 Dimensions de la fissure du dispositif MTQ-210 pour fins de calcul, [Benmokrane *et al.*, 2009]

Ce dispositif a été conçu avec la norme canadienne, et donc, le calcul de la résistance en tension du béton devrait se faire avec cette même norme. Par contre, il a été observé en effectuant des essais analytiques que la formule américaine, telle qu'expliquée dans le chapitre 4, est moins conservatrice quant aux performances en traction du béton et permet donc de mieux représenter le comportement réelle du dispositif. La formule 4.3 a donc été utilisée afin d'avoir une meilleure précision du calcul de la force maximale horizontale. Le graphique 6.8 représente les résultats expérimentaux du dispositif de retenue de type 210 ainsi que la force $F_{n,p}$ calculé avec le fichier de calcul.

Une force maximale calculée de 177,4 kN en comparaison avec une valeur expérimentale de 231,9 kN donne une différence d'environ 23,50% ce qui est acceptable. La précision du calcul des dimensions de la fissure peut être en cause dans la différence entre la valeur expérimentale et celle calculée. En utilisant le facteur de sécurité ϕ_{dt} de 0,75 telle que la norme canadienne le demande, il est possible de voir sur la figure 6.8 que l'on se retrouve à environ 60% de la vraie capacité du dispositif. La norme requiert au dispositif de retenue de niveau de sécurité PL-2 de résister à une charge horizontale de 100 kN. Selon le modèle analytique, avec le facteur de sécurité, le dispositif de type 210 du MTQ peut résister à une charge de 133 kN.

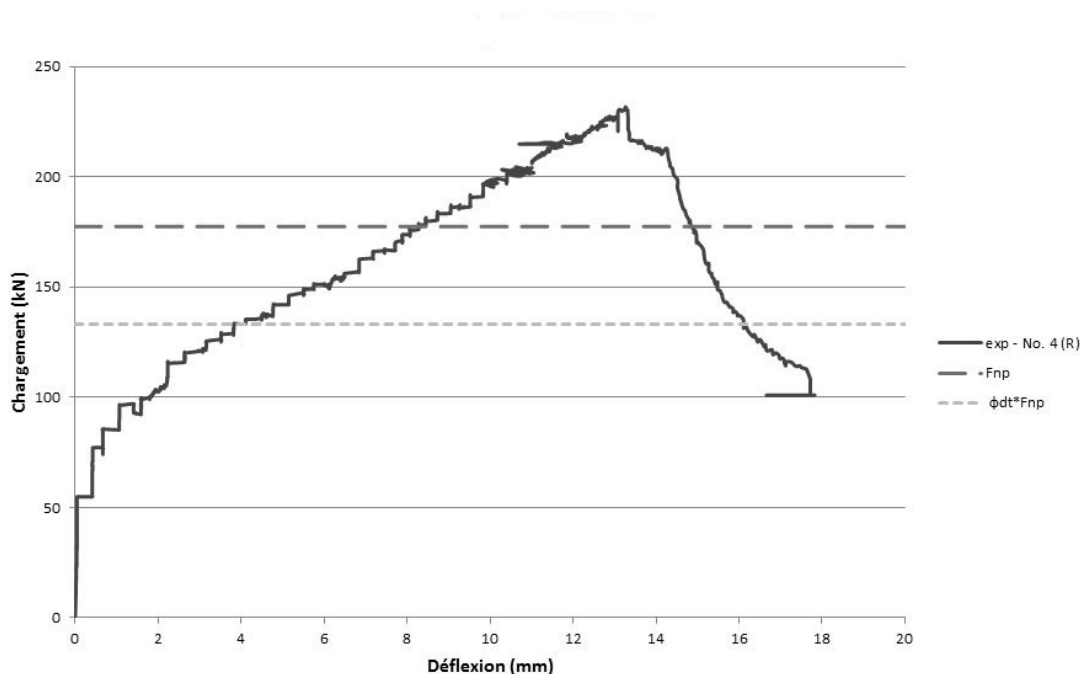


Figure 6.8 Résistance ultime du dispositif MTQ-210

Le même calcul a été effectué sur le dispositif de type 311 testé par l'équipe de l'Université de Sherbrooke en collaboration avec le MTQ. Tout comme le type 210, la formule 4.3 a été utilisée pour le calcul de la résistance en tension du béton au niveau de la fissure. La figure 6.9 illustre les dimensions estimées de la fissure lors des essais de chargement quasi statique. La longueur de la fissure (l_{dc}) est de 442,5 mm à un angle de 26 degrés.

La figure 6.10 représente le comportement du dispositif de retenue de type 311 lors des essais en laboratoire. La charge ultime expérimentale est de 306,1 kN et la charge ultime calculée à l'aide du modèle de calcul analytique est de 302,0 kN. La différence entre la valeur calculée et la valeur expérimentale est de 1,35%.

En appliquant le facteur de sécurité de la norme canadienne, la résistance ultime du dispositif de retenue de type 311 à un niveau de sécurité PL-2 est de 226,5 kN ce qui est de loin supérieur à la valeur requise par la norme de 100 kN.

Les configurations provenant de l'Alberta ont une dalle armée avec de l'armature en acier. Le comportement de l'acier est bien différent de celui du PRF et il a été vu dans les essais expérimentaux que l'acier du rang supérieur de la dalle se rend jusqu'à la plastification. La figure 6.11 illustre les dimensions de la fissuration sur le dispositif S-1642. La longueur de la fissure (l_{dc}) est de 424,9 mm à un angle de 28 degrés.



Figure 6.9 Dimensions de la fissure du dispositif MTQ-311 pour fins de calcul, [Benmokrane *et al.*, 2009]

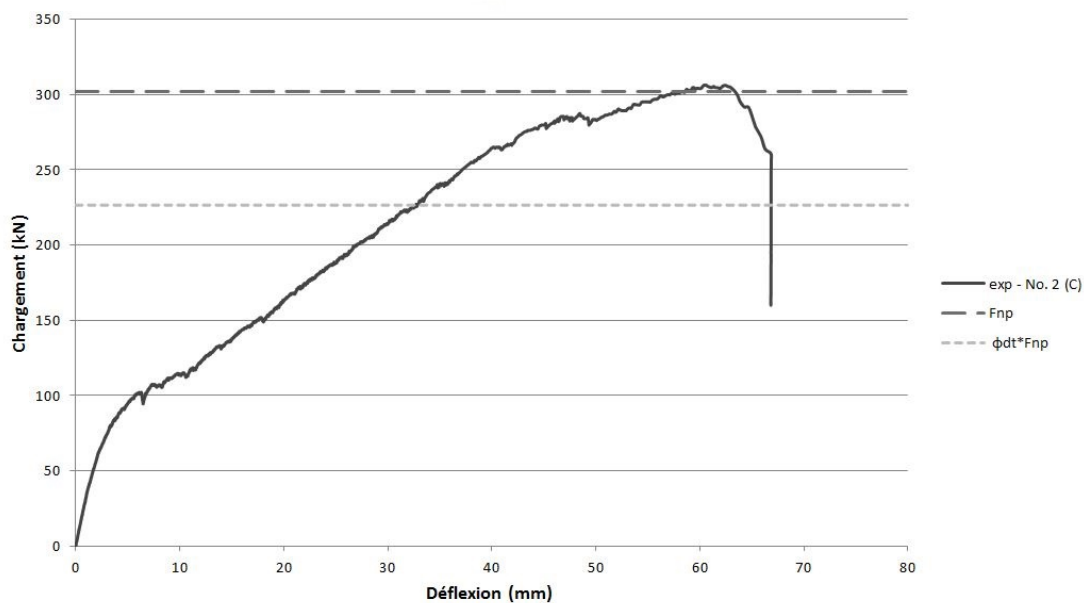


Figure 6.10 Résistance ultime du dispositif MTQ-311

Il est important de noter que le mode de rupture du dispositif S-1642 est par flambage d'une section d'acier du garde-corps, ce qui peut être considéré comme étant une rupture précoce et brusque. Cependant, la fissure à la connexion est visible et le calcul a été effectué en utilisant, une fois de plus, l'équation 4.3 pour le calcul de la résistance en tension du béton.

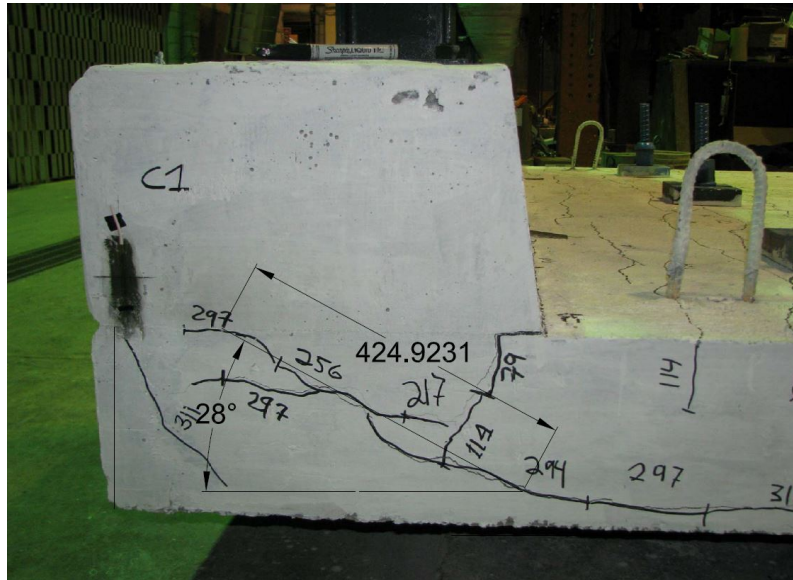


Figure 6.11 Dimensions de la fissure du dispositif S-1642 aux fins de calcul, [Ahmed *et al.*, 2010]

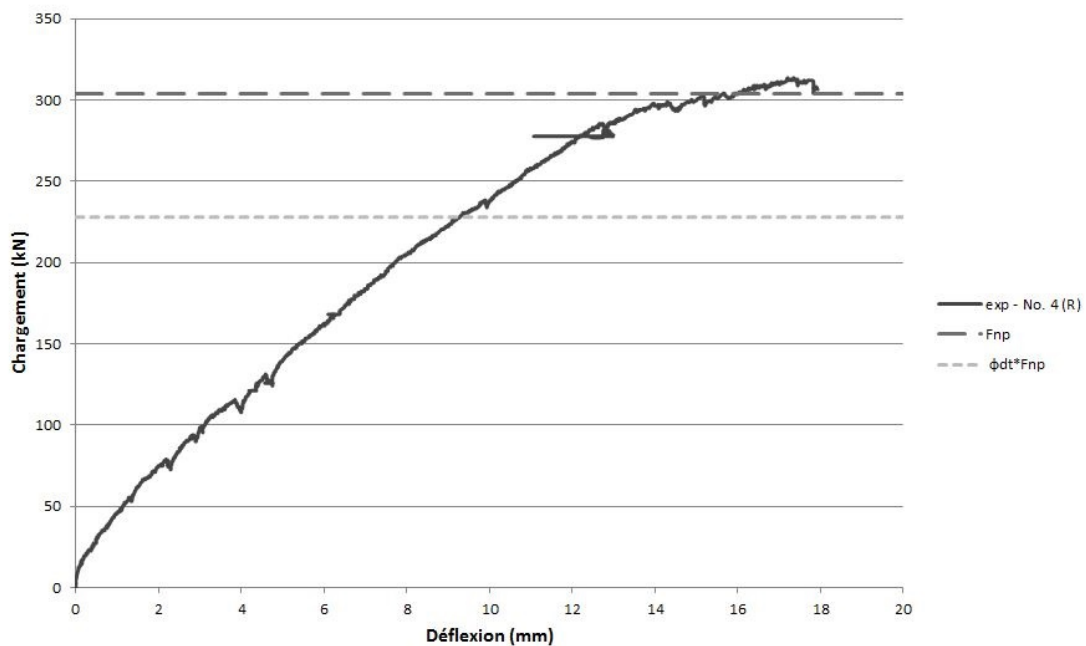


Figure 6.12 Résistance ultime du dispositif S-1642

Même si la rupture du dispositif n'est pas due à la résistance de la connexion, le calcul analytique est à 3,09% de la valeur expérimentale. En effet, la charge ultime expérimentale est de 313,6 kN et la valeur provenant du calcul analytique est de 303,9 kN. En appliquant le facteur de sécurité de la norme, la charge ultime pondérée du dispositif S-1642 est de 227,9 kN qui est environ 130,0 kN au-dessus de la valeur requise par la norme canadienne

de 100 kN.

Le dispositif de retenue S-1650 a, quant à lui, un mode de rupture au niveau de la connexion entre le muret et la dalle. L'armature du rang supérieur de la dalle a atteint la plastification et on voit dans la figure 6.13 l'ouverture importante de la fissure. La longueur de la fissure (l_{dc}) est d'environ 210,1 mm à un angle de 43 degrés. Plus la fissure est importante, plus il est difficile de bien déterminer sa dimension et son angle, ces deux éléments étant très influents dans la réponse du calcul analytique.

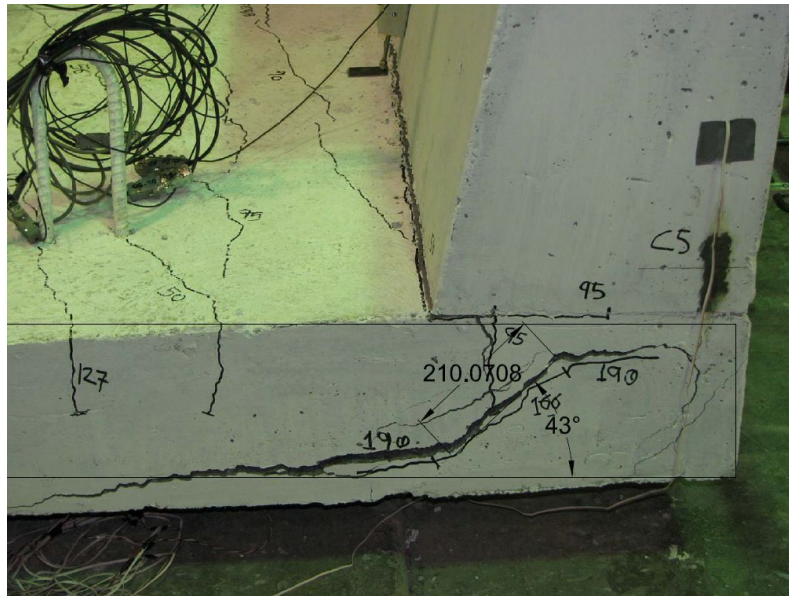


Figure 6.13 Dimensions de la fissure du dispositif S-1650 aux fins de calcul, [Ahmed *et al.*, 2010]

Dans ce cas-ci, les deux normes ont été utilisées pour le calcul de la résistance en tension du béton aux fins de comparaison. Les figures 6.14 et 6.15 représentent l'utilisation de la norme Canadienne CSA et la norme Américaine ACI respectivement et montrent bien l'influence de la résistance en tension du béton.

L'utilisation de la norme américaine, moins conservatrice dans le calcul de la résistance en tension du béton, fait en sorte que la charge ultime calculée du dispositif est supérieure à ce qu'elle est réellement avec les essais expérimentaux. La charge réelle est de 197,1 kN et la charge calculée avec la norme ACI est de 214,1 kN. La charge calculée est 8,65% supérieure à la charge réelle. D'un autre côté, la norme canadienne, représentée par l'équation (4.4), calcule une charge ultime de 137,5 kN qui est 30,22% plus basse que la valeur expérimentale. En appliquant le facteur de réduction de la norme, des valeurs de 103,1 kN et 160,6 kN pour la norme CSA et ACI respectivement sont obtenus. Ainsi, il

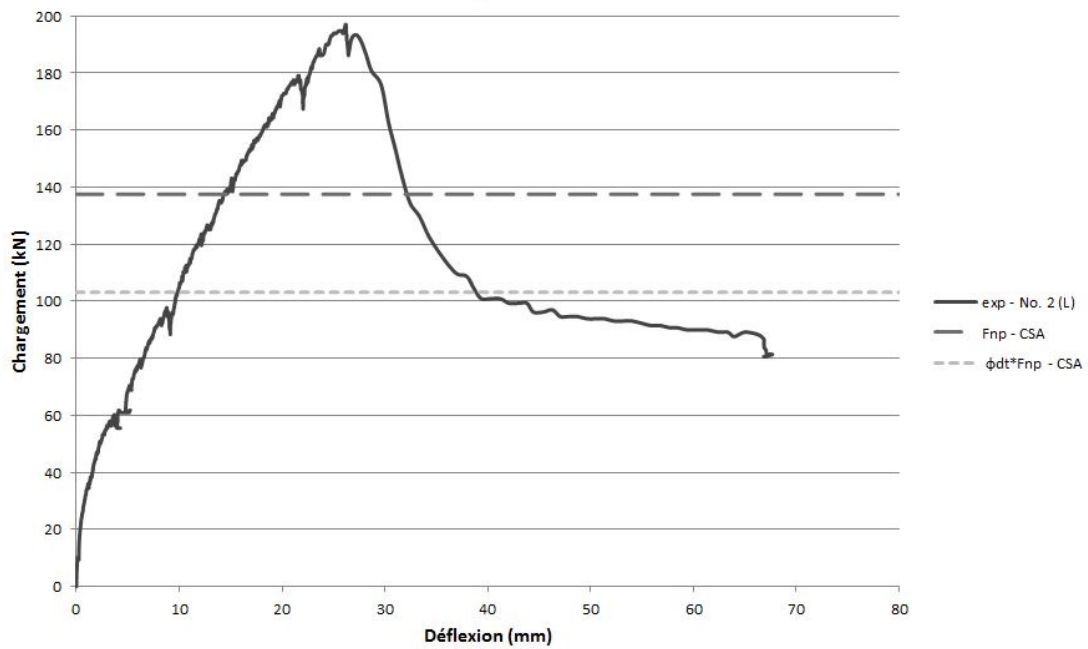


Figure 6.14 Résistance ultime du dispositif S-1650 selon la résistance en tension provenant de la norme Canadienne CSA

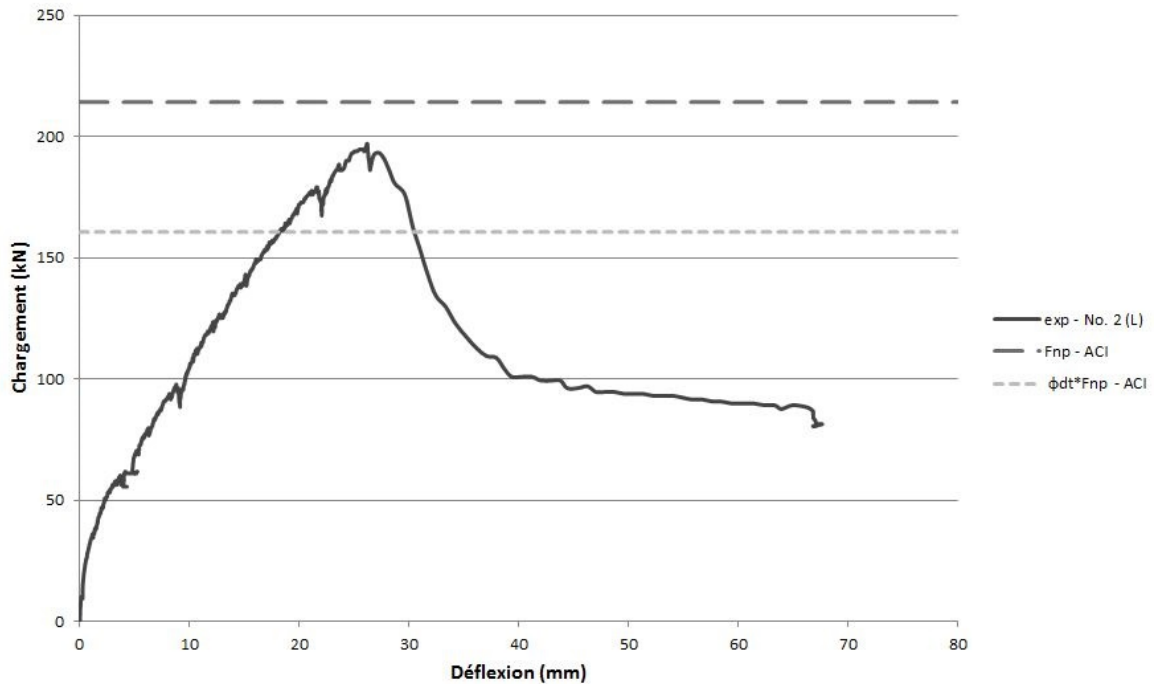


Figure 6.15 Résistance ultime du dispositif S-1650 selon la résistance en tension provenant de la norme Américaine ACI

est possible d'en conclure qu'une valeur entre les deux normes serait plus représentative d'une telle configuration et qu'il faudrait plus d'étude afin de déterminer cette valeur.

Le tableau 6.1 résume les charges ultimes d'essais expérimentales ainsi que les charges ultimes calculées avec la précision dépendant des configurations. Le modèle de calcul de charge ultime proposé par Matta et Nanni est donc adéquat et représentatif des essais expérimentaux.

Tableau 6.1 Résumé des résultats et de la précision des calculs analytiques de résistance ultime

Essais	Barrières	Normes	Résistance testée kN	Résistance calculée kN	Différences
Matta	M1	ACI	59,5	59,0	-0,89%
Matta	M2	ACI	54,5	51,2	-6,06%
MTQ	210	ACI	231,9	177,4	-23,50%
MTQ	311	ACI	306,1	302,0	-1,35%
Alberta	S-1642	ACI	313,6	303,99	-3,09%
Alberta	S-1650	CSA	197,1	137,5	-30,22%
		ACI		214,1	8,65%

6.1.2 Modèle de calcul de prédiction de la relation charge-déflexion

Dans cette section, les courbes charge-déflexion calculées à l'aide du modèle analytique de prédiction de la relation charge-déflexion seront comparées avec les données expérimentales disponibles suite aux essais par chargement quasi statique horizontal sur les différentes configurations. Ce modèle est utilisé strictement sur les configurations ayant un muret en béton (type 311 et S-1650).

Calibration du modèle de calcul de prédiction de la relation charge-déflexion

La calibration du fichier de calcul est effectuée avec la configuration M2. En utilisant les formules de calculs de module élastique du béton et de résistance en tension de la norme ACI, la calibration du fichier de calcul est effectuée et illustrée dans la figure 6.16.

La courbe provenant des calculs analytiques semble bien représenter les essais expérimentaux effectués par l'équipe de Matta et Nanni. Par contre, la courbe de référence, calculée par Matta et Nanni, n'a pas exactement le même comportement que celle calculée avec le fichier de calcul. La source de cette différence n'est pas identifiée et pourrait grandement dépendre des méthodes de calculs d'inertie et de moment critique qui ont une influence directe sur le comportement post-fissuration. Somme toute, le fichier de calcul est consi-

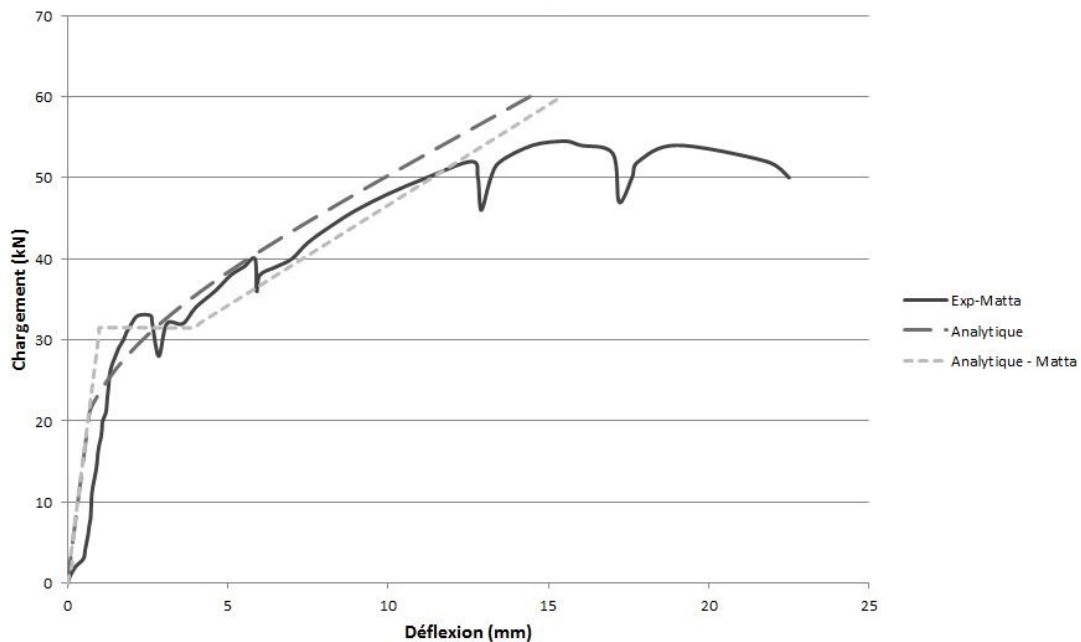


Figure 6.16 Comparaison de la courbe charge-déflexion avec les données de la littérature - dispositif M2

déré comme étant acceptable.

Dans le cas de la configuration M2 représentée à la figure 6.17, le comportement avant la charge critique de fissuration est représentatif des données expérimentales. La rigidité pré fissuration est identique avec celle calculée par Matta et Nanni et est légèrement supérieure aux données expérimentales, ce qui est normal en raison du glissement et autre source de perte de rigidité lors d'essais expérimentaux. Cependant, à partir du point critique de fissuration, le comportement de la courbe déterminé à l'aide du fichier de calcul s'éloigne des essais expérimentaux ainsi que de la courbe calculée par Matta et Nanni. La déflexion au moment de la fissuration est plus petite, ce qui fait en sorte que les droites post-fissuration ne sont pas aux mêmes valeurs de déflexion. De plus, la rigidité post-fissuration calculée semble légèrement supérieure à la rigidité expérimentale.

Les résistances en compression des bétons de la dalle et du muret dans le dispositif M1 sont de 53,7 MPa et 40,3 MPa respectivement. Pour le dispositif M2, les résistances des bétons de la dalle et du muret sont de 34,3 MPa et 58,1 MPa. Une source pouvant affecter la rigidité post-fissuration est bien entendu le module de Young estimé. Dans le cas présent, la résistance en compression du muret est moins élevée que lors de la calibration du modèle analytique. Cette réduction de la résistance affecte le calcul du module élastique du béton

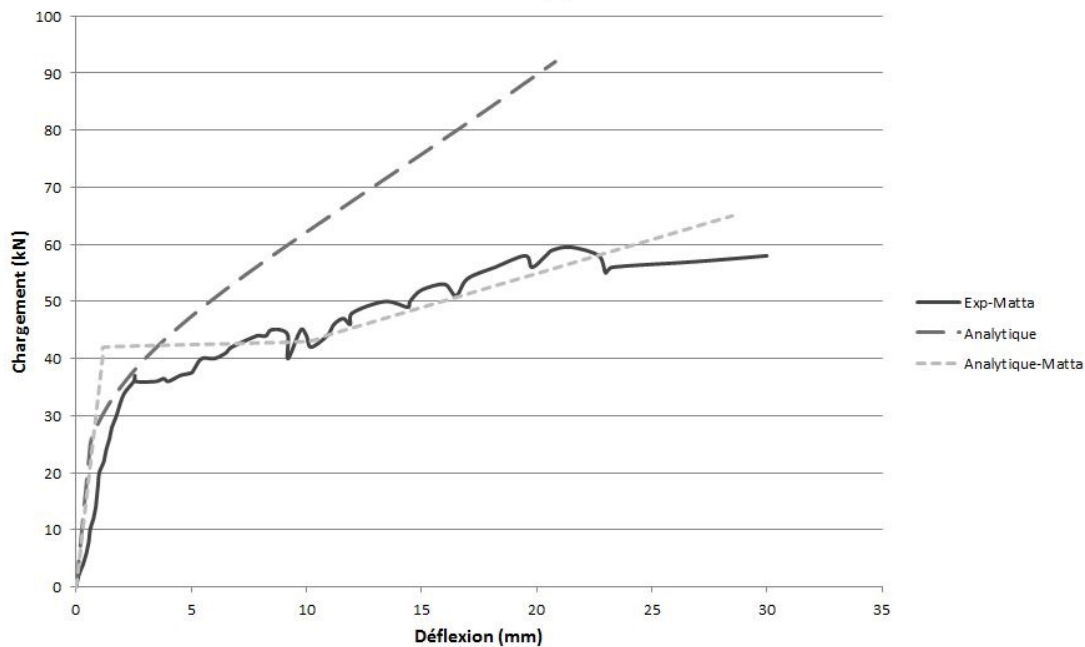


Figure 6.17 Comparaison de la courbe charge-déflexion avec les données de la littérature - dispositif M1

puisque l'équation 4.1, provenant de la norme ACI, est utilisée. Cette équation a été vue dans le chapitre 4 et est démontrée comme étant beaucoup plus approximative que l'équation (4.2) de la norme CSA.

Résultats des calculs de prédiction de la relation charge-déflexion

Le dispositif de retenue de type 311 a été testé avec la méthode de prédiction de comportement charge-déflexion. La norme canadienne pour les calculs des modules élastiques (équation (4.2)) a été utilisée et la figure 6.18 montre les résultats de calcul.

Le comportement pré-fissuration semble, comme lors de la calibration, reproduire la rigidité initiale de la structure selon les données expérimentales. La différence entre les deux pentes peut être due à une différence de la résistance en compression du béton, à des microfissures déjà présentes et aux glissements possibles à l'intérieure du montage. Tout comme la courbe du calcul du dispositif M1, la rigidité post-fissuration n'est pas la même que la rigidité post-fissuration réelle du dispositif.

Finalement, le dispositif de type S-1650 avec une armature en acier dans la dalle est représenté à la figure 6.19. Les calculs avec la norme canadienne ont été utilisés pour

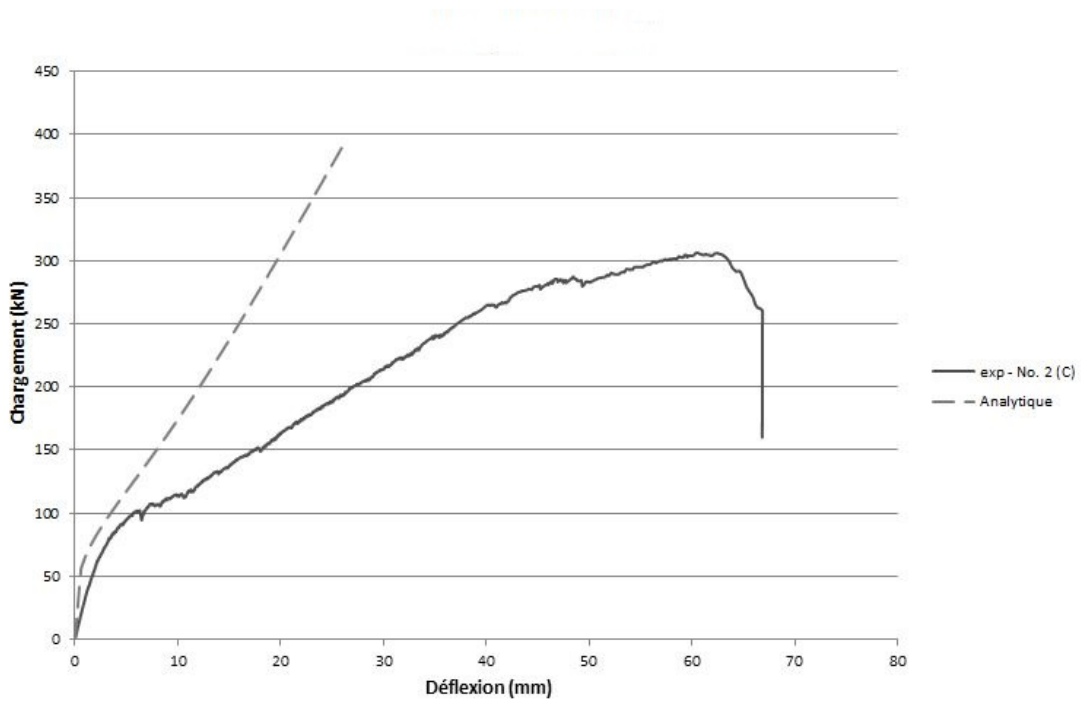


Figure 6.18 Comportement charge-déflexion du dispositif MTQ-311

ce dispositif. Puisque la dalle est armée avec de l'armature en acier, l'équation 4.11 de Branson a été utilisée dans le calcul de la rotation de la dalle.

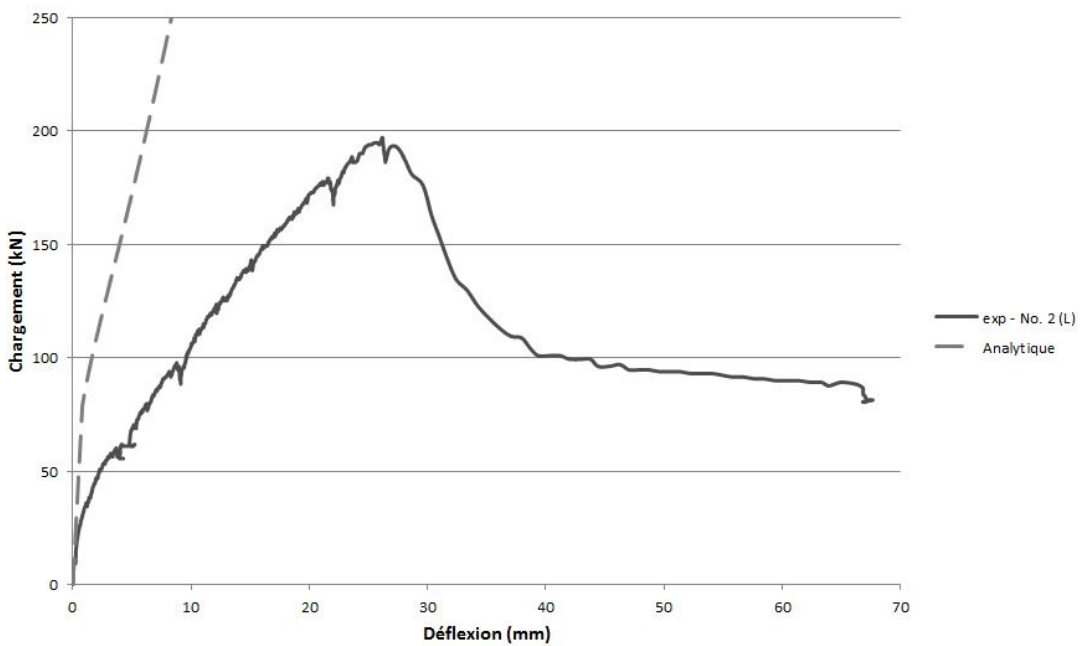


Figure 6.19 Comportement charge-déflexion du dispositif S-1650

Dans ce cas-ci, le comportement pré-fissuration ainsi que la charge critique de fissuration ne représentent pas bien le comportement réel du dispositif. La charge critique de fissuration est environ 25 kN plus élevée que la charge réelle. L'acier du rang supérieur de la dalle se plastifie et la déformation de celle-ci cause une grande déformation au niveau de la fissure. Ce comportement différent d'une dalle armée de barres en PRFV pourrait être la cause de la différence de l'allure de la courbe de prédiction. De plus, la rigidité post-fissuration représentée dans le graphique n'est toujours pas au même niveau que la rigidité expérimentale.

6.2 Résultats du modèle numérique

Dans cette section, le modèle numérique du dispositif de retenue de type 311 est comparé avec les données expérimentales disponibles. La comparaison sera basée sur la courbe charge-déflexion en tête du dispositif. Par la suite, une étude paramétrique est effectuée à partir du modèle numérique calibré. Les propriétés des bétons de la dalle et du muret seront modifiées ainsi que les modules d'élasticité des barres de PRFV utilisées dans la structure. Seul le profilé de type 311 a été modélisé.

6.2.1 Calibration du modèle numérique

La déformation du modèle numérique en trois dimensions illustre bien le comportement qui était souhaité. La figure 6.20 illustre la déformation accentuée de 10% du dispositif de retenue MTQ-311 avec une vue de côté et la figure 6.21 l'illustre avec une vue de l'ensemble du dispositif. La dalle se déplace comme un porte-à-faux à partir du point d'appui le plus proche du dispositif tel que supposé dans le modèle analytique. De plus, le mur se déplace comme un corps rigide également comme supposé dans le modèle analytique. En regardant la déformation du dispositif de retenue, il est possible de voir que le modèle ne possède aucune erreur majeure dans l'élaboration de celui-ci. Les éléments et les maillages semblent réagir tels que supposés. Suite à cette observation, il est possible de commencer le calibrage du modèle et la recherche de la convergence.

Plusieurs itérations et modifications au modèle ont été effectuées afin d'avoir la courbe la plus représentative des résultats expérimentaux disponibles. En utilisant les données fournies dans le chapitre 5, il a fallu plusieurs itérations de tolérance à la convergence pour aboutir à des résultats acceptables. En effet, les tableaux A.1 et A.2 représentent toutes les itérations de paramètres qu'il a été nécessaire pour atteindre les résultats optimaux.

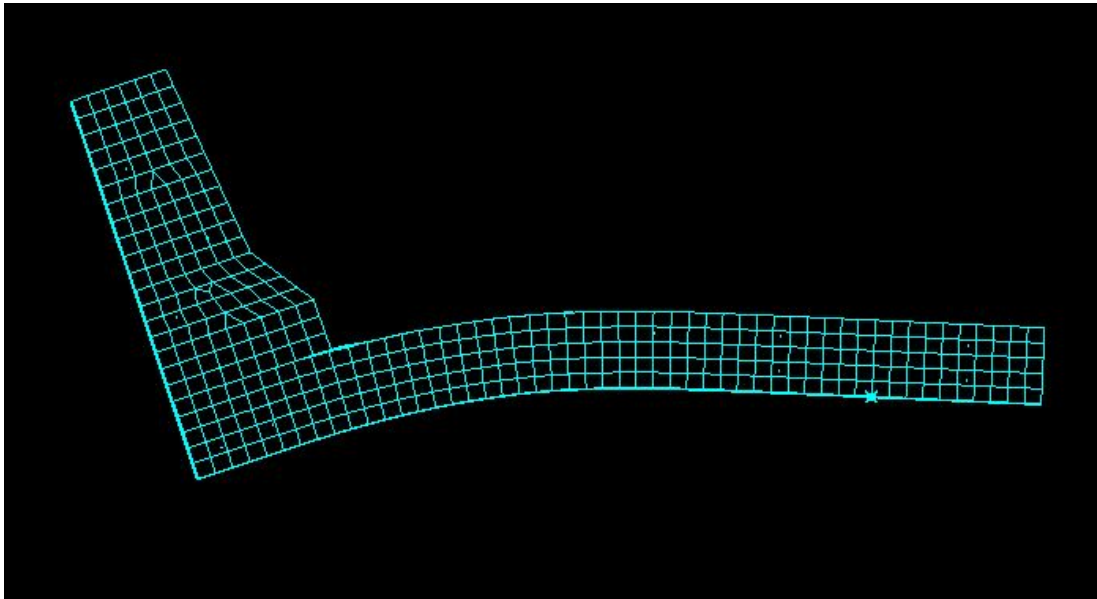


Figure 6.20 Déformation accentuée de 10% du dispositif MTQ-311 suite à l'application de la charge - vue de côté

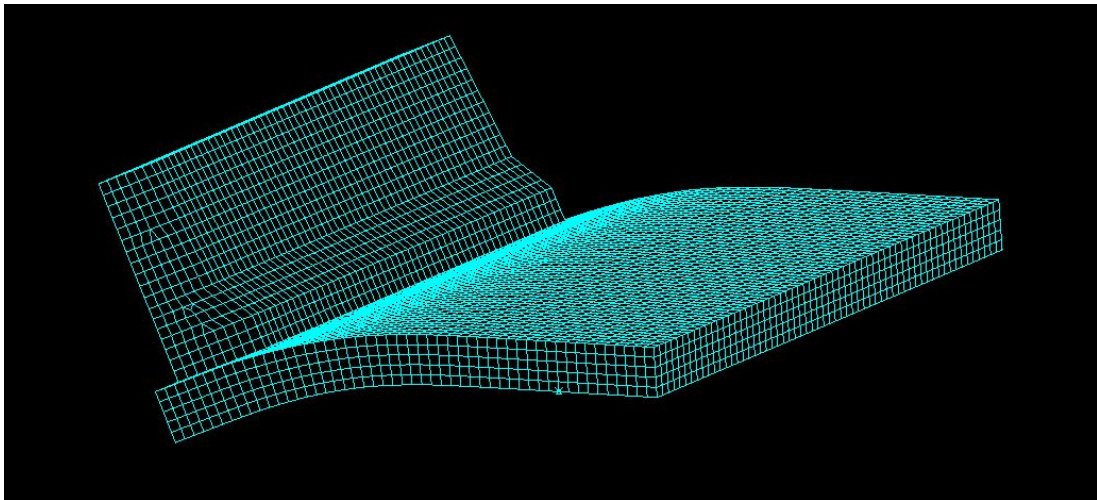


Figure 6.21 Déformation accentuée de 10% du dispositif MTQ-311 suite à l'application de la charge - vue d'ensemble

Afin de réduire les sources d'itération de résultats numériques, l'incrément de déplacement est fixé à 0,05 mm. Il a été déterminé que le critère de convergence qui fonctionne le mieux pour un dispositif de retenue en trois dimensions comme celui-ci était le déplacement. Ainsi, le tableau 6.2 énumère les itérations de tolérance sur les déplacements nécessaire afin d'avoir la meilleure déflexion maximale en fonction du niveau de la tolérance.

La figure 6.22 illustre le résultat obtenu en utilisant une tolérance sur les déplacements de 10%. Plusieurs problématiques sont visibles à partir de ce graphique. D'abord, le modèle

Tableau 6.2 Liste des essais à différents niveaux de tolérance sur les déplacements des calculs numériques

Modèles	Fonctions	incrément de déplacement mm	Critères de convergence	Tolérances	Déflexion maximale atteinte mm
Ressort	65	0,05	Déplacement	0,20	14,7
Ressort	65	0,05	Déplacement	0,15	12,1
Ressort	65	0,05	Déplacement	0,10	13,5
Ressort	65	0,05	Déplacement	0,05	6,0

arrête de converger à une déflexion de 13,5 mm. Peu importe les paramètres de calcul utilisés (tolérance, pas de temps, critère de convergence, nombre d'itérations), la déflexion maximale, avant que le modèle arrête de converger, n'a été que de 19,0 mm. Le graphique 6.23 illustre la même courbe, mais avec un agrandi sur la section de la courbe charge-déflexion qu'il a été possible d'obtenir grâce au modèle numérique.

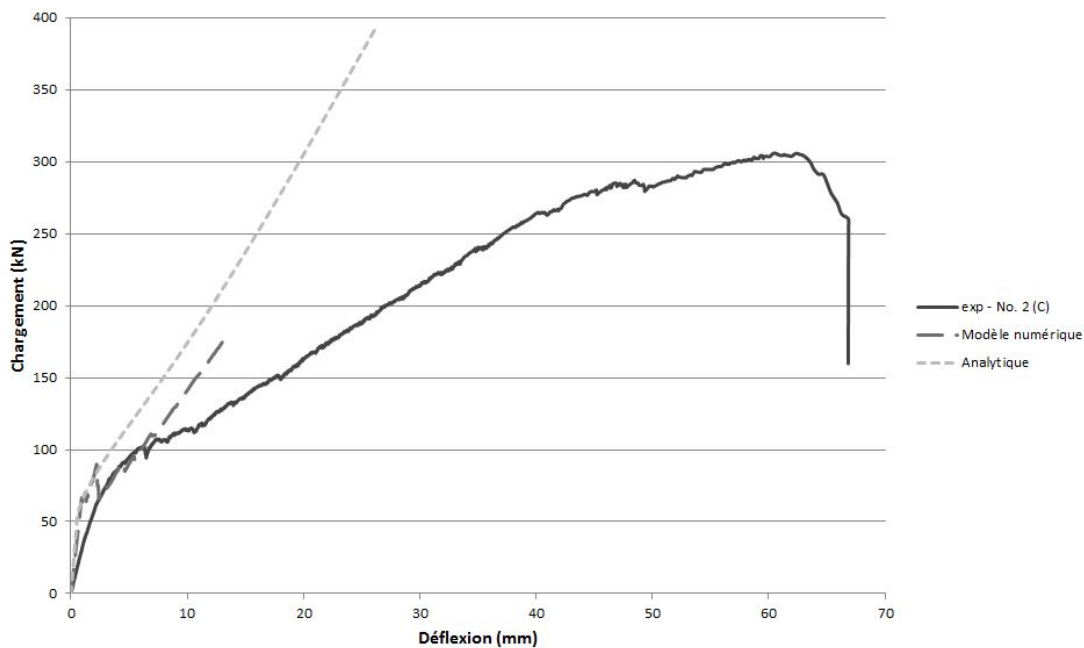


Figure 6.22 Comparaison des courbes charge-déflexion avec le modèle par éléments finis du dispositif MTQ-311

Le comportement pré-fissuration du modèle numérique représente bien le comportement théorique. En effet, la courbe analytique pré-fissuration qui a été considérée comme étant représentative de la réalité suit la courbe obtenue grâce au calcul numérique. De plus, la perte de rigidité au moment de la fissuration du béton est bien représentée dans le modèle numérique. Après l'atteinte de la charge critique de fissuration, le modèle numérique représente bien le comportement réel du dispositif, mais se sépare rapidement des

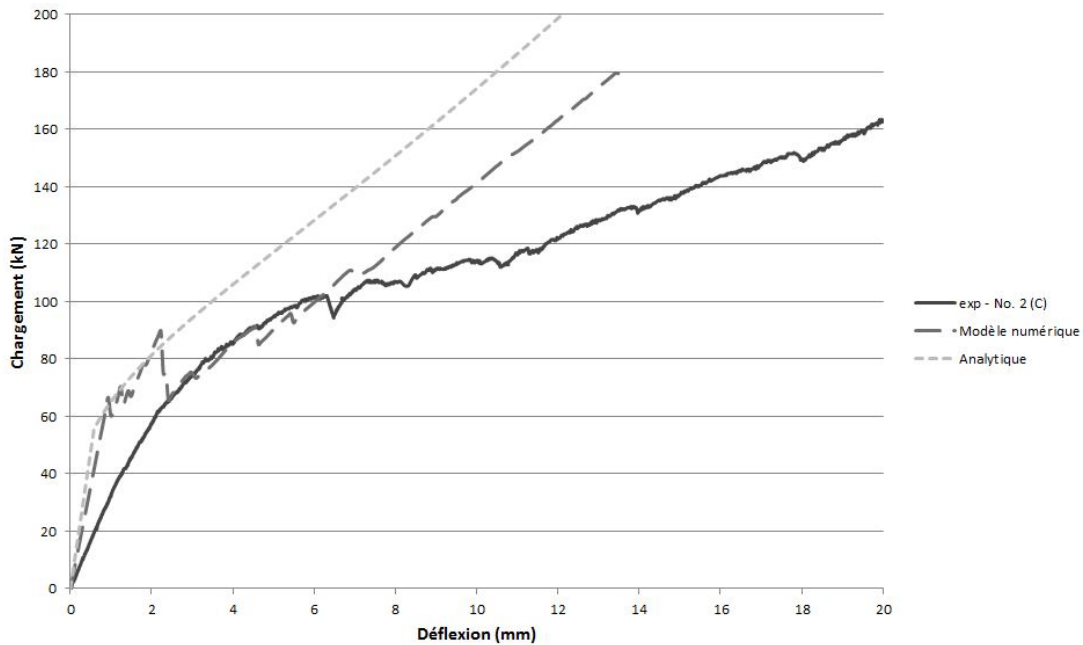


Figure 6.23 Comparaison des courbes charge-déflexion avec le modèle par éléments finis du dispositif MTQ-311 agrandi

valeurs expérimentales. La perte de rigidité visible dans la courbe expérimentale après la fissuration n'est pas représentée dans la courbe du modèle numérique. Tout comme les calculs analytiques, le modèle numérique a une rigidité constante après la charge critique de fissuration. On constate que la droite de la courbe analytique est parallèle à la droite de la courbe numérique. On peut en conclure que les deux modèles de calcul, analytique et numérique, présentent les mêmes rigidités post-fissuration. Le modèle numérique suit la courbe expérimentale jusqu'à une valeur d'environ 120 kN qui est supérieure à la valeur de 100 kN requise par la norme canadienne. On peut conclure que le modèle numérique est représentatif pour de faibles valeurs de déflexion.

6.2.2 Résultats de l'étude paramétrique numérique

L'étude paramétrique comporte deux comparaisons. D'abord, différentes combinaisons de résistance en compression de béton sont utilisées. Par la suite, en utilisant la combinaison la plus souvent utilisée dans les projets de construction de ponts au Québec, différentes barres d'armature de PRFV représentant les trois grades prescrits par la norme CAN/CSA S-807 sont utilisées. Le tableau 5.6 du chapitre 5 représente les cinq cas étudiés. Connaissant les problématiques du modèle numérique, seule la partie de la courbe à faible déflexion sera utilisée aux fins de comparaison de comportement.

Le graphique 6.24 représente le comportement des trois combinaisons de résistance en compression des bétons. Plusieurs itérations ont été effectuées afin d'atteindre le plus de déflexion maximale dans chacune des courbes et ces itérations sont énumérées dans le tableau A.3. La terminologie utilisée est la valeur de la résistance en compression de la dalle suivie de la valeur de la résistance en compression du muret, le niveau du module d'élasticité des barres d'armature en PRFV et finalement le pourcentage de la tolérance utilisé.

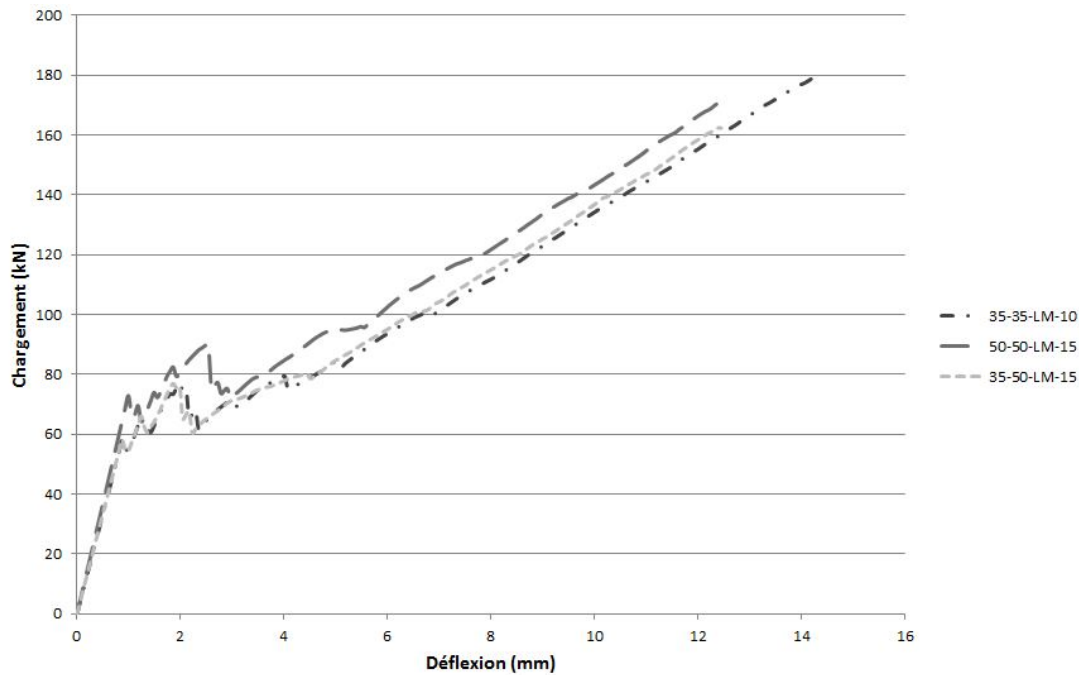


Figure 6.24 Comparaison des courbes charge-déflexion selon le type de béton utilisé

Une première observation possible à partir des courbes numériques sur les paramètres de béton est que la charge ultime de fissuration augmente en fonction de la résistance en compression du béton. Dans le calcul analytique, le moment critique de la dalle influençait directement la charge critique de fissuration du dispositif. Le modèle numérique représente donc bien l'influence du béton utilisé dans la dalle. Ce modèle, représentant seulement le comportement de la structure à faible déflexion, ne montre pas l'influence du béton utilisé dans le muret. Il y a une légère différence de rigidité entre la courbe 35-35-LM et 35-50-LM, cependant elle n'est pas significative à de faibles déflexions.

Le graphique 6.25 représente les trois niveaux des modules élastiques des barres en PRFV utilisées dans une dalle à 35 MPa de résistance en compression et un muret à 50 MPa. Plu-

sieurs itérations ont également été effectuées afin d'avoir le maximum de déflexion possible avec le modèle numérique et ces itérations sont énumérées au tableau A.3.

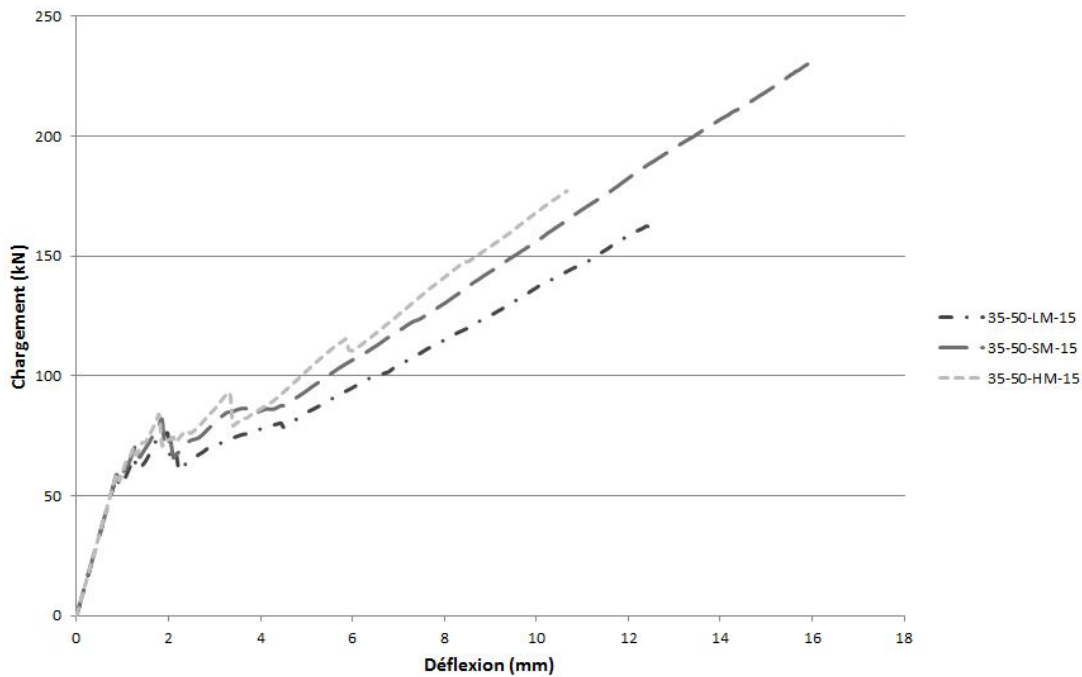


Figure 6.25 Comparaison des courbes charge-déflexion selon le module d'élasticité des barres de PRFV

Les résultats démontrent que le module élastique des barres en PRFV de la dalle et du muret n'ont pas d'influence sur le comportement pré-fissuration et sur la charge critique de fissuration. Bien que le modèle analytique ne représente pas bien l'évolution du chargement repris à grande déformation, il est possible de déterminer la différence du comportement général post-fissurations des différents dispositifs. Une fois le béton fissuré et les efforts repris par les barres d'armature, une différence de rigidité importante est visible entre les différentes configurations. La variation des pentes des courbes du graphique représente la rigidité des structures et plus le module d'élasticité des barres en PRFV est élevé, plus la rigidité post-fissuration du dispositif l'est également. En raison des limites du modèle numérique (grande déflexion), l'influence du module élastique des barres en PRFV à la rupture de la structure ne peut pas être analysée.

CHAPITRE 7

CONCLUSION

Dans ce chapitre, un sommaire des travaux accomplis et des résultats seront présentés. Les objectifs seront revus et des conclusions par rapport aux modèles analytiques et au modèle numérique seront énoncées. Par la suite, la contribution de cette recherche sera présentée. Finalement, des recommandations sur les travaux futurs dans le domaine du calcul analytique ou de la modélisation de dispositifs de retenue seront présentées.

7.1 Sommaire

L'objectif principal de ce projet de recherche était d'analyser les modèles analytiques proposés par Matta et Nanni en les appliquant aux dispositifs de retenue testés en chargement horizontal quasi statique par l'équipe de l'Université de Sherbrooke. Le second objectif était d'effectuer une étude paramétrique relative au comportement charge-déflexion d'un dispositif de retenue à l'aide d'un modèle par éléments finis. Dans ce projet, l'ensemble des données disponibles des essais quasi statiques effectués pendant les dernières années à l'Université de Sherbrooke a été nécessaire.

Un fichier de calcul du modèle analytique de prédiction de la charge ultime a été créé et calibré avec les données de référence disponibles (dispositifs M1 et M2) [Matta et Nanni, 2009]. Afin d'effectuer ces calculs, il faut connaître la longueur et l'angle d'inclinaison de la fissure à la connexion dalle-muret suite à un essai statique à chargement horizontal. Les conclusions suivantes ont pu être tirées suite à l'utilisation de ce modèle analytique sur les dispositifs de retenue de niveau de sécurité PL-2 (types 210, 311, S-1641 et S-1650) :

- la formule utilisée pour le calcul de la résistance en traction du béton à une grande influence sur les résultats des deux méthodes de calculs analytiques.
- les résultats des calculs de prédiction de la charge ultime sont comparables aux résultats expérimentaux.
- la longueur de la fissure et son angle d'inclinaison doivent être connus afin de pouvoir effectuer le calcul de la prédiction de la charge ultime.

Par la suite, un fichier de calcul du modèle analytique de prédiction du comportement charge-déflexion en tête du muret a été créé et calibré avec les données de référence disponibles (dispositifs M1 et M2) [Matta et Nanni, 2009]. Seuls les dispositifs ayant un mur complet en béton sans section d'acier ont pu être utilisés pour les calculs (type 311 et S-1650) et les résultats obtenus ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- les résultats du modèle analytique sont comparables aux résultats expérimentaux jusqu'à la charge critique de fissuration du béton.
- avant la charge critique de fissuration du béton, la rigidité calculée par le modèle analytique est supérieure à la rigidité expérimentale.
- après la fissuration du béton, la rigidité calculée est supérieure à la rigidité expérimentale
- le transfert des efforts au moment de la fissuration du béton n'est pas bien représenté dans le modèle analytique.

Finalement, à l'aide du logiciel ADINA, un calcul par éléments finis d'un modèle en trois dimensions a été effectué sur le dispositif de type 311 testé par l'équipe de l'Université de Sherbrooke en collaboration avec le Ministère des Transports du Québec. Une comparaison des relations charge-déflexion en tête du muret a été effectuée. De plus, une étude paramétrique a été effectuée pour connaître l'influence de la résistance en compression du béton utilisé et l'influence du module d'élasticité des barres en PRFV. Les résultats obtenus ont permis d'énoncer les conclusions suivantes :

- jusqu'à la charge critique de fissuration du béton, le modèle numérique concorde avec les résultats du modèle analytique et des résultats expérimentaux.
 - le transfert des efforts au moment de la fissuration du béton est bien représenté dans le modèle numérique.
 - après la charge critique de fissuration du béton, le modèle numérique n'est pas représentatif des données expérimentales. Par contre, les résultats numériques et analytiques se ressemblent et ont la même rigidité théorique.
 - le logiciel utilisé, ADINA, démontre des difficultés de convergence lors de création de structure complexe en trois dimensions.
 - la résistance en compression du béton de la dalle permet de modifier la charge critique de fissuration du béton du dispositif.
-

- les problèmes de convergence font en sorte qu'il n'est pas possible de voir l'influence de la résistance en compression du béton du muret sur le dispositif.
- le module d'élasticité des barres d'armatures en PRFV influence la rigidité post-fissuration du dispositif.

7.2 Contribution, recommandations et travaux futurs

Cette recherche a permis d'observer certaines limites dans le modèle analytique de prédiction de la relation charge-déflexion proposée par Matta et Nanni. De plus, connaissant les dimensions de la fissure, le modèle analytique de prédiction de la charge ultime a été concluant sur chacun des dispositifs de retenue testés. L'analyse de ces modèles analytiques va permettre à d'autres chercheurs d'élaborer des formules plus générales qui vont pouvoir prendre en considération les dispositifs à armature hybride acier et PRF.

Le modèle par éléments finis pourra donner un exemple de limite qu'un modèle en trois dimensions peut avoir. Il y a plus de risques de problème de convergence dans un tel modèle. Ainsi, il est proposé d'utiliser un logiciel qui permet la modification libre de tous les paramètres. Finalement, l'analyse paramétrique aura permis de bien cerner l'influence de la résistance des bétons employés et du module d'élasticité des barres d'armature de la dalle et du dispositif. Il est à noter qu'il y a suffisamment d'essais expérimentaux effectués à l'Université de Sherbrooke pour atteindre les objectifs fixés. Il faut cependant réussir à effectuer un modèle par éléments finis qui permettra de reproduire les essais quasi statiques jusqu'à un chargement équivalent à la charge ultime du dispositif.

CHAPITRE A

ANNEXE

A.1 Itérations des calculs numériques

Tableau A.1 Liste complète des essais à différents niveaux de tolérance sur les déplacements des calculs numériques

Essais #	Modèle	Fonction	Incrément de déplacement mm	Critère de convergence	Tolérance	Déflexion maximale atteinte mm	Remarque
1	Encastré	10	0,10	Déplacement	0,20	12,00	
2	Encastré	10	0,10	Déplacement	0,01	2,00	
3	Encastré	20	0,10	Déplacement	0,10	2,00	
4	Encastré	20	0,20	Déplacement	0,20	14,00	
5	Encastré	20	0,25	Déplacement	0,10	18,00	
6	Encastré	50	0,25	Déplacement	0,10	2,00	
7	Encastré	30	0,25	Déplacement	0,10	2,50	
8	Encastré	30	0,30	Déplacement	0,15	11,00	
9	Encastré	40	0,50	Déplacement	0,10	2,00	
10	Encastré	40	0,25	Déplacement	0,20	1,00	
11	Encastré	70	0,25	Déplacement	0,000001	0,35	
12	Encastré	65	0,25	Déplacement	0,000001	0,35	
13	Encastré	65	0,10	Déplacement	0,000001	0,20	
14	Encastré	65	0,20	Déplacement	0,000001	0,30	
15	Encastré	65	0,10	Déplacement	0,000001	0,40	
16	Encastré	65	0,25	Déplacement	0,000001	0,35	
17	Encastré	65	0,50	Déplacement	0,000001	0,30	
18	Encastré	65	0,01	Déplacement	0,01	1,15	
19	Encastré	65	0,001	Déplacement	0,001	1,15	
20	Encastré	65	0,10	Déplacement	0,10	2,10	
21	Encastré	65	0,05	Déplacement	0,05	4,00	
22	Encastré	65	0,025	Déplacement	0,025	2,60	
23	Encastré	65	0,05	Déplacement	0,10	12,00	
24	Encastré	65	0,025	Déplacement	0,10	6,20	
25	Encastré	65	0,05	Déplacement	0,10	12,00	Modification du béton
26	Encastré	65	0,01	Énergie	0,01	0,70	

Tableau A.2 Liste complète des essais à différents niveaux de tolérance sur les déplacements des calculs numériques (SUITE)

Essais #	Modèle	Fonction	Incrément de déplacement mm	Critère de convergence	Tolérance	Déflexion maximale atteinte mm	Remarque
27	Encastré	65	0,10	Énergie	0,10	3,70	
28	Encastré	65	0,05	Énergie	0,05	2,00	
29	Encastré	65	0,001	Énergie	0,001	0,45	
30	Encastré	65	0,025	Énergie	0,10	2,00	
31	Encastré	65	0,05	Énergie	0,10	2,00	
32	Encastré	65	0,05	Déplacement	0,15	13,00	
33	Encastré	65	0,05	Déplacement	0,20	15,00	
34	Lignes d'appuis	65	0,05	Déplacement	0,20	15,00	Hyperstatique
35	Lignes d'appuis	65	0,05	Déplacement	0,15	14,00	Hyperstatique
36	Lignes d'appuis	65	0,05	Déplacement	0,10	15,00	Hyperstatique
37	Lignes d'appuis	65	0,05	Déplacement	0,05	11,00	Hyperstatique
38	Mauvais ressort	65	0,05	Déplacement	0,20	9,50	
39	Mauvais ressort	65	0,05	Déplacement	0,175	9,00	
40	Mauvais ressort	65	0,05	Déplacement	0,15	14,50	
41	Mauvais ressort	65	0,05	Déplacement	0,10	10,70	
42	Mauvais ressort	65	0,05	Déplacement	0,05	6,50	
43	Ressort	65	0,05	Déplacement	0,20	14,70	
44	Ressort	65	0,05	Déplacement	0,15	12,10	
45	Ressort	65	0,05	Déplacement	0,10	13,50	
46	Ressort	65	0,05	Déplacement	0,05	6,00	

Tableau A.3 Liste complète des itérations de l'analyse paramétrique

Configuration	Fonction	Incrément de déplacement mm	Critère de convergence	Tolérance	Déflexion maximale atteinte mm	Remarque
35-35-LM	65	0,05	Déplacement	0,05	10,81	
35-35-LM	65	0,05	Déplacement	0,10	14,41	Choisi
35-35-LM	65	0,05	Déplacement	0,15	12,07	
35-35-LM	65	0,05	Déplacement	0,20	7,03	
50-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,025	2,84	
50-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,05	8,44	
50-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,10	7,27	
50-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,15	12,56	Choisi
50-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,20	14,84	
35-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,10	3,03	
35-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,15	12,44	Choisi
35-50-LM	65	0,05	Déplacement	0,20	12,93	
35-50-SM	65	0,05	Déplacement	0,05	9,80	
35-50-SM	65	0,05	Déplacement	0,10	9,67	
35-50-SM	65	0,05	Déplacement	0,15	15,90	Choisi
35-50-SM	65	0,05	Déplacement	0,20	7,03	
35-50-HM	65	0,05	Déplacement	0,05	5,80	
35-50-HM	65	0,05	Déplacement	0,10	9,43	
35-50-HM	65	0,05	Déplacement	0,15	10,66	Choisi
35-50-HM	65	0,05	Déplacement	0,20	12,39	

LISTE DES RÉFÉRENCES

- AASHTO (2002). *Standard specifications for Highway Bridges*. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, D.C., USA.
- AASHTO (2010). *LRFD Bridge Design Specifications. Fifth Edition*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA, 598 p.
- ACI (2005). *Building code requirements for structural concrete*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- ACI (2006). *Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP Bars*. Farmington Hills, Michigan, USA.
- ADINA (2011). *ADINA Primer - Report ARD 11-7* (Rapport technique). ADINA R&D, Inc.
- Ahmed, E., Dulude, C. et Benmokrane, B. (2010). *Static testing of Alberta transportation concrete bridge barrier walls of type PL-2 reinforced with GFRP and steel bars* (Rapport technique). 1-152 p.
- Ahmed, E., Dulude, C. et Benmokrane, B. (2011). *Essais statiques et dynamiques sur glissières de type 210 et 311 renforcées avec de l'armature de PRFV - Rapport Final* (Rapport technique). Université de Sherbrooke.
- Alam, M. et Hussein, A. (2009). Finite element analysis of shear critical frp reinforced concrete beams. volume 3. p. 1530 – 1539.
- Benmokrane, B., Dulude, C. et El-Gamal, S. (2009). *Essais statiques et dynamiques sur glissières de type 210 et 311 renforcées avec de l'armature de PRFV - Premier rapport technique* (Rapport technique). Université de Sherbrooke.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., Cherrak, Z. et Wiseman, A. (2004). Fibre reinforced polymer composite bars for the structural concrete slabs of a public works and government services canada parking garage. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 31, numéro 5, p. 732 – 748.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Gamal, S. et Goulet, S. (2007). Construction and testing of an innovative concrete bridge deck totally reinforced with glass frp bars : Val-alain bridge on highway 20 east. *Journal of Bridge Engineering*, volume 12, numéro 5, p. 632 – 645.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Ragaby, A. et Lackey, T. (2006). Designing and testing of concrete bridge decks reinforced with glass frp bars. *Journal of Bridge Engineering*, volume 11, numéro 2, p. 217–229.
- Bischoff, P. H. (2007). Deflection calculation of frp reinforced concrete beams based on modifications to the existing branson equation. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 1, p. 4–14.

- CSA (2010). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers. CAN/CSA-S6-06*. Association Canadienne de Normalisation, Toronto, Ontario, Canada, 1098 p.
- Cusson, D. et Qian, S. (2009). Ten-year field evaluation of corrosion-inhibiting systems in concrete bridge barrier walls. *ACI Materials Journal*, volume 106, numéro 3, p. 291 – 300.
- Cusson, D., Qian, S. et Hoogeveen, T. (2006). Field performance of concrete repair systems on highway bridge. *ACI Materials Journal*, volume 103, numéro 5, p. 366 – 373.
- Deitz, D. H., Harik, I. E., Gesund, H. et Zatar, W. A. (2004). Barrier wall impact simulation of reinforced concrete decks with steel and glass fiber reinforced polymer bars. *Journal of Composites for Construction*, volume 8, numéro 4, p. 369–373.
- Duchesneau, F., Charron, J. P. et Massicotte, B. (2011). Monolithic and hybrid precast bridge parapets in high and ultra-high performance fibre reinforced concretes. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 38, numéro 8, p. 859–869.
- DYWIDAG (2013). <http://www.dywidag-systems.com/> (page consultée le 23 mai 2014).
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B., Masmoudi, R., Brière, F. et Beaumier, E. (2003). Concrete bridge barriers reinforced with glass fiber-reinforced polymer composite bars. *ACI Structural Journal*, volume 100, numéro 6, p. 815 – 824.
- El-Salakawy, E., Masmoudi, R., Benmokrane, B., Brière, F. et Desgagnés, G. (2004). Pendulum impacts into concrete bridge barriers reinforced with glass fibre reinforced polymer composite bars. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 31, numéro 4, p. 539–552.
- Huang, J. (2011). Finite element modeling (fem) of gfrp bar reinforced concrete beam : Flexural behavior. volume 255-260. p. 3114 – 3118.
- ISIS-Canada (2009). *Manuel de calcul des structures en béton armé de barres en PRF, Manuel de calcul No 3, 2^e édition*.
- Khederzadeh, H. et Sennah, K. (2013). Development of gfrp-reinforced concrete bridge barrier-deck slab details to resist equivalent vehicle impact loading. Dans *CSCE 2013 general conference*.
- Klaus-Jürgen, B. (2006). *Finite element procedures*. Prentice Hall, Pearson Education, Inc., 1037 p.
- Matta, F. et Nanni, A. (2009). Connection of concrete railing post and bridge deck with internal frp reinforcement. *Journal of Bridge Engineering*, volume 14, numéro 1, p. 66–76.
- Mitchell, G., Strahota, M., Gokani, V., Picon, R., Yang, S., Clinger, R. et Williamson, E. (2010). Performance of retrofit highway barriers with mechanical anchors. *ACI Structural Journal*, volume 107, numéro 4, p. 381 – 389.
- MTQ (2009). *Plan stratégique 2008-2012* (Rapport technique).
-

- MTQ (2011). *Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois* (Rapport technique).
- Mufti, A., Onofrei, M., Benmokrane, B., Banthia, N., Boulfiza, M., Newhook, J., Bakht, B., Tadros, G. et Brett, P. (2007). Field study of glass-fibre-reinforced polymer durability in concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 34, numéro 3, p. 355 – 66.
- Nawy, E. G. et Neuwerth, G. E. (1977). Fiberglass reinforced concrete slabs and beams. volume 103, numéro 2, p. 421 – 440.
- NCHRP (1993). *Report 350 - Recommended Procedures for the Safety Performance Evaluation of Highway Features* (Rapport technique). National Academy Press.
- Pultrall (2011). <http://www.vrod.ca/fr/armature-fibre-verre-genie-civil.asp> (page consultée le 13 août 2013).
- Sennah, K. et Khederzadeh, H. (2012). Vehicle crash testing on pl-3 concrete bridge barrier reinforced with sand-coated gfrp bars with headed ends. volume 3. p. 1922 – 1931.
- Wekezer, J., Kreja, I. et Issa, M. (2002). Retrofit analysis of florida beam-and-post reinforced concrete bridge barriers. *Engineering Transactions*, volume 50, numéro 3, p. 187 – 211.
- Yost, J. R., Gross, S. P. et Dinehart, D. W. (2003). Effective moment of inertia for glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal*, volume 100, numéro 6, p. 732 – 739.
- Zhao, L., Karbhari, V., Hegemier, G. et Seible, F. (2004). Connection of concrete barrier rails to frp bridge decks. *Composites Part B : Engineering*, volume 35, numéro 4, p. 269 – 278.
-

