UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉVELOPPEMENT DE PILES DE PONTS PRÉFABRIQUÉES RÉSISTANT AUX SÉISMES

PHILIPPE DARVEAU

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUES ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2018

© Philippe Darveau, 2018.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

DÉVELOPPEMENT DE PILES DE PONTS PRÉFABRIQUÉES RÉSISTANT AUX SÉISMES

Présenté par : DARVEAU Philippe

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme. KOBOEVIC Sanda, Ph.D., présidente

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

M. VACHON Dominic, Ph.D., membre

DÉDICACE

À mes parents,

REMERCIEMENTS

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de maîtrise M. Bruno Massicotte de m'avoir donné l'opportunité de travailler sur un projet de maîtrise aussi intéressant, mais surtout pour son aide, son soutien et son expertise. Son encadrement tout au long du projet m'a permis d'acquérir une expertise et d'être mieux outillé dans la suite de ma carrière.

Je tiens à souligner également le personnel du laboratoire : Cédric Androuet, David Ek, Patrice Bélanger et Xavier Willem pour leur contribution. J'aimerais remercier plus particulièrement Martin Leclerc et Romain Siguier qui m'ont fourni un aide exceptionnel tout au long du volet expérimental. Je suis rentré au laboratoire avec très peu de connaissances pratiques et ils ont su me guider et m'accompagner.

Je souhaite également remercier Fabien Lagier, Joanie Smith, Claudia Velasco et Simon Bourget pour leur soutien technique lors de la phase analytique et expérimentale, ainsi que tous mes collègues et amis avec qui j'ai eu la chance de partager cette expérience.

J'aimerais témoigner ma reconnaissance à Béton Préfabriqué du Lac pour leur implication volontaire dans la construction des piles, plus particulièrement à Nordine Achour pour l'organisation et la supervision des travaux. J'aimerais également remercier pour leur soutien financier le Canadian Precast Prestressed Concrete Institute (CPCI), le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et le Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB, regroupement du FRQNT).

Je profite de l'occasion pour remercier ma famille pour leur soutien inconditionnel tout au long de mon cheminement scolaire.

RÉSUMÉ

Au cours des dernières années, le développement de nouveaux matériaux plus performants a permis de repenser la conception des structures afin de développer un concept innovateur de construction accélérée de ponts (projet CAP). Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP), caractérisés par leur grande résistance mécanique en traction et leur durabilité à long terme, ont déjà fait leurs preuves dans le renforcement sismique de structures existantes (Dagenais, Massicotte, & Boucher-Proulx, 2017). Ainsi, dans l'optique où il est possible de réparer ou renforcer une colonne existante avec du BFUP, l'idée est venue de construire des piles préfabriquées en différentes sections que l'on peut par la suite assembler directement sur le chantier avec des joints en BFUP. Les propriétaires de ponts font face à un réel défi de vieillissement de leurs ouvrages. Présentement, sur les 9628 structures du réseau routier québécois, 1804 nécessitent des réparations, 494 des travaux majeurs et 336 un remplacement complet (MTQ, 2018). La fermeture complète ou temporaire de ces structures a des impacts importants sur le bon fonctionnement du réseau routier en plus d'engendrer des coûts économiques et sociétaux importants. Il y donc un réel besoin à optimiser les étapes de construction pour diminuer les temps de fermeture.

Ce projet s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme de recherche visant le développement de piles et culées de ponts en béton, entièrement préfabriquées, conçues pour offrir une résistance parasismique répondant aux exigences de performance de la norme CSA-S6. Le programme vise la construction accélérée de ponts dans un contexte de développement durable au terme duquel les ponts seront construits plus rapidement, auront une durabilité qui éliminera les réparations durant le cycle de vie de l'ouvrage et pour lesquels l'impact environnemental sera minimisé étant donné l'accélération des travaux qui engendre une congestion routière importante. Ce projet, le premier spécifiquement appliqué à la conception de piles préfabriquées, vise à initier le programme de recherche en établissant les bases de référence sur lesquelles les développements futurs pourront s'appuyer.

Tout d'abord, l'analyse de la demande sismique a permis de soulever les points importants de la norme CSA-S6-14 pour l'élaboration d'un programme expérimental complet. En effet, il en est ressorti que les critères de performance sont très qualitatifs, ce qui laisse une grande liberté au concepteur. De plus, le déplacement sous la charge du camion CL-625, généralement fixé à 10mm

par le Ministère des Transports du Québec, détermine le diamètre des colonnes circulaires pour les zones sismiques moins importantes. Cette limite devrait plutôt être établie en fonction d'un ratio de déplacement de l'ordre de 0,5 % qui permettrait de s'assurer que les colonnes demeurent dans une phase élastique. Pour une pile de type colonnes multiples, les efforts longitudinaux sont également beaucoup plus grands que les efforts transversaux. Il a donc été déterminé d'effectuer le volet expérimental en courbure simple.

Par la suite, deux piles avec colonne circulaire unique ont été construites, soit une pile de référence conçue selon le code CSA-S6-14, avec un diamètre de 600 mm et un pourcentage d'armatures longitudinales de 2%, et une pile préfabriquée de mêmes dimensions ayant les mêmes détails d'armatures, à l'exception d'un joint d'assemblage. Un joint en BFUP de 300 mm avec un chevauchement de 10 diamètres de barres a été retenu sur la base des projets de recherche antérieurs. Ces deux spécimens ont été soumis à une charge axiale de 1000 kN et à un chargement cyclique latéral unidirectionnel jusqu'à rupture. Les essais expérimentaux ont démontré un endommagement de la pile préfabriquée beaucoup moins important que la pile de référence, ce qui s'est traduit par une résistance supérieure de celle-ci. De plus, en considérant les effets P-delta, la ductilité atteinte à l'ultime est respectivement de 5,0 et de 6,0 pour la pile préfabriquée et de référence. Un soulèvement plus important de la structure a néanmoins été observé, ce qui démontre un glissement des barres longitudinales dans le joint en BFUP.

Le comportement de ces deux piles a ensuite été reproduit numériquement à l'aide du module *Explicit* d'ABAQUS et du modèle constitutif de béton EPM3D. Ces analyses ont permis d'établir une méthodologie d'analyse non linéaire qui concorde avec les résultats expérimentaux. En effet, l'enveloppe des courbes force-déplacement, la zone de rotule plastique, le patron de fissuration et les zones d'éclatement du béton ont été reproduits. Bien que le comportement observé de la pile préfabriquée fait en sorte que le détail de la connexion puisse bénéficier de certaines améliorations, ce projet a permis de démontrer la faisabilité des colonnes circulaires élancées préfabriquées avec joint en BFUP pour les zones sismiques importantes.

ABSTRACT

In recent years, the new development of more efficient materials allowed to rethink the structural design through the development of an innovative concept of accelerated bridge construction (ABC project). Ultra-high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC), characterized by their high tensile strength and long-term durability, have already proved their value in the seismic reinforcement of existing structures (Dagenais, Massicotte, & Boucher-Proulx, 2017). Thus, in the context where it is possible to repair or reinforce an existing column with UHPFRC, the idea has emerged to build prefabricated piers in different sections that can subsequently be directly assembled on site with UHPFRC joints. Bridge owners face a real challenge of aging structures. Currently, of the 9628 structures on the Quebec road network, 1804 require repairs, 494 major works and 336 complete replacement (MTQ, 2018). The complete or temporary closure of these structures impedes the proper functioning of the road network while generating significant economic and societal costs. Therefore, it is a necessity to optimize the construction steps to reduce closing times.

This project is part of an extensive research program which objective is to develop fully prefabricated concrete piers and abutments providing seismic resistance as per CSA-S6. The goal of this program is to accelerate bridge construction in a sustainable development context where bridges will be built faster, have durability that will eliminate repairs during the life cycle of the structure and for which environmental impacts will be minimized, considering the acceleration of roadwork that is causing significant traffic congestion. This project is the first specifically applied to the design of prefabricated piers; it aims to initiate the research program by establishing the baselines on which future developments can be built.

The seismic demand analysis showed the important points of the CSA-S6-14 standard for the development of a complete experimental program. Indeed, it highlighted that the performance criteria are very qualitative, which provides freedom to the designer. In addition, the displacement under the load of the CL-625 truck, generally set at 10mm by the Ministère des Transport du Québec (MTQ), determines the diameter of the circular columns for low seismic zones. This limit should rather be established according to a displacement ratio of about 0.5 % which would ensure that the columns remain in an elastic phase. For piers with circular columns, the longitudinal forces

are also much larger than the transverse forces. Consequently, it was decided to perform the experimental program in simple curvature.

Subsequently, two single circular column piers were built; a reference pier designed according to CSA-S6-14 code with a diameter of 600 mm and a percentage of longitudinal reinforcement of 2%, and a prefabricated pier with the same dimensions and the same details of reinforcement, except for an assembly joint. A 300 mm UHPFRC joint with an overlap of 10 bar diameters was selected based on previous research projects. These two specimens were subjected to an axial load of 1000 kN and unidirectional lateral cyclic loading until failure. Experimental tests have shown much less damage to the prefabricated pier than the reference one, which has resulted in superior resistance. In addition, considering the P-delta effects, the ductility reached at the ultimate is 5.0 and 6.0 respectively for the prefabricated and reference pier. However, a greater lifting at the base of the column has been observed, which demonstrates a slip of the longitudinal bars in the UHPFRC joint.

The behavior of these two piers was then numerically reproduced using the ABAQUS *Explicit* analysis procedure and the EPM3D concrete constitutive model. These analysis established a nonlinear analysis methodology that is consistent with the experimental results. Indeed, the envelope of the force-displacement curves, the plastic hinge region, the cracking pattern and the spalling of the concrete cover were reproduced. Although the observed behavior of the prefabricated piers ensures that the detail of the connection can benefit from some improvements, this project has demonstrated the feasibility of prefabricated slender circular columns with UHPFRC joint for important seismic zones.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIV

LISTE DES FIGURES XV

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXI

LISTE DES ANNEXES XXV

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte général 1

1.2 Problématique 1

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche 3

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire 4

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 6

2.1 Les séismes au Canada 6

2.2 Analyse parasismique 9

2.2.1 Ductilité d’une pile de pont 9

2.2.2 Principes de conception 11

2.2.2.1 Conception basée sur la force 12

2.2.2.2 Conception basée sur la performance 13

2.3 Calcul parasismique avec la norme CAN/CSA-S6-14 14

2.3.1 Propriétés du site 14

2.3.2 Niveaux et catégories de performance sismique 15
2.3.3 Type d'analyses sismiques 16
2.3.3.1 Analyse spectrale 17
2.3.3.2 Analyses temporelles 19
2.3.3.3 Analyses par poussée statique non linéaire 20
2.4 Résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé 21
2.5 Résistance en compression-flexion des poteaux 23
2.6 Comportement sismique des piles de ponts circulaires 26
2.6.1 Résistance à la fatigue plastique 26
2.6.2 Mode de défaillance 28
2.6.3 Méthodes d'analyses numériques 30
2.6.3.1 SAP2000 30
2.6.3.2 ABAQUS 33
2.7 Connexions des piles-semelles préfabriquées 37
2.7.1 Barres couplées 37
2.7.2 Barres prolongées et ancrées 39
2.7.3 Éléments jointés 40
2.7.4 Éléments emboîtés 41
2.7.5 Connexion avec joint en BFUP dans la zone de rotule plastique 42
CHAPITRE 3 ANALYSE DE LA DEMANDE 44
3.1 Analyse spectrale multimodale avec SAP2000 44
3.1.1 Modélisation du pont 44
3.1.2 Modélisation du sol 48
3.1.3 Charge sismique 49

3.2 Résultats de l'analyse multimodale 51

3.3 Analyse des résultats 53

CHAPITRE 4 PHASE EXPÉRIMENTALE DU PROJET 55

4.1 Portée des essais 55

4.2 Conception des piles et plans pour la construction 55

4.3 Fabrication de la pile REF et PRE 59

4.3.1 Fabrication de la semelle de la pile de référence et de la colonne préfabriquée 60

4.3.2 Fabrication de la semelle de la pile préfabriquée et de la colonne de référence 61

4.3.3 Fabrication du joint en BFUP 63

4.4 Matériaux 65

4.4.1 BHP 65

4.4.2 Béton fibré à ultra-hautes performances 66

4.4.3 Acier d'armature 68

4.5 Montage expérimental 70

4.6 Instrumentation 73

4.6.1 Déformation des aciers d'armatures 73

4.6.2 Mesure de la courbure 75

4.6.3 Mesure du déplacement au point d'application du chargement 76

4.6.4 Instrumentation secondaire 77

4.7 Protocole de chargement 78

4.8 Résultats des essais expérimentaux 79

4.8.1 Endommagement des spécimens 79

4.8.1.1 Pile de référence 79

4.8.1.2 Pile préfabriquée 83

4.8.2 Courbes Force-déplacement et dissipation d'énergie 90
4.8.3 Dégradation de la rigidité 95
4.8.4 Courbure des piles 96
4.8.5 Soulèvement des piles 100
4.8.6 Ouvertures de fissures 105
4.8.7 Validation des courbures 105
4.8.8 Déformations des armatures 107
4.9 Sommaire des résultats expérimentaux 113
CHAPITRE 5 ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS 115
5.1 Modélisation des matériaux 115
5.1.1 Acier d'armature 116
5.1.2 Béton ordinaire 116
5.1.3 BFUP 119
5.2 Analyses modales 120
5.3 Modélisation de la pile 121
5.4 Résultats des analyses ABAQUS 125
5.5 Sommaire des résultats numériques 135
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 137
6.1 Rappels des objectifs 137
6.2 Analyse de la demande 137
6.3 Essais expérimentaux sur piles 138
6.4 Modélisations numériques 139
6.5 Recommandations 140
BIBLIOGRAPHIE 142

ANNEXE A – DIMENSIONNEMENT DES PILES 146

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Classification des sites en fonction de la réponse sismique (tiré de la norme CSA-S6-14).....14

Tableau 2-2 : Niveaux de performance minimaux (tiré de la norme CSA-S6-14) 15

Tableau 2-3 : Catégories de performance sismique (tiré de la norme CSA-S6-14).....16

Tableau 2-4 : Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et 5% en 50 ans (tiré de la norme CSA-S6-14) 16

Tableau 2-5 : Composition et propriétés mécaniques des différents types de béton (tiré de Charron & Desmettre, 2015) 42

Tableau 3-1 : Propriétés des bétons utilisés dans le modèle SAP2000 45

Tableau 3-2: Caractéristiques physiques propres du sol (tiré de Tamahloult & Branci, 2011) 49

Tableau 3-3 : Pourcentage de la masse participante des modes importants.....50

Tableau 3-4 : Dimensions des colonnes pour Montréal, La Malbaie et Vancouver avec l'analyse multimodale.....52

Tableau 4-1 : Propriétés cibles et formulation du BHP 65

Tableau 4-2 : Propriétés mécaniques du béton ordinaire à 28 jours et au moment des essais.....66

Tableau 4-3 : Propriétés mécaniques en compression du BFUP UP-F3 POLY 66

Tableau 4-4 : Propriétés mécaniques moyennes des barres longitudinales 25M.....70

Tableau 5-1 : Propriétés du béton avec raidissement en traction utilisées dans ABAQUS/EPM3D 117

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Technique de réhabilitation de piles de ponts par chemisage en BFUP (tiré de Dagenais, 2014).....2

Figure 2-1 : Carte simplifiée de l'aléa sismique du Canada (tiré de CGC, 2015) 6

Figure 2-2 : Carte simplifiée de l'aléa sismique du Québec (tiré de CGC, 2015) 7

Figure 2-3 : Réponse spectrale pour un sol de classe C à Vancouver, Montréal et La Malbaie pour une période de retour de 2475 ans.....8

Figure 2-4 : Définition de la ductilité en déplacement (tirée de Priestley, M. N., Seible, & Calvi, 1996).....10

Figure 2-5 : Courbe d'hystérésis avec une mauvaise et une bonne ductilité (tirée de Chai, Priestley, & Seible, 1991) 10

Figure 2-6 : Effet P-δ pour un système à un degré de liberté (tirée de Boulaouad, 2016).....11

Figure 2-7 : Définition du déplacement élastique et maximal (Priestley, M. J. N. et al., 2007)....13

Figure 2-8 : Spectres de réponse synthétiques calibrés en fonction du spectre de dimensionnement du CNBC2010 pour un sol C de la région de Montréal pour la plage de périodes comprises entre 0.1 et 1 seconde (tirée de Garneau, 2015) 20

Figure 2-9 : Équilibre d'une portion de poutre fissurée (tirée de Paultre, 2011) 21

Figure 2-10 : Diagramme d'interaction d'une section en béton (Massicotte, 2017).....24

Figure 2-11 : Diagramme d'interaction pour la flexion biaxial (Massicotte, 2017).....25

Figure 2-12 : Courbe typique de fatigue (tirée de Brown & Kunnath, 2000) 27

Figure 2-13 : Patron de fissuration et éclatement du béton pour une colonne circulaire (tirée de Lehman, Moehle, Mahin, Calderone, & Henry, 2004) 28

Figure 2-14 : Flambement des barres longitudinales et rupture des barres longitudinales et transversales (tiré de Lehman et al., 2004).....29

Figure 2-15 : Modèles de superstructure (tirée de Priestley, M. N. et al., 1996) 31

Figure 2-16 : Éléments de poutre 31

Figure 2-17 : Modélisation par élément-poutre d'une colonne simple (Priestley, M. N. et al., 1996) 32

Figure 2-18 : Courbe force-déplacement A-B-C-D-E (tiré de CSI Analysis Reference Manual, 2016).....33

Figure 2-19 : Comportement uniaxial du béton modélisé par EMP3D (tirée de Ben Ftima, 2013) 35

Figure 2-20 : Comparaison des lois de raidissement en traction (tirée de Massicotte et al., 2012) 36

Figure 2-21 : Application et types de barres couplées (tirée de Marsh, 2011) 37

Figure 2-22 : Spécimens et résultats d'un système de barres couplées (Tazarv & Saiid Saiidi, 2015) 38

Figure 2-23 : Connexions de barres prolongées et ancrées 39

Figure 2-24 : Connexion par éléments jointés (tirée de Marsh, 2011).....40

Figure 2-25 : Éléments emboîtés.....41

Figure 2-26 : Comportement en traction des BFUP (tirée de Charron & Desmettre, 2013) 43

Figure 3-1 : Vue en trois dimensions de la modélisation du pont dans SAP2000 45

Figure 3-2 : Vue transversale en deux dimensions de la pile dans SAP2000 46

Figure 3-3 : Déformées dans les directions transversale et longitudinale. 47

Figure 3-4 : Abaque des coefficients de Newmark (Tirée de Buchi, 2013).....48

Figure 4-1 : Chevauchement des barres longitudinales pour 2% et 3% d'armature 56

Figure 4-2 : Coupe longitudinale de la semelle.....57

Figure 4-3 : Coupe transversale de la semelle.....57

Figure 4-4 : Coupe longitudinale du chevêtre 58

Figure 4-5 : Coupe transversale du chevêtre 58

Figure 4-6 : Assemblage de la pile préfabriquée.....59

Figure 4-7 : Positionnement des armatures et des tubes de PVC pour la pile de référence 60

Figure 4-8 : Construction de la colonne préfabriquée 61

Figure 4-9 : Coulée de la semelle préfabriquée 62

Figure 4-10 : Coulée de la colonne de référence 63

Figure 4-11 : Positionnement de l'armature du joint en BFUP 64

Figure 4-12 : Coffrage, coulée et résultat final du joint en BFUP 64

Figure 4-13 : Comportement en traction du BFUP obtenus des essais en traction sur os 67

Figure 4-14 : Essais de traction directe sur les os en BFUP 68

Figure 4-15 : Courbe contraintes-déformations des barres longitudinales 25M 69

Figure 4-16 : Vue d'ensemble de la pile de référence installée dans le système à 6DDL 71

Figure 4-17 : Plans des équerres 72

Figure 4-18 : Vue en plan de l'ancrage d'un spécimen dans le système à 6DDL 73

Figure 4-19 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales pour la pile de référence 74

Figure 4-20 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales de la pile préfabriquée 74

Figure 4-21 : Plan des potentiomètres pour le calcul de la courbure 75

Figure 4-22 : Installation des potentiomètres linéaires 76

Figure 4-23 : Système relatif pour le calcul des déplacements 77

Figure 4-24 : Système optique et mouchetis 78

Figure 4-25 : Protocole de chargement 79

Figure 4-26 : Soulèvement et fissuration du pré-chargement pour la colonne de référence 80

Figure 4-27 : Dégradation du spécimen de référence pour 2,5Δy 80

Figure 4-28 : Dégradation du spécimen de référence pour 3Δy 80

Figure 4-29 : Dégradation du spécimen de référence pour 3,5Δy 81

Figure 4-30 : Dégradation du spécimen de référence pour 4Δy 81

Figure 4-31 : Dégradation du spécimen de référence pour 5Δy.....82

Figure 4-32 : Dégradation du spécimen de référence pour 6Δy.....82

Figure 4-33 : Dégradation du spécimen de référence pour 7Δy.....83

Figure 4-34 : Soulèvement et fissuration du pré-chargement pour la colonne de préfabriquée 84

Figure 4-35 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué à la première plastification 84

Figure 4-36 : Dégradation du joint du spécimen préfabriqué pour 2,5Δy 85

Figure 4-37 : Dégradation du joint du spécimen préfabriqué pour 3Δy 85

Figure 4-38 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 3,5Δy 86

Figure 4-39 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 4Δy 86

Figure 4-40 : Fissures de fendage dans le joint de BFUP pour 4 Δy 87

Figure 4-41 : Fissures dans la semelle pour 4Δy.....87

Figure 4-42 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 5Δy 88

Figure 4-43 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 6Δy 88

Figure 4-44 : Dégradation à la base du spécimen préfabriqué pour 6Δy 89

Figure 4-45 : Dégradation à la base du spécimen préfabriqué pour 7Δy 89

Figure 4-46 : Courbe force-déplacement de la pile de Référence.....90

Figure 4-47 : Courbe force-déplacement de la pile préfabriquée.....91

Figure 4-48 : Comparaison des courbes force-déplacement pour les deux piles 91

Figure 4-49 : Courbe Moment-déplacement de la pile de référence.....92

Figure 4-50 : Courbe Moment-déplacement de la pile préfabriquée 93

Figure 4-51 : Énergie dissipée par cycle en fonction du déplacement pour les deux piles.....94

Figure 4-52 : Dégradation de la rigidité de la pile de référence et préfabriquée.....96

Figure 4-53 : Courbures des potentiomètres linéaires pour la pile de référence.....97

Figure 4-54 : Courbures des potentiomètres linéaires pour la pile préfabriquée 98

Figure 4-55 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de ductilité pour la pile de référence et la pile préfabriquée respectivement 99

Figure 4-56 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de ductilité pour les deux piles 99

Figure 4-57 : Soulèvement de la pile de référence 100

Figure 4-58 : Soulèvement de la pile préfabriquée 100

Figure 4-59 : Soulèvement maximal des deux piles obtenu du système optique 101

Figure 4-60 : Instrumentation utilisée pour l'analyse des résultats du système optique pour la pile de référence 103

Figure 4-61 : Instrumentation utilisée pour l'analyse des résultats du système optique pour la pile préfabriquée 104

Figure 4-62 : Comparaison des ouvertures de fissures côté Nord-Est et Sud-Ouest pour les deux piles 105

Figure 4-63 : Comparaison des courbures obtenues avec les potentiomètres et les caméras pour la pile de référence 106

Figure 4-64 : Comparaison des courbures obtenues avec les potentiomètres et les caméras pour la pile préfabriquée 107

Figure 4-65 : Déformations mesurées sur les 23 jauges pour la pile de référence 109

Figure 4-66 : Déformations maximales des 23 jauges pour la pile de référence 110

Figure 4-67 : Déformations mesurées sur les 22 jauges pour la pile préfabriquée 111

Figure 4-68 : Déformations maximales des 22 jauges pour la pile préfabriquée 112

Figure 5-1 : Conditions frontières du cube pour la validation des lois des matériaux 115

Figure 5-2 : Comportement et propriétés de l'acier modélisé dans ABAQUS 116

Figure 5-3 : Loi de comportement du béton en compression 118

Figure 5-4 : Loi de comportement du béton en traction 118

Figure 5-5 : Comportement en traction du BFUP modélisé sur ABAQUS/EPM3D 119

Figure 5-6 : Comportement uniaxial en compression du BFUP non confiné modélisé sur ABAQUS/EPM3D 120

Figure 5-7: Résultats des analyses modales 121

Figure 5-8 : Assemblage du béton et de l'acier de la pile 122

Figure 5-9 : Maillage des sections circulaires 123

Figure 5-10 : Ancrage du spécimen modélisé dans ABAQUS 124

Figure 5-11 : Comparaison des courbes force-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement pour la pile de référence 126

Figure 5-12 : Comparaison des courbes force-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement pour la pile préfabriquée 126

Figure 5-13 : Première plastification pour la pile de référence (à gauche) et la pile préfabriquée (à droite) 128

Figure 5-14 : Plastification des armatures correspondant à μ=2.0 pour la pile de référence (à gauche) et la pile préfabriquée (à droite) 128

Figure 5-15 : Plastification des armatures à μ=4.0 pour la pile de référence 128

Figure 5-16 : Plastification des armatures à μ=4.0 pour la pile préfabriquée 129

Figure 5-17 : Diagramme moment-courbure pour les deux piles 132

Figure 5-18 : Diagramme déplacement-courbure pour les deux piles 132

Figure 5-19 : Fissuration de la pile de référence pour un déplacement de 55mm 134

Figure 5-20 : Fissuration de la pile préfabriquée pour un déplacement de 55mm 134

Figure 5-21 : Éclatement du béton en compression pour un déplacement de 105 mm pour la pile de référence (à gauche) et la pile préfabriquée (à droite) 135

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton haute performance
BO	Béton ordinaire
BPDL	Béton Préfabriqué du Lac
CAP	Construction accélérée de ponts
MTQ	Ministère des Transports du Québec
CBF	Conception basée sur la force
CBP	Conception basée sur la performance
ASE	Analyse statique élastique
ADE	Analyse dynamique élastique
ASNLPI	Analyse statique non linéaire par poussées incrémentielles
ATNL	Analyse temporelle non linéaire
TCCM	Théorie du champ de compression modifiée
TCC	Théorie du champ de compression
ALLKE	Énergie cinétique engendrée par les masses en déplacements
ALLIE	Énergie interne de déformation
ED	Connexions permettant la dissipation de l'énergie
DE	Éléments permettant les déformations
ACI	American Concrete Institude
AASHTO	American Association of State Highway and Transport Officials
REF	Pile de référence
PRE	Pile préfabriquée
6DDL	Système à 6 degrés de liberté

Variables :

a	Dimension de la semelle dans la direction parallèle au séisme
A_g	Aire brute de la section
A_s	Aire de l'armature longitudinale soumise à la flexion
A_s	Aire confinée de la section
A_v	Aire de l'armature transversale
b	Dimension de la semelle dans la direction perpendiculaire au séisme
b_w	Largeur effective en cisaillement de la section
d_v	Profondeur effective en cisaillement de la section
E	Module de Young
Fb	Force de freinage sur une pile
f_c'	Résistance en compression du béton
F(T)	Coefficient du site pour l'accélération spectrale
Fy	Limite élastique minimale prescrite de l'acier
g	Accélération gravitationnelle
G	Module de rigidité du sol
h_i	Longueur du potentiomètre *i*
I	Inertie de la section
I_E	coefficient d'importance (adimensionnel)
K	Rigidité d'un élément
k_Φ	Balancement de la structure
K_0	Rigidité initiale
K_{eff}	Rigidité effective
L	Longueur d'un élément
L_p	Longueur de la rotule plastique dans la colonne
L_{ps}	Longueur de la rotule plastique dans la semelle
l_i	Distance horizontale entre les potentiomètres *i* Ouest et Est.
M_f	Moment pondéré
Mf_{long}	Moment pondéré maximum dans la direction longitudinale
Mf_{trans}	Moment pondéré maximum dans la direction transversale
N_f	Charge axiale pondérée

P	Effort axial
p_e	Charge sismique uniformément distribuée
p_o	Charge uniformément distribuée
R	Coefficient de modification de réponse (adimensionnel)
s	Espacement des étriers
$S_a(T)$	Accélération de la réponse spectrale amortie de 5 %,
SPX	Spectre de calcul dans la direction X
SPY	Spectre de calcul dans la direction Y
s_{ze}	Paramètre d'espacement effectif des fissures
T	Période fondamentale de la structure
V	Force de Cisaillement
V_c	Résistance pondérée du béton
V_f	Cisaillement pondéré
V_p	Résistance pondérée de la précontrainte
V_s	Résistance pondérée de l'acier
Vs	Vitesses moyennes de l'onde de cisaillement
$V_{s,max}$	Déplacement de la structure dans la direction d'application de la charge
W	Charge permanente de l'ouvrage

Sigles :

α_L	Coefficient de pondération à l'ÉLUT n°1
β	Coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré
β_Φ	Paramètre adimensionnel du sol
Δ_m	Déplacement inélastique
Δ_y	Déplacement à la première plastification des armatures longitudinales
Δ_i	Allongement ou raccourcissement calculé par le potentiomètre *i*
ε_c	Déformation à la fibre supérieure comprimée
ε_s	Déformation à la fibre inférieure tendue
ε_{cu}	Déformation ultime du béton
ε_x	Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section
θ	Angle d'inclinaison des fissures de cisaillement
λ	Coefficient de densité du béton
μ_Δ	Niveau de ductilité de l'élément correspondant au déplacement Δ
ν	Coefficient de poisson
ρ	Densité du sol
ρ_s	Pourcentage d'armature
$\ddot{u}$	Vecteur des accélérations nodales
$\emptyset_c$	Coefficient de pondération du béton
$\emptyset_s$	Coefficient de pondération de l'acier
φ_i	Courbure du potentiomètre *i*

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – DIMENSIONNEMENT DES PILES 146

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Les conditions environnementales changeantes au Canada représentent un réel défi pour l'ensemble des structures exposées à ces changements drastiques de température. C'est dans ce contexte que les chercheurs doivent concevoir et développer de nouveaux matériaux et produits mieux adaptés. Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) (résistance supérieure à 120 MPa avec fibres métalliques) représentent une opportunité unique de construire des structures durables (Lounis & McAllister, 2016), mais aussi de réhabiliter des structures existantes à un coût moindre, et ce, dans une optique de développement durable. Ces bétons, caractérisés par leur grande résistance mécanique et leur durabilité à long terme, auront un impact important sur l'industrie de la construction dans les années futures (Russell & Graybeal, 2013). Étant donné que ces bétons sont plus résistants pour une même quantité de béton ordinaire, ils nous permettent de concevoir des structures plus légères. Dans l'édition 2019 des normes du CSA-A23.1 (CSA-A23.1-WG, 2018) et CSA-S6 (CSA-S6-TF, 2018), des développements ont récemment été amorcés concernant les spécifications pour une application structurale de ces matériaux. C'est dans cette optique qu'a fait l'apparition du concept innovateur de construction accélérée de ponts (projet CAP), qui consiste à optimiser différentes étapes de la construction pour réduire les coûts directs et les coûts sociaux associés au trafic.

1.2 Problématique

Le vieillissement des structures au Québec s'avère être un enjeu important pour le Ministère des Transports du Québec (MTQ). Le MTQ évalue l'état de tous les ponts, ponceaux, murs de soutènement et tunnels sur le réseau routier chaque deux à quatre ans afin de s'assurer de l'intégrité structurale de ces ouvrages. Présentement, sur les 9628 structures du réseau routier québécois, 1804 nécessitent des réparations, 494 des travaux majeurs et 336 un remplacement complet (MTQ, 2018). Or, la fermeture de ces structures et la mise en place d'ouvrages temporaires impactent de façon significative le réseau routier et entraînent des coûts importants, pour les propriétaires des ouvrages mais aussi pour les usagers. Il est donc primordial de développer de nouvelles technologies qui favorisent les projets de type CAP dans un contexte de développement durable.

Depuis le début des années 2000, des recherches sont menées à Polytechnique Montréal sur le renforcement parasismique des piles de ponts. Étant donné que plus de 80% des ponts du Québec ont été construits avant 1980, un grand nombre d'entre eux ont été conçus avec des détails d'armature pouvant représenter un risque important dans le cas d'un séisme majeur (MTQ, 2018). En effet, la formation de rotules plastiques, souvent localisées à la base des piles où de grandes courbures plastiques doivent pouvoir se développer pour résister de manière ductile aux séismes, est compromise pour les ouvrages existants principalement dû à la présence de plusieurs défauts dans la conception des armatures dans ces zones. Une méthode de renforcement innovatrice développée à Polytechnique Montréal consiste à substituer le béton autour des barres à la base des piles où les barres des semelles sont chevauchées avec les barres de la colonne par du BFUP (Massicotte & Boucher-Proulx, 2008) de façon à conserver les dimensions originales de la colonne et à éliminer les mécanismes de défaillances généralement associés à la fragilité du béton tels que le fendage, l'écaillage et l'écrasement, pour ainsi augmenter la résistance au cisaillement et à la flexion des structures. La Figure 1-1 illustre le principe général de cette méthode de renforcement. Les tests effectués au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal sur les colonnes rectangulaires à échelle réelle ont démontré l'efficacité de cette méthode dans la dissipation de l'énergie sismique (Dagenais, Massicotte, & Boucher-Proulx, 2017).

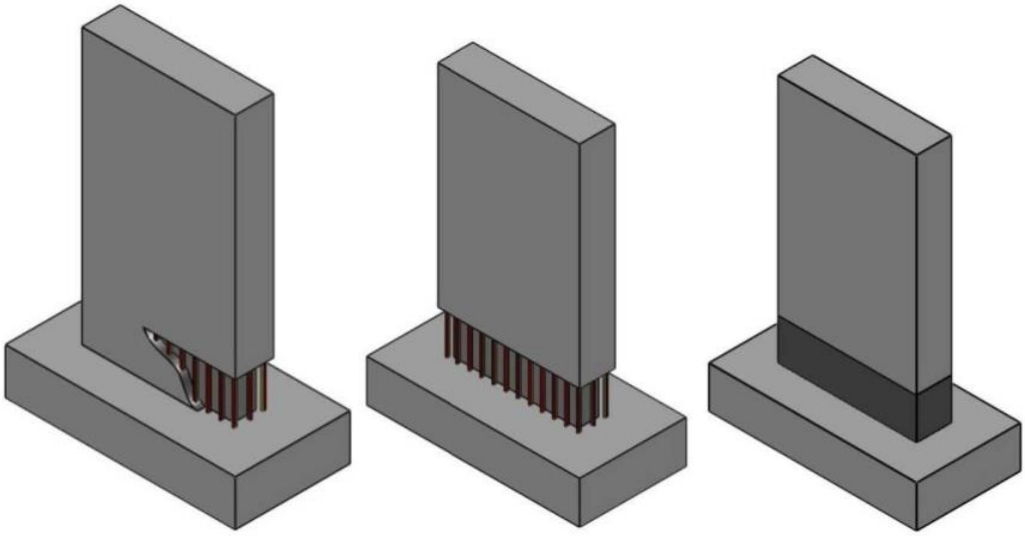


Figure 1-1 : Technique de réhabilitation de piles de ponts par chemisage en BFUP (tiré de Dagenais, 2014)

Ainsi, dans l'optique où il est possible de réparer ou renforcer une colonne existante avec du BFUP, l'idée est venue de construire des colonnes préfabriquées en différentes sections que l'on peut par la suite assembler directement en chantier avec un joint en BFUP. Plusieurs autres méthodes de préfabrication ont déjà été développées et seront abordées dans la section revue de la littérature. Cependant, l'assemblage par joint en BFUP semble être une option durable, résistante et facile d'application qui pourrait s'avérer très intéressante pour les projets CAP. Ce projet de recherche vise donc à évaluer l'efficacité d'une pile de ponts préfabriquée en BFUP combiné avec un renforcement conventionnel.

La technique proposée consiste à assembler les éléments préfabriqués en utilisant le BFUP pour joindre entre elles les armatures chevauchées dans des emplacements qui sont localisés à proximité des zones de rotules plastiques là où la demande en ductilité est la plus élevée (assemblages colonnes-semelle et colonnes-chevêtre). Dans la technique de renforcement développée pour les piles, les joints avaient tous une longueur de 24 fois le diamètre des barres chevauchée, longueur caractéristique des ponts des années 1960 (Boucher-Proulx 2008). Avec peu d'armature de confinement typique des ponts existants et un BFUP contenant 3% par volume de fibres d'acier (environ 235 kg/m^3), il a été possible d'éliminer les modes de rupture associés à la fragilité du béton et les huit piles avec un enrobage en BFUP ont présenté un comportement hystérétique présentant un niveau de performance égal ou même supérieur à celui qui aurait été obtenu avec des colonnes conçues selon les normes modernes mais faites uniquement d'un béton normal (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais 2014; Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016). Toutefois, en préfabrication, il est avantageux d'avoir des joints courts et la longueur de 24 diamètres de barre apparaît nettement trop grande, surtout si des armatures de confinement sont ajoutées dans la zone de chevauchement. Ainsi des joints avec une longueur de chevauchement plus courte et des détails d'armature appropriés doivent être développés pour favoriser le développement de piles préfabriquées.

1.3 Objectifs et portée du projet de recherche

Ce projet s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme de recherche visant le développement de piles et culées de ponts en béton, entièrement préfabriquées, conçues pour offrir une résistance parasismique et une ductilité répondant aux exigences de performance de la norme CSA-S6. Le programme vise la construction accélérée de ponts dans un contexte de développement durable au terme duquel les ponts seront construits plus rapidement, auront une durabilité qui éliminera les

réparations durant le cycle de vie de l'ouvrage et pour lesquels l'impact environnemental sera minimisé.

Ce projet, le premier spécifiquement appliqué à la conception de piles préfabriquées, vise à initier le programme de recherche en établissant les bases de référence sur lesquelles les développements futurs pourront s'appuyer. Plus spécifiquement le projet de recherche vise à :

1. documenter les exigences de la norme CSA-S6-14 et illustrer l'application de celles-ci pour le calcul d'une pile comportant des colonnes multiples et un chevêtre;
2. vérifier expérimentalement la performance sismique d'une pile de référence conçue selon les exigences de la norme CSA-S6;
3. vérifier expérimentalement la performance sismique d'une pile préfabriquée, identique à la pile de référence, mais assemblée avec un joint de chevauchement avec du BFUP à la connexion colonne-semelle
4. établir une méthodologie d'analyse non linéaire visant à déterminer numériquement la performance sismique des piles.

La portée du projet se limite aux colonnes circulaires élancées avec l'étude d'une seule géométrie et d’une seule configuration de joint semelle-colonne.

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire

Les étapes adoptées afin d'atteindre les objectifs du projet sont les suivantes :

1. évaluer la demande sismique selon la norme CSA-S6-14 d’une pile avec chevêtre à poteaux multiples circulaires pour trois localisations (Vancouver, la Malbaie et Montréal), pour représenter les zones sismiques élevées et modérées du Canada;
2. tirer des conclusions relatives à l’application de cette norme pour l’élaboration d’un programme expérimental qui reflète la réalité.
3. étudier expérimentalement le comportement structural d’une pile de référence construite selon les recommandations de la norme;
4. étudier expérimentalement le comportement structural d’une pile préfabriquée avec joint en BFUP de 300mm avec un chevauchement de 10 diamètres de barres;

5. réaliser des analyses par éléments finis pour confirmer le comportement expérimental de ces deux piles avec le logiciel Abaqus *Explicit* et le modèle constitutif EPM3D;
6. tirer des conclusions sur l'efficacité du joint en BFUP pour une pile circulaire dans les zones sismiques importantes et faire des recommandations pour la poursuite de la recherche visant à développer des piles entièrement préfabriquées.

Ce mémoire est divisé en six chapitres. Le premier chapitre présente le problème, les objectifs, la méthodologie et l'organisation du mémoire. Le deuxième chapitre explique les connaissances actuelles nécessaires à la compréhension du projet de mémoire. Le troisième chapitre présente l'analyse de la demande sismique avec la plus récente norme des ponts CSA-S6-14. Le quatrième chapitre porte sur les tests expérimentaux réalisés sur les deux piles de ponts. Le cinquième chapitre présente les analyses numériques de ces deux piles, puis le chapitre six permet de résumer le travail en tirant des conclusions sur l'ensemble des travaux réalisés ainsi que d'émettre des recommandations pour la suite du projet.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce projet fait suite aux travaux de Boucher-Proulx (2008), Dagenais (2014), Garneau (2015), Jolicoeur (2016) et Smith (2017). Il est recommandé de se référer à leurs travaux respectifs pour une couverture plus complète de la littérature. Celle-ci se veut être une description des différents concepts pour une meilleure compréhension des travaux réalisés dans le cadre de ce mémoire. La revue de la littérature présentée dans ce chapitre explique la notion de séismes au Canada, du calcul des efforts parasismiques et de la résistance des éléments, pour ensuite aborder le comportement des piles circulaires et des types de connexions des piles préfabriquées existantes.

2.1 Les séismes au Canada

Le Canada est divisé en différentes zones sismiques basées sur leur aléa sismique respectif. C'est la Commission Géologique du Canada qui détermine l'aléa sismique en utilisant les méthodes probabilistes et exprimé par les accélérations spectrales déterminées pour les oscillateurs avec les différentes périodes de vibrations en considérant une probabilité de dépassement donnée. Les figures suivantes permettent respectivement d'identifier les zones sismiques importantes du Canada (Figure 2-1) et du Québec (Figure 2-2).

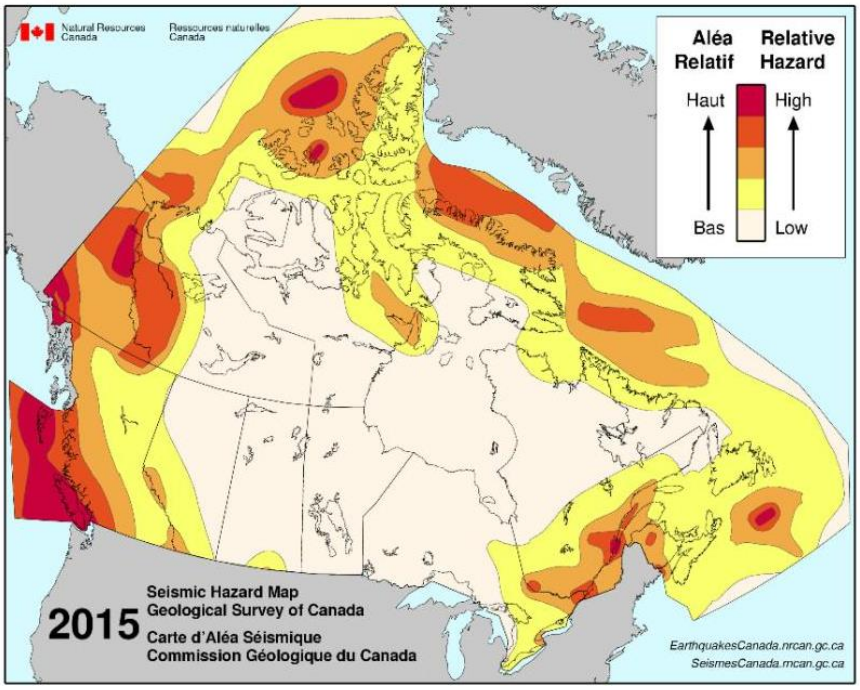


Figure 2-1 : Carte simplifiée de l'aléa sismique du Canada (tiré de CGC, 2015)

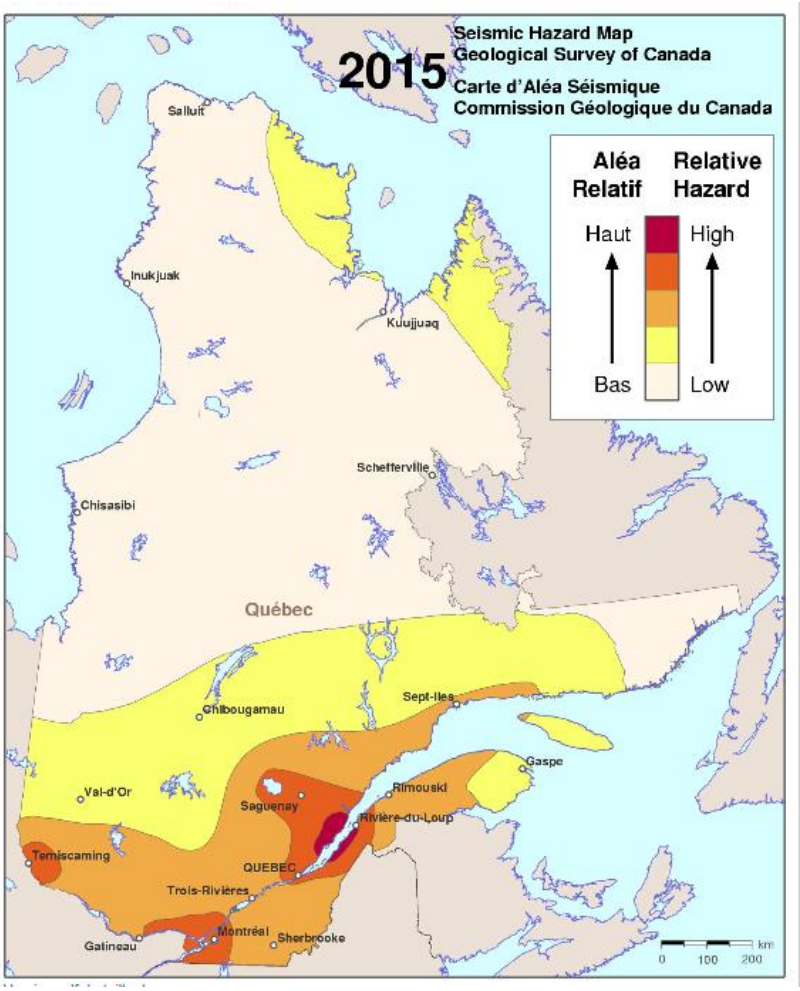


Figure 2-2 : Carte simplifiée de l'aléa sismique du Québec (tiré de CGC, 2015)

On peut observer que les zones sismiques plus importantes au Canada se trouvent principalement le long de la côte ouest-canadienne, dans le Grand Nord canadien ainsi qu'au Québec, plus précisément le long de la vallée du Saint-Laurent. Cependant, il est plus pertinent d'analyser le risque sismique plutôt qu'uniquement l'aléa sismique. En d'autres mots, le risque tient compte de la probabilité qu'un séisme important soit observé, mais aussi des conséquences probables de ce dernier. Par exemple, un séisme dans le Grand Nord canadien peu peuplé représente un risque beaucoup moins important qu'un séisme le long de la vallée du Saint-Laurent, là où la majorité de la population québécoise réside.

L'atténuation des ondes est aussi un facteur important à considérer dans le calcul sismique. En effet, bien que les séismes de l'Ouest soient fréquents, le type de sol atténue bien les ondes et réduit

l'étendue du séisme, ce qui réduit de façon importante le risque sismique. Cependant, au Québec, le massif rocheux du Bouclier canadien atténue très peu les ondes. C'est pourquoi les séismes au Québec peuvent avoir des conséquences jusqu'à plusieurs centaines de kilomètres de leur épicentre.

Pour avoir une vue d'ensemble des séismes au Canada, trois régions ont été considérées dans ce projet : Vancouver, Montréal et La Malbaie. Les valeurs de la réponse spectrale de l'accélération horizontale amortie de 5%, $S_a(T)$, en fonction de la période fondamentale de la structure T, sont fournies par le *Code national du bâtiment du Canada* en fonction des valeurs déterminées par la Commission géologique du Canada. Ces valeurs d'accélération spectrale sont déterminées pour des périodes de retour de 475 ans, 975 ans et 2475 ans et une classe de site C (sol très dense et roche tendre). Ces valeurs sont ensuite multipliées par un facteur F(T) pour tenir compte de l'effet du sol. La Figure 2-3 présente les spectres de calcul utilisés pour ces trois régions pour une période de retour de 2475 ans, ce qui correspond à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans.

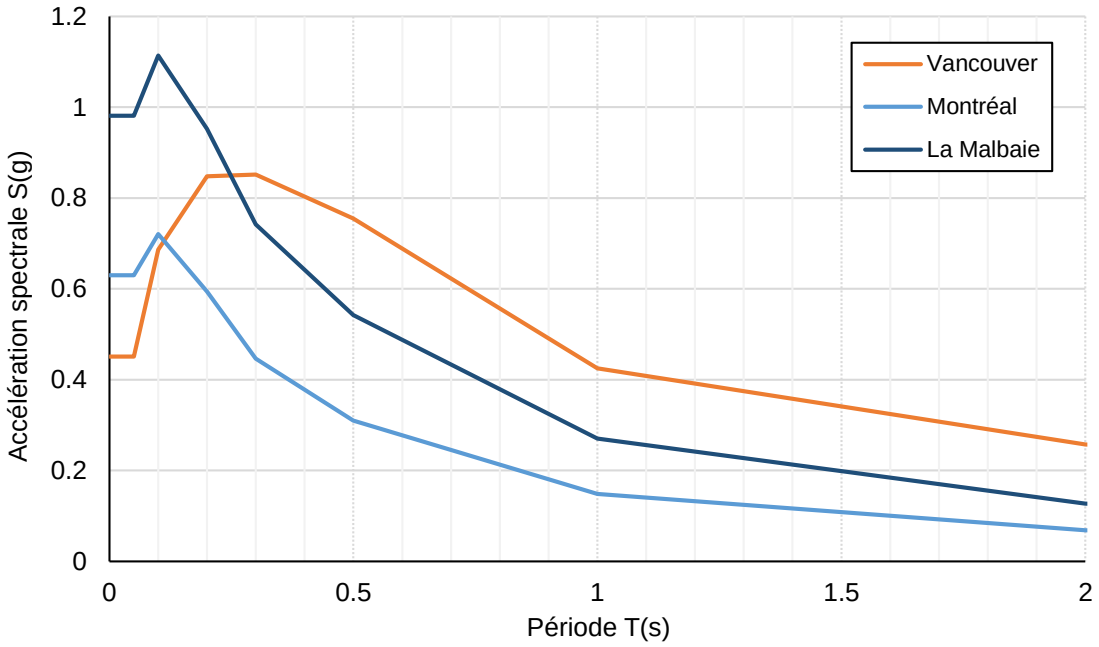


Figure 2-3 : Réponse spectrale pour un sol de classe C à Vancouver, Montréal et La Malbaie pour une période de retour de 2475 ans

On peut remarquer que La Malbaie a des valeurs d'accélération spectrale plus élevées que Vancouver pour une période fondamentale inférieure à 0,3 seconde, tandis que Vancouver est plus

critique pour des périodes supérieures à 0,3 seconde. Pour Montréal, l'accélération spectrale est bien moindre, à l'exception des périodes inférieures à 0,15 seconde. On peut expliquer ces différences entre Vancouver et les localisations québécoises par un contenu fréquentiel différent de l'ouest et de l'est du Canada.

2.2 Analyse parasismique

L'analyse des différents dommages aux infrastructures causés par des séismes dans les dernières décennies a permis de mieux comprendre le comportement sismique des ponts. Bien que ces événements soient malheureux, certains séismes ont démontré les défaillances probables de ces ouvrages, ce qui permet maintenant une meilleure conception en matière de performance sismique. Dans le cadre de ce projet, seulement les piliers de ponts seront discutés. L'analyse parasismique est différente des analyses standards puisqu'elle est effectuée dans un domaine élastoplastique. En effet, la plastification des barres d'armature dans les zones de rotule plastique est essentielle au bon comportement du pont sous charge sismique. C'est ce qui permet une bonne dissipation de l'énergie.

2.2.1 Ductilité d'une pile de pont

Une bonne conception parasismique repose principalement sur la ductilité, qui représente la capacité de la structure à se déformer de façon stable dans le domaine inélastique tout en conservant sa résistance et sa rigidité. C'est cette notion de ductilité qui permet de concevoir des colonnes qui dissipent bien l'énergie engendrée par un séisme, et ce, pour plusieurs cycles de chargement. On caractérise généralement la ductilité en termes de déplacements ou bien d'énergie. Lorsqu'on est en présence d'une structure élancée ou bien très flexible, comme c'est le cas dans ce présent projet, le critère de déplacements est généralement utilisé. On définit la ductilité en déplacement (μ_Δ) comme étant le rapport du déplacement élastique et inélastique (Δ_m) sur le déplacement à la plastification (Δ_y). Les courbes d'hystérésis force-déplacement présentées à la Figure 2-4 illustrent bien ce principe. On peut également définir la ductilité en termes de courbure, soit le rapport de la courbure ultime sur la courbure élastique.

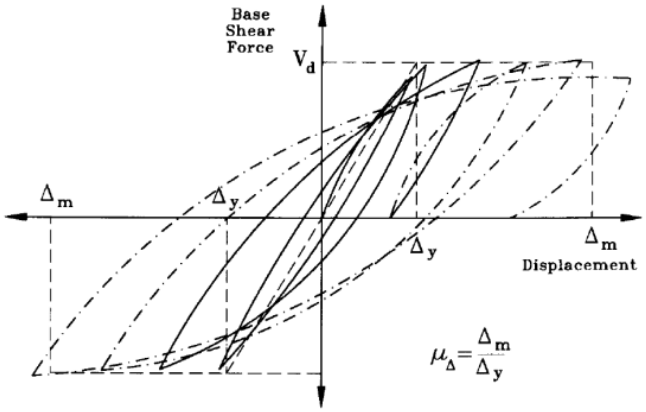


Figure 2-4 : Définition de la ductilité en déplacement (tirée de Priestley, M. N., Seible, & Calvi, 1996)

En d'autres mots, lorsqu'une colonne atteint la plastification de ses barres d'armatures, elle peut continuer à subir de grands déplacements sans pour autant que la charge latérale augmente de façon significative. Évidemment, cette figure représente une ductilité parfaite. En réalité, on peut s'attendre à obtenir des courbes telles que présentées à la Figure 2-5 pour une mauvaise ductilité (à gauche) et une bonne ductilité (à droite).

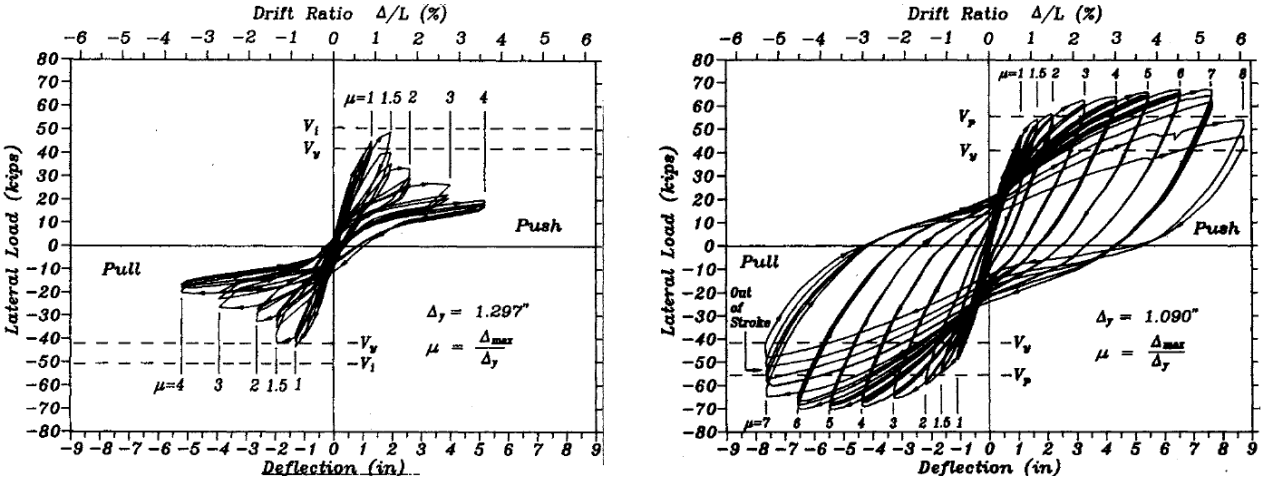


Figure 2-5 : Courbe d'hystérésis avec une mauvaise et une bonne ductilité (tirée de Chai, Priestley, & Seible, 1991)

On remarque donc que pour une mauvaise ductilité, on atteint une force latérale maximale, puis la structure subit une perte de résistance, tandis que pour une bonne ductilité, on atteint un certain

plateau de la force latérale maximale et ce, jusqu'à rupture. C'est ce type de comportement qui est souhaité dans une conception parasismique. Il est aussi important de considérer l'effet P-δ dans le calcul des courbes d'hystérésis. En effet, il est courant d'observer un maximum au niveau de la déformation élastique, puis une diminution progressive de la charge latérale en fonction du déplacement. À première vue, la structure perd de sa résistance et de sa rigidité tandis qu'en réalité, c'est l'effet P-delta qui apporte un moment supplémentaire à la structure. Tel qu'illustré à la Figure 2-6, le déplacement latéral d'une masse crée un bras de levier pour la charge verticale, ce qui engendre un moment supplémentaire à la base de la pile. On appelle généralement ce phénomène un moment de deuxième ordre. Il est ainsi possible de calculer la charge équivalente F_1* si l'on ajoutait l'effet P-δ pour obtenir le moment réel que subit la structure.

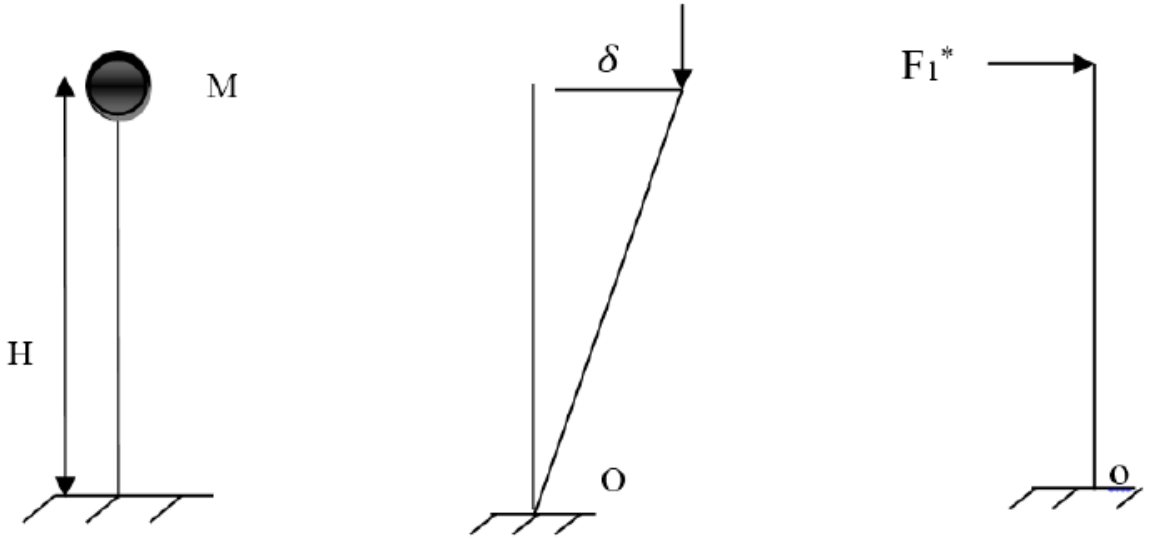


Figure 2-6 : Effet P-δ pour un système à un degré de liberté (tirée de Boulaouad, 2016)

2.2.2 Principes de conception

Les méthodes de conception ont évolué grandement au cours des années pour arriver à une norme CSA-S6-14 qui se base sur deux principes : la conception basée sur la force (CBF) et la conception basée sur la performance (CBP). Traditionnellement dans les éditions précédentes de la norme CSA, ce n'était que la conception basée sur la force qui était considérée.

2.2.2.1 Conception basée sur la force

La conception basée sur la force repose sur l'idée que les forces sont déterminées en présumant un certain niveau de ductilité que la structure peut subir. Les forces sismiques dans ces éléments ductiles, sont calculées en divisant les forces déterminées dans l'analyse élastique par le coefficient de modification de réponse R et en multipliant par un coefficient d'importance I_E tandis que les éléments élastiques sont calculés avec un coefficient R et I_E égaux à 1,0 [CSA-S6-14 article 4.4.7.1].

Bien que cette méthode ait évolué au cours des années, elle comporte plusieurs problèmes fondamentaux (Priestley, M. J. N., Calvi, & Kowalsky, 2007). En effet, il existe une interdépendance entre la force et la rigidité de la pile, ce qui impose un calcul itératif pour obtenir une conception optimal dans le domaine élastique. En modifiant la section, on modifie la période et donc la force appliquée à la structure. De plus, pour représenter l'influence de l'inertie fissurée dans le calcul de la rigidité, une section effective de l'ordre de 50% de la section brute est généralement considérée (Priestley, M. J. N. et al., 2007). La rigidité de la structure est donc basée sur une estimation de la section effective et ce paramètre joue une influence majeure sur le déplacement de la structure. Un autre aspect important est le coefficient de modification de réponse sur lequel bien des chercheurs ne réussissent pas à s'entendre. Dans la norme, ce coefficient qui tient compte de la ductilité est calibré en fonction du rapport du déplacement maximal sur le déplacement élastique. Cependant, le déplacement élastique et maximal peut être subjectif tel que présenté à la Figure 2-7.

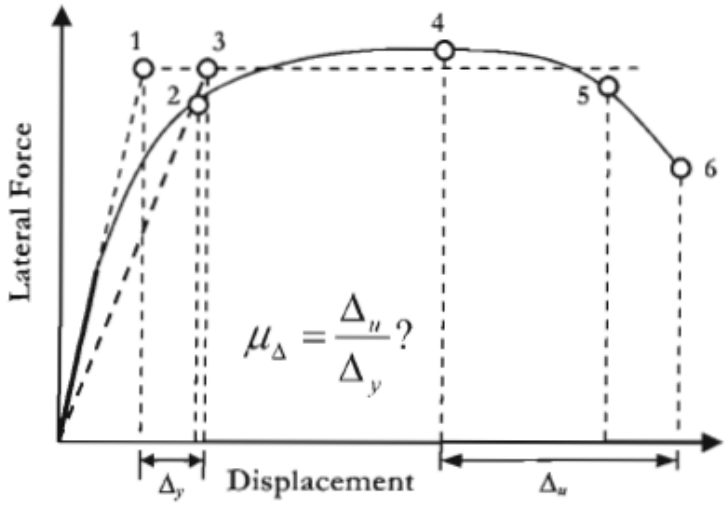


Figure 2-7 : Définition du déplacement élastique et maximal (Priestley, M. J. N. et al., 2007)

Ainsi, les points 1, 2 ou 3 peuvent être utilisés pour définir le déplacement élastique tandis que les points 4, 5 ou 6 peuvent servir à établir le déplacement maximal. La norme identifie donc une valeur du coefficient de modification de réponse en fonction du type d'ouvrage, bien que ce coefficient soit discutable et puisse varier pour un même type d'ouvrage selon le jugement du concepteur.

2.2.2.2 Conception basée sur la performance

Cette méthode de conception basée sur la performance repose principalement sur des critères d'endommagement probable de la structure. Certains éléments dans le cas d'un séisme ayant une période de retour de 2475 ans par exemple peuvent être conçus de telles sortes qu'ils n'entraînent pas un effondrement de la structure, mais qu'ils nécessitent des réparations. On parle alors de critères de performance. Ce principe de conception nécessite une méthode d'analyse temporelle non linéaire ou bien une analyse statique non linéaire par poussées incrémentielles en fonction des niveaux de performance requis. Ces analyses sont beaucoup plus complexes que des analyses de conception basée sur la force, mais permettent un dimensionnement des structures mieux adaptées aux séismes. Cependant, les critères de performance, bien que définis dans la norme, peuvent être interprétés de différentes façons par les ingénieurs. La subjectivité de ces critères permet donc de poser des hypothèses différentes qui peuvent être conservatrices ou non et mener à des conceptions différentes.

2.3 Calcul parasismique avec la norme CAN/CSA-S6-14

Bien des modifications ont été introduites dans la nouvelle norme CSA-S6-14. Cette section a pour objectif de présenter une vue d'ensemble du dimensionnement d'un pilier de pont selon le chapitre 4 de cette norme relatif au calcul parasismique.

2.3.1 Propriétés du site

La réponse sismique d'une structure dépend grandement du type de sol. En fonction des propriétés du sol, il est possible de classer le site, de A à F, tel que présenté au Tableau 2-1.

Tableau 2-1 : Classification des sites en fonction de la réponse sismique (tiré de la norme CSA-S6-14)

		Propriétés moyennes dans les 30 m supérieurs		
Classe du site	Nom du profil du sol	Vitesse moyenne de l'onde de cisaillement, $\bar{V}_s$ (m/s)	Résistance à la pénétration, standard, $\bar{N}_{60}$	Résistance du sol non drainé au cisaillement, s_u
A	Roche dure[1,2]	$\bar{V}_s > 1500$	Sans objet	Sans objet
B	Roche[1]	$760 < \bar{V}_s \leq 1500$	Sans objet	Sans objet
C	Sol très dense et roche tendre	$360 < \bar{V}_s < 760$	$\bar{N}_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	Sol consistant	$180 < \bar{V}_s < 360$	$15 \leq \bar{N}_{60} \leq 50$	$50 < s_u \leq 100$ kPa
E	Sol meuble	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N}_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
		Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol possède les caractéristiques suivantes : • indice de plasticité PI > 20 ; • teneur en eau w ≥ 40% ; et • résistance du sol non drainé au cisaillement $s_u < 25$ kPa		
F	Autre sol[3]	Évaluation requise sur le site		

La classe de site permet ensuite de déterminer les coefficients du site F(T) pour chaque période du spectre de calcul. La norme se calibre en fonction d'un sol de classe C, c'est-à-dire que la valeur de F(T) est égale à 1,0 pour l'ensemble de ces périodes pour ce type de sol. Pour un sol plus dur de classe A ou B, cette valeur sera inférieure à 1,0, tandis que pour un sol plus mou, de classe D ou E, cette valeur sera supérieure à 1,0. C'est donc dire qu'un sol plus dur transmet moins de charges sismiques qu'un sol plus mou, pour une analyse statique.

2.3.2 Niveaux et catégories de performance sismique

La norme CAN/CSA S6-14 identifie trois catégories d'importance pour les ponts : essentiels, principaux et autres. La classification d'un ouvrage dépend des critères sociaux, économiques, mais aussi de sécurité et de défense. En fonction de la période de retour choisie et de la catégorie d'importance, la norme permet un certain niveau d'endommagement et de service dans l'éventualité d'un séisme.

Tableau 2-2 : Niveaux de performance minimaux (tiré de la norme CSA-S6-14)

Probabilité de dépassement sismique en 50 ans (période de retour)	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Service	Dommage	Service	Dommage	Service	Dommage
10 % (475 ans)	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*
5 % (975 ans)	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*	Service interrompu*	Important*
2 % (2475 ans)	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

*Niveaux de performance facultatifs sous réserve des exigences des pouvoirs de réglementation ou du propriétaire.

Ces critères de performance sont décrits dans la norme CAN/CSA S6-14 et font référence à l'état général de l'ouvrage, des déformations maximales permises, des assemblages, des déplacements, des appareils d'appuis et joints, des dispositifs de retenue et des fondations. Pour en arriver à un dimensionnement qui respecte ces niveaux de performance, la norme a défini des catégories de performance sismique, numérotées de 1 à 3. Cet indicateur des exigences minimales relatives aux analyses sismiques est fonction de la période fondamentale du pont et de la catégorie d'importance, et ce, pour une période de retour de 2475 ans.

Tableau 2-3 : Catégories de performance sismique (tiré de la norme CSA-S6-14)

		Catégorie de performance sismique	
Pour $T < 0{,}5$ s	Pour $T \geq 0{,}5$ s	Ponts essentiels	Ponts principaux et autres ponts
$S(0{,}2) < 0{,}20$	$S(1{,}0) < 0{,}10$	2	1
$0{,}2 < S(0{,}2) < 0{,}35$	$0{,}10 < S(1{,}0) < 0{,}30$	3	2
$S(0{,}2) \geq 0{,}35$	$S(1{,}0) \geq 0{,}30$	3	3

À partir de ces catégories de performance sismique, la norme prescrit le type d'analyse à effectuer : ASE (analyse statique élastique), ADE (analyse dynamique élastique), ASNLPI (analyse statique non linéaire par poussées incrémentielles) et ATNL (analyse temporelle non linéaire).

Tableau 2-4 : Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et 5% en 50 ans (tiré de la norme CSA-S6-14)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers
1	Aucune analyse sismique n'est requise					
2	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE et ASNLPI	ADE et ASNLPI	ASE	ADE	ASE
3	ADE ASNLPI et ATNL	ADE, ASNLPI et ATNL	ADE et ASNLPI	ADE	ADE	ASE

2.3.3 Type d'analyses sismiques

Il existe trois catégories d'analyses sismiques détaillées dans la norme CSA-S6-14 : les analyses spectrales, les analyses temporelles et les analyses par poussées statiques non linéaires. Ces trois analyses sont détaillées dans les sections suivantes.

2.3.3.1 Analyse spectrale

En terme de complexité, les analyses spectrales sont les plus simples étant donné que le comportement structural demeure dans le domaine élastique. Elles font partie des types d'analyse CBF. Ces méthodes ont toutes en commun le fait qu'elles utilisent les périodes de vibration de la structure pour quantifier la charge sismique de l'ouvrage. La différence de chaque méthode est dans l'obtention des périodes de vibration dans le calcul de $S(T)$ pour calculer la force sismique élastique latérale minimale.

$$V = S(T)\, I_E\, W \tag{2.1}$$

où S(T) : Accélération de la réponse spectrale de calcul, exprimée par rapport à l'accélération gravitationnelle pour la période fondamentale T
T : Période fondamentale du pont dans la direction étudiée
I_E : Coefficient d'importance pour la conception basée sur la force
W : Charge permanente

Pour prendre en considération l'action simultanée des sollicitations sismiques dans des directions orthogonales, la norme adopte une combinaison où 100 % de la valeur absolue des efforts obtenus de l'analyse sismique dans une direction sont combinés avec 30 % de la valeur absolue des efforts obtenus de l'analyse sismique réalisée dans la direction perpendiculaire. Pour tenir compte de l'accélération sismique verticale, la norme permet d'utiliser un facteur de pondération de 0,8 et de 1,25 pour les charges de gravité, ou bien d'utiliser des spectres verticaux.

2.3.3.1.1 Méthode de la charge uniforme

Cette méthode consiste à appliquer une charge uniformément distribuée quelconque (p_o) sur toute la longueur du pont dans chaque direction, pour ainsi estimer la rigidité de l'ouvrage et trouver la période fondamentale de la structure dans chaque direction. On définit la rigidité comme étant une force par unité de longueur.

$$K = \frac{p_o L}{V_{s,max}} \tag{2.2}$$

où L est la longueur totale du pont et $V_{s,max}$ est le déplacement de la structure dans la direction d'application de la charge. On peut ensuite estimer la période fondamentale de la structure dans les deux directions en fonction du poids de l'ouvrage (W) et de l'accélération gravitationnelle (g).

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gK}} \tag{2.3}$$

On peut par la suite trouver la force sismique correspondant aux deux modes principaux, puis trouver le chargement sismique équivalent réparti uniformément (p_e) :

$$p_e = V / L \tag{2.4}$$

Cette méthode d'analyse très simpliste est seulement applicable pour des ponts simples où le premier mode de vibration de la structure gouverne. On utilise généralement cette méthode à titre de validation pour vérifier l'ordre de grandeur des efforts obtenus des méthodes plus raffinées.

2.3.3.1.2 Méthode unimodale

Le principe de la méthode de la charge unimodale est le même que la méthode de la charge uniforme; elle se base sur le premier mode fondamental dans chaque direction obtenu en appliquant arbitrairement une charge uniformément distribuée. Cependant, la période fondamentale est obtenue en égalant les énergies cinétiques et potentielles maximales.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\gamma}{p_o g\alpha}} \tag{2.5}$$

où

$$\gamma = \int W(x)V_s^2(x) \tag{2.6}$$

et

$$\alpha = \int V_s(x)\,dx \tag{2.7}$$

Une fois la période trouvée, on peut également trouver le chargement sismique équivalent réparti uniformément (p_e) :

$$p_e(x) = \frac{\beta S(T_a) I_E}{\gamma} W(x)V_s(x) \tag{2.8}$$

$$\beta = \int W(x)V_s(x)\,dx \tag{2.9}$$

Cependant, cette méthode, bien que plus précise que la méthode de la charge uniforme, ne tient compte que du premier mode fondamental dans chaque direction.

2.3.3.1.3 Méthode multimodale

Cette méthode vient pallier au problème majeur des autres méthodes quant à la prise en compte uniquement du premier mode de vibration. La norme CSA-S6-14 indique que le nombre de modes inclus dans l'analyse doit mobiliser plus de 90 % de la masse de la superstructure. On peut ensuite faire la combinaison des modes par la combinaison quadratique complète ou bien la somme absolue des quantités modales pour les ponts dont les modes sont rapprochés (moins de 10 % pour les fréquences propres) [CSA-S6-14 4.5.3.3].

2.3.3.2 Analyses temporelles

Les analyses temporelles font appel à l'intégration temporelle des équations de la dynamique du mouvement. Contrairement aux analyses spectrales qui utilisent la période de la structure et les formes des modes pour calculer les efforts, les analyses temporelles consistent à soumettre la structure à plusieurs enregistrements d'accélérations sismiques pour obtenir la réponse de la structure en fonction du temps. Cette méthode permet d'obtenir un comportement plus exact de la structure en simulant l'effet de plusieurs accélérogrammes sur la structure. Cependant, puisque peu de séismes de magnitude importante sont généralement enregistrés pour un même site, il faut avoir recours à des banques de séismes synthétiques. Ces séismes ont des amplitudes bien différentes les unes des autres et doivent être calibrés en fonction du spectre de calcul. La méthode d'Atkinson est généralement utilisée pour effectuer cette calibration, bien que plusieurs autres méthodes puissent également être utilisées (Atkinson, 2009). La norme CSA-S6-14 exige cependant l'utilisation d'au moins 11 séismes pour l'application des méthodes d'analyse temporelles. Un exemple de calibration est présenté à la Figure 2-8.

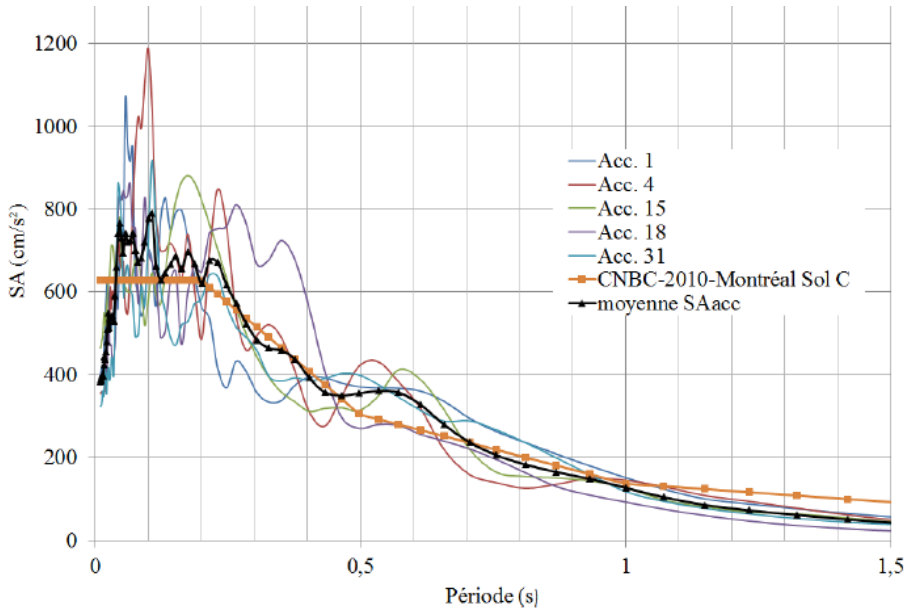


Figure 2-8 : Spectres de réponse synthétiques calibrés en fonction du spectre de dimensionnement du CNBC2010 pour un sol C de la région de Montréal pour la plage de périodes comprises entre 0.1 et 1 seconde (tirée de Garneau, 2015)

Les analyses temporelles peuvent être aussi bien linéaires que non linéaires, dépendamment des propriétés des matériaux utilisés. Dans le cas d'une analyse linéaire, elle sera classée comme étant une analyse de type CBF tandis qu'une analyse non linéaire peut aussi bien être de type CBF que CBP. En pratique, ce genre d'analyse est relativement complexe et s'applique à des modèles ayant des géométries particulières ou des ponts classés comme étant essentiels.

2.3.3.3 Analyses par poussée statique non linéaire

L'analyse par poussée statique non linéaire consiste, comme son nom le dit, à soumettre la structure à une force ou un déplacement progressif pour analyser la performance de celle-ci. Il s'agit donc d'une analyse de type CBP qui permet de quantifier l'endommagement de la structure en fonction de la force appliquée. Les logiciels d'éléments finis modernes permettent de modéliser ces non-linéarités géométriques, de contact ou bien de matériaux et de comparer la demande obtenue d'un autre type d'analyse à la performance obtenue.

2.4 Résistance à l'effort tranchant des éléments en béton armé

La norme CAN/CSA A23.3-14 permet l'utilisation de trois méthodes de calcul de la résistance à l'effort tranchant : la méthode simplifiée, la méthode générale et la méthode des bielles et tirants. Pour des éléments de type poutres (colonnes) respectant l'hypothèse que les sections planes restent planes, on priorise les méthodes sectionnelles telles que la méthode simplifiée ou la méthode générale, tandis que pour des poutres profondes ou avec des discontinuités (semelles et chevêtres), on priorise plutôt la méthode des bielles et tirants. Dans le cadre de ce mémoire, les semelles et les chevêtres ont été conçus de façon très conservatrice pour éviter toute rupture dans ces éléments. La méthode des bielles et tirants n'est donc pas abordée dans ce le cadre de ce travail.

La méthode sectionnelle est basée sur la théorie du champ de compression modifiée (TCCM). Contrairement à la théorie du champ de compression (TCC) qui surestime les déformations et sous-estime la résistance en cisaillement en évitant de considérer la force de traction du béton après fissuration, la TCCM donne une réponse plus exacte de la résistance au cisaillement. En effet, la force de traction dans le béton est nulle au droit de la fissure et augmente par la suite telle qu'illustrée sur la Figure 2-9.

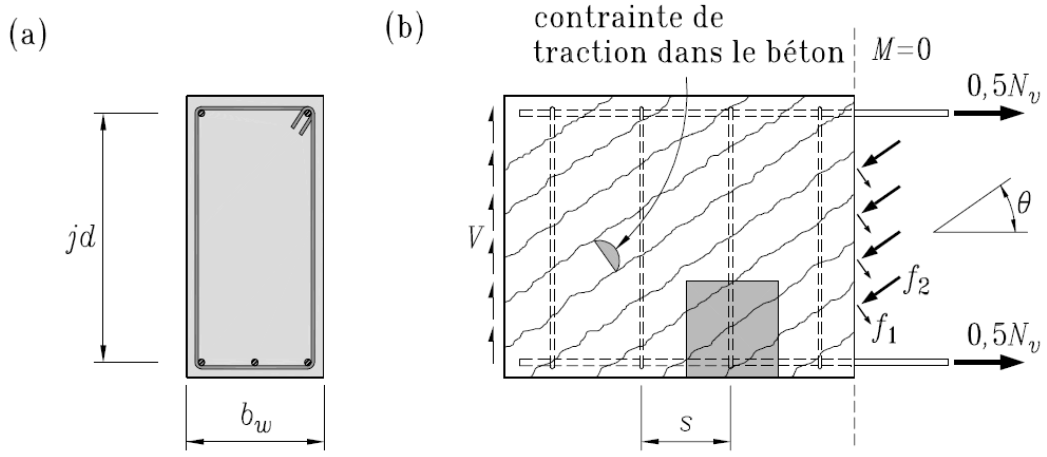


Figure 2-9 : Équilibre d'une portion de poutre fissurée (tirée de Paultre, 2011)

Les fissures sont inclinées d'un angle θ par rapport à l'horizontale et la résistance au cisaillement du béton de la poutre provient des contraintes de compression, f_2, et des contraintes de traction, f_1. La résistance au cisaillement totale d'une poutre est donnée par la somme de la résistance pondérée du béton (V_c), de l'armature (V_s) et de la précontrainte (V_p).

$$V_r = V_c + V_s + V_p \tag{2.10}$$

Étant donné qu'aucune précontrainte ne sera utilisée dans ce projet, cette notion ne sera donc pas présentée. On s'intéresse plutôt à la résistance du béton (V_c) et de l'acier (V_s).

$$V_c = \phi_c \, \lambda \, \beta \sqrt{f_c^{'}} \, b_w \, d_v \tag{2.11}$$

où $\emptyset_c$: Coefficient de tenue du béton
λ : Coefficient de densité du béton
β : Coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré
f_c' : Résistance en compression du béton
b_w : Largeur effective en cisaillement de la section
d_v : Profondeur effective en cisaillement de la section

$$V_s = \frac{\phi_s \, A_v \, f_y \, d_v}{s \tan \theta} \tag{2.12}$$

où $\emptyset_s$: Coefficient de tenue de l'acier
A_v : Aire de l'armature transversale
f_y : Limite élastique de l'acier
s : Espacement des étriers
θ : Angle d'inclinaison des fissures de cisaillement

Pour déterminer les paramètres β et θ de ces deux équations pour la résistance du béton, la norme CAN/CSA A23.3-18 permet d'utiliser soit la méthode simplifiée ou la méthode générale. Pour utiliser la méthode simplifiée, on doit répondre à plusieurs conditions présentées aux articles [11.3.6.1] et [11.3.6.3]. Quant à la méthode générale, ses équations sont présentées ci-dessous.

$$\beta = \gamma \left(\frac{0,40}{1+1500\,\varepsilon_x} \right) = \left(\frac{1300}{1000+s_{ze}} \right) \left(\frac{0,40}{1+1500\,\varepsilon_x} \right) \tag{2.13}$$

où ε_x : Déformation longitudinale à mi-hauteur de la section
s_{ze} : Paramètre d'espacement effectif des fissures

Le coefficient β représente la capacité du béton à transférer l'effort tranchant à l'aide de l'engrenure des granulats. Le paramètre γ est un paramètre d'échelle qui permet de prendre en compte la hauteur de la pièce ainsi que la dimension des granulats. Cette équation empirique a été calibrée en fonction d'un s_{ze} de 300 mm, et qui donc, pour cette valeur, donne un facteur d'échelle de 1,0. Le deuxième terme de l'équation représente quant à lui la contribution des armatures transversales et se calcule comme suit :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f / d_v + V_f + 0,5N_f}{2(E_s A_s)} \tag{2.14}$$

où M_f : Moment fléchissant pondéré
V_f : Effort tranchant pondéré
N_f : Charge axiale pondérée
A_s : Aire de l'armature longitudinale soumise à la flexion

Cette valeur est calculée avec une déformation longitudinale prise à mi-hauteur de la section. En effet, dans l'équation de ε_x, on calcule la déformation à la fibre tendue en divisant le moment pondéré par la profondeur effective en cisaillement. En divisant ensuite ces valeurs par deux, on obtient approximativement la déformation à mi-hauteur. En fonction de cette déformation à mi-hauteur, il est ensuite possible d'estimer l'angle des bielles pour le calcul de la résistance de l'acier en cisaillement.

$$\theta = 29 + 7000\,\varepsilon_x \tag{2.15}$$

Cet angle permet de calculer la projection horizontale de la fissure $dv/\tan\theta$. En divisant par l'espacement, on obtient le ratio d'étriers effectifs sur la projection horizontale, ce qui permet de calculer la contribution de ces étriers dans le calcul de la résistance au cisaillement. Il faut également considérer une quantité minimale [11.2.8] et maximale d'acier d'armature [11.3.8]. Dans le cas des colonnes de ponts qui sont soumises à la dégradation de la résistance à la traction du béton sous les chargements cycliques, il est difficile d'établir les valeurs de β et θ dans la zone de rotule plastique. La norme indique donc d'utiliser une valeur de β=0,10 et de θ=45° dans cette zone [4.7.5.2.4]. La résistance du béton est donc réduite, mais la quantité supplémentaire d'étriers vient contrebalancer cette diminution.

2.5 Résistance en compression-flexion des poteaux

Les piles de ponts sont constamment soumises à des efforts axiaux importants causés par les charges permanentes et les charges vives. Cependant, les forces sismiques et de freinage des camions induisent également des efforts de flexion. Dans ce sens, on doit procéder par tâtonnement pour obtenir une section optimale qui résiste à l'effort axial (P) ainsi qu'à l'effort de flexion (M). L'équilibre des forces et des moments ainsi que la compatibilité des déformations de l'acier et du béton sont à la base du calcul de la résistance à la compression-flexion. En considérant l'hypothèse de Navier-Bernoulli selon laquelle une section plane reste plane après déformation, il est possible

d'identifier la distribution des contraintes selon la déformation à la fibre comprimée (ε_c) et la déformation (ε_s) dans l'armature la plus éloignée de cette dernière qui peut varier entre une valeur positive très grande pour un poteau peu chargé axialement à une valeur négative égale à celle du béton comprimé pour un poteau chargé axialement. La résistance à la flexion du poteau augmente avec l'augmentation de la charge axiale jusqu'à atteindre un certain seuil, après lequel la résistance flexionnelle diminue. La condition dite équilibrée est atteinte lorsque la déformation ultime du béton ε_{cu}=-0,0035 et la déformation de l'armature la plus éloignée de la fibre comprimée ε_s=εy sont atteintes. Cette condition correspond au point de résistance maximale en flexion et à la charge axiale P_e. Ainsi, en variant la valeur de la déformation de l'armature, il est possible de connaître toutes les combinaisons de P et M qui causent la rupture de la section. Cette enveloppe de rupture est appelée diagramme d'interaction, tel qu'illustré sur la Figure 2-10.

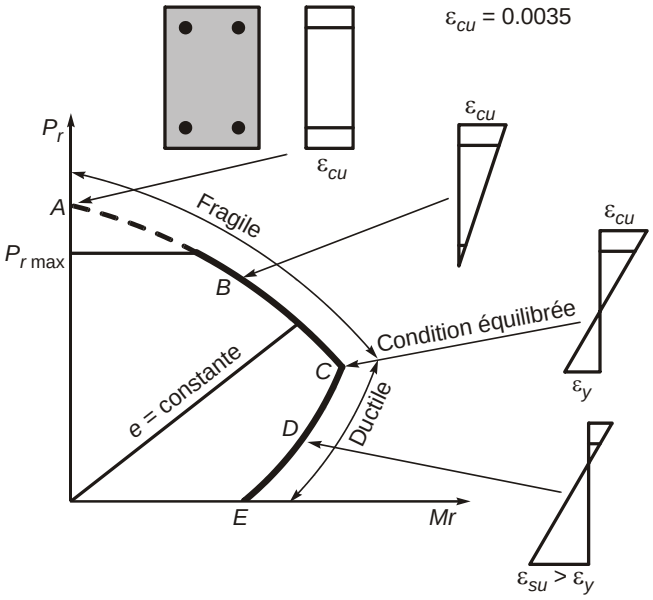


Figure 2-10 : Diagramme d'interaction d'une section en béton (Massicotte, 2017)

Le diagramme d'interaction pour un poteau soumis à des moments de flexion selon les deux axes la flexion biaxiale est montré sur la Figure 2-10. À défaut de déterminer la résistance en considérant la compatibilité des déformations, la norme CSA-S6-14 propose deux équations d'interaction approximatives selon que la charge soit inférieure ou supérieur à la charge équilibrée, la première étant généralement celle qui s'applique dans le cas des ponts :

$$\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \qquad P < 0.10\,\phi_c\, f'_c\, A_g \tag{2.16}$$

où M_{fx} : Moment fléchissant pondéré selon l'axe x
M_{fy} : Moment fléchissant pondéré selon l'axe y
M_{rx} : Moment fléchissant résistant pondéré selon l'axe x
M_{ry} : Moment fléchissant résistant pondéré selon l'axe y
A_g : Aire de la section transversale brute

et

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_o} \qquad P \geq 0.10\,\phi_c\, f'_c\, A_g \tag{2.17}$$

où : P_{rx} : Charge axiale résistante associée à la flexion uniaxiale selon l'axe x
P_{ry} : Charge axiale résistante associée à la flexion uniaxiale selon l'axe y
P_{ryx} : Charge axiale résistante associée à la flexion biaxiale selon les axes x et y
P_o : Charge axiale résistante sans moment fléchissant

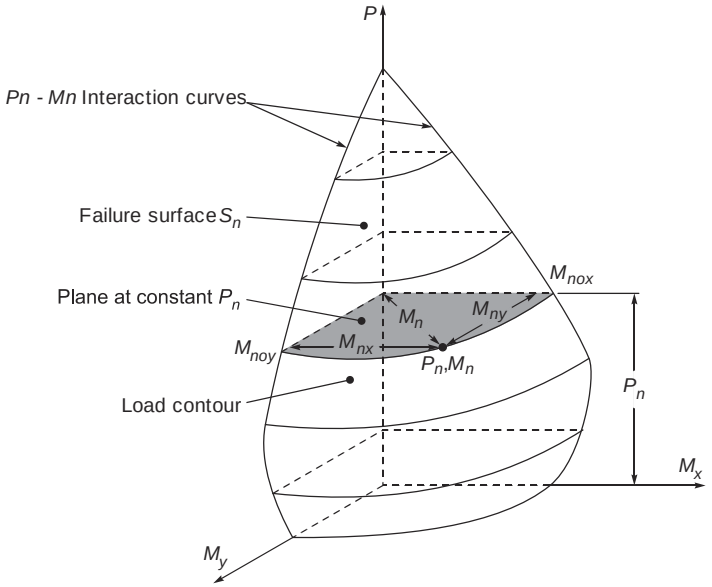


Figure 2-11 : Diagramme d'interaction pour la flexion biaxial (Massicotte, 2017)

La norme CSA-S6-14 utilise la notion de moment résistant et moment nominal. Le moment résistant tient compte des coefficients de pondération de l'acier et du béton pour le dimensionnement de la colonne. Pour les autres éléments tels que la semelle et le chevêtre, ceux-ci doivent être dimensionnés en considérant un moment probable dans la colonne pour éviter l'endommagement des zones qui ne sont pas considérées comme des rotules plastiques. À la section

4.7.2 de la norme CSA-S6-14, il est spécifié que la résistance nominale des éléments ductiles doit être suffisante pour résister aux efforts sismiques en plus des charges pondérées. Les coefficients de résistance des matériaux doivent être égaux à 1,00. La limite d'élasticité de l'acier, $f_{y,e}$, est fixée à $1,2f_y$ pour les éléments ductiles pour lesquels $R \geq 3$ et la résistance à la compression du béton f'_{ce} est fixée à $1,25f'_c$. Par la suite, dans l'article 4.4.10.4.3, pour les mécanismes de plastification impliquant la formation de rotules plastiques dans les éléments ductiles de la sous-structure en béton (colonnes, piles et chevêtres), le moment probable à utiliser pour la résistance de ces éléments doit être égal à 1,3 fois le moment nominal obtenu.

2.6 Comportement sismique des piles de ponts circulaires

Dans le but de concevoir des piles de ponts circulaires préfabriqués aussi performantes que des piles de ponts coulées en place, il est important d'analyser le comportement auquel on s'attend d'une colonne circulaire. Pour ce faire, l'analyse du cas de chargement, des différents modes de défaillance et des méthodes d'analyses numériques permettront une vue d'ensemble du comportement attendu.

2.6.1 Résistance à la fatigue plastique

Les piles de ponts sont considérées comme des éléments soumis à des chargements cycliques comportant peu de cycles de grande amplitude dans le domaine plastique, appelée fatigue plastique ou oligocyclique, ou encore de catégorie *low-cycle fatigue*, en anglais. Contrairement à la fatigue élastique associée à grand nombre de cycles de petite amplitude, la fatigue plastique, particulièrement pour la résistance parasismique des piles de ponts en béton, implique très peu de cycles dont l'amplitude avoisine la résistance ultime de l'acier. Une rupture à la fatigue se définit comme étant causée par un chargement cyclique à un niveau de contrainte inférieur à celui nécessaire pour obtenir la rupture du matériau en un seul chargement (Brown & Kunnath, 2000). Plus la contrainte appliquée augmente, plus le nombre de cycles de chargement causant la rupture diminue. Pour un matériau élastoplastique tel que l'acier, on distingue deux catégories de fatigue : le *low-cycle* et le *high-cycle* tel que présenté à la Figure 2-12. Le premier mode permet de considérer les déformations plastiques étant donné le peu de cycles de chargement tandis que le deuxième type tient plutôt compte du comportement élastique du matériau. Dans le cas d'un pont,

les charges latérales provoquées par les séismes ont un faible nombre de cycles, de sorte que l'on peut considérer le domaine inélastique de la pile pour des cycles de chargement de type *low-cycle*.

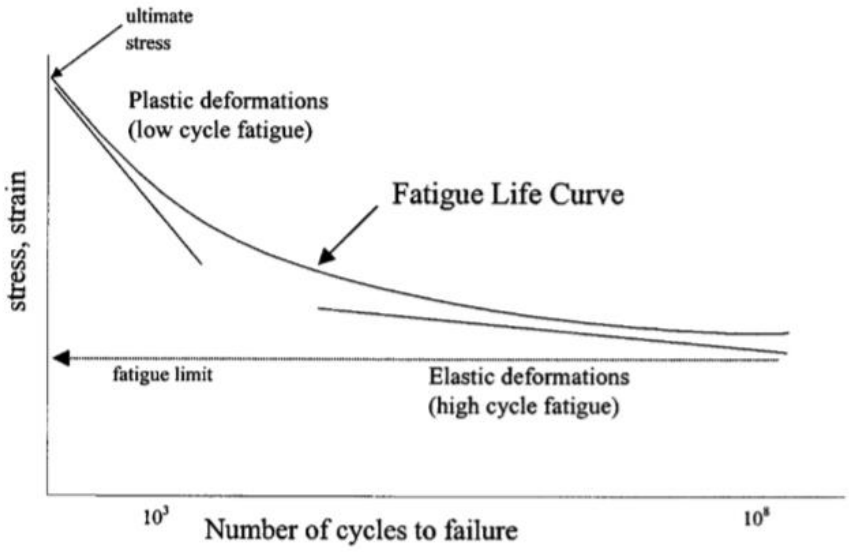


Figure 2-12 : Courbe typique de fatigue (tirée de Brown & Kunnath, 2000)

Dans le but de reproduire expérimentalement cette zone de fatigue, El-Bahy, A., Kunnath, S., Stone, W. et Taylor, A. (1999) ont testé l'impact du type de chargement sur le comportement des colonnes bien confinées soumises à la flexion. Il existe un seuil de ductilité à environ 4 à 5% du ratio de déplacement latéral (*drift ratio*) à partir duquel il y a une dégradation importante de la rigidité et de la résistance de la colonne. Par exemple, une colonne soumise à 150 cycles d'un ratio de déplacement latéral de 2% ne présentait aucun signe de dégradation tandis qu'une colonne identique soumise à un ratio de déplacement latéral de 5,5% a atteint la rupture en moins de 10 cycles de chargement. Dans un autre article également rédigé par El-Bahy, A., Kunnath, S. K., Stone, W. C. et Taylor, A. W. (1999), les auteurs arrivent à la conclusion que la longueur de la rotule plastique est dépendante de la séquence de chargement inélastique. En effet, la longueur de la rotule plastique se stabilise après plusieurs cycles inélastiques. C'est donc dire qu'une colonne qui subit un séisme important dans ses premiers cycles développera une rotule plastique plus longue pour les cycles à venir. À partir des informations relatives aux cycles de chargement, plusieurs méthodes ont été développées pour prédire le comportement à la fatigue basé sur les contraintes ou bien sur l'énergie dissipée. Le modèle basé sur les contraintes le plus utilisé est généralement celui

de Coffin-Manson qui permet d'obtenir une déformation équivalente basée sur la somme des déformations plastiques et élastiques de l'acier (Abdalla, Hawileh, Oudah, & Abdelrahman, 2009). Ces déformations élastiques et inélastiques sont établies selon l'amplitude des contraintes ainsi qu'un coefficient et un exposant empirique de la ductilité à la fatigue. Plusieurs modifications et ajouts ont cependant été proposés à cette méthode empirique. Quant aux modèles basés sur l'énergie dissipée, ils basent leurs équations sur la somme des énergies élastiques et plastiques.

2.6.2 Mode de défaillance

Les colonnes ductiles soumises à des essais cycliques subissent généralement les étapes suivantes jusqu'à la rupture (adapté de Hachem, Moehle, & Mahin, 2003). Pour de petits déplacements, on observe des fissures au niveau des endroits de moments maximaux. En augmentant l'amplitude du déplacement, on commence à observer l'éclatement de l'enrobage de béton, et ce, sur la hauteur totale de la rotule plastique. Les étriers permettent néanmoins un bon confinement du béton à l'intérieur de la colonne. Ces deux phénomènes sont illustrés à la Figure 2-13.

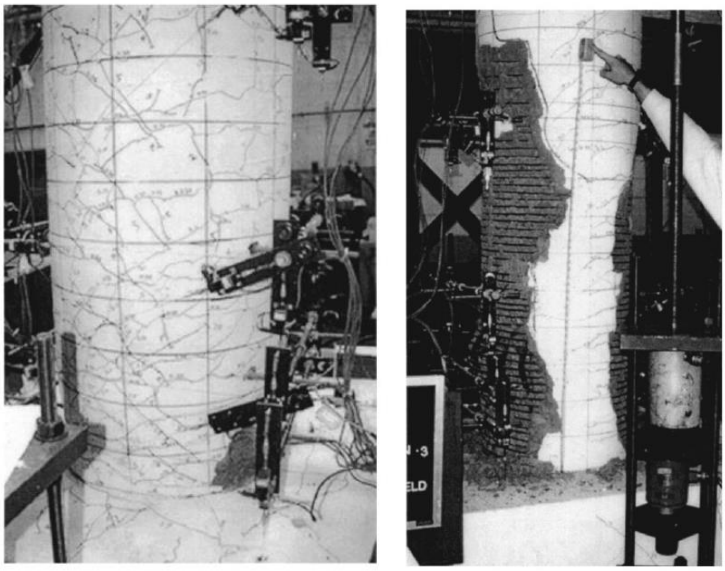


Figure 2-13 : Patron de fissuration et éclatement du béton pour une colonne circulaire (tirée de Lehman, Moehle, Mahin, Calderone, & Henry, 2004)

En continuant le processus de chargement, on observe généralement la plastification des étriers, ce qui réduit le confinement des barres longitudinales et du béton. Il s'ensuit alors un processus de flambement des barres longitudinales comprimées qui sont alors moins confinées et donc plus

sujettes aux instabilités (Belarbi, Ayoub, Greene, Prakash, & Mullapudi, 2007). Le flambement des barres longitudinales peut par la suite causer la rupture de la colonne soit par la rupture des barres longitudinales ou transversales, selon la quantité d'armatures utilisées dans les deux directions. El-Bahy et al. (1999) distinguent trois types de ruptures : le flambement des barres longitudinales, la rupture des étriers par manque de confinement du béton et la rupture des barres longitudinales par *low-cycle* fatigue.

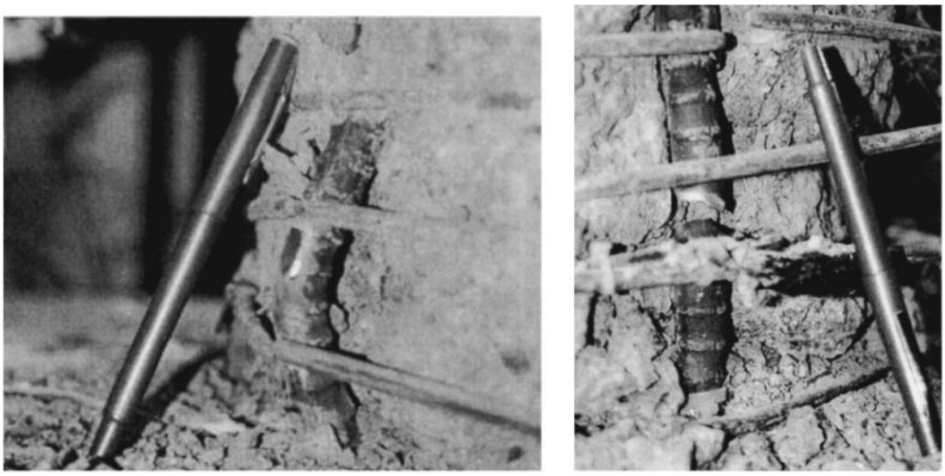


Figure 2-14 : Flambement des barres longitudinales et rupture des barres longitudinales et transversales (tiré de Lehman et al., 2004)

Le mécanisme de plastification des barres d'armatures est localisé à l'endroit où se développe le moment de flexion maximal que l'on appelle zone de rotule plastique. Baker (1956), Mattock (1964), Corley (1966), Sakai et Sheikh (1989), Sheikh et Khoury (1993), Mendis (1993) ainsi que plusieurs autres chercheurs ont proposé des équations empiriques pour le calcul de la longueur de la rotule plastique. Priestley, M. N. et al. (1996) en sont arrivés à une zone qui se situe à la fois dans la semelle et la colonne. Dans leurs travaux, ils ont considéré que la longueur de la rotule plastique d'une colonne L_p était au minimum égale à deux fois la longueur de la rotule plastique dans la semelle L_{ps}.

$$L_p = 0,08L + L_{ps} = 0,08L + 0,022\, f_y d_b \geq 0,044\, f_y d_b \tag{2.18}$$

où L : Longueur de la section jusqu'au point d'inflexion
d_b : Diamètre des barres longitudinales
f_y : Limite élastique de l'armature

Bae et Bayrak (2008) ont ensuite réalisé d'autres tests sur quatre spécimens pour développer une nouvelle équation qui est fonction du ratio de la charge axiale sur la résistance axiale nominale, du ratio d'aire confinée sur l'aire brute ainsi que de la profondeur de la colonne.

$$\frac{L_p}{h} = \left[0,3\left(\frac{P}{P_o}\right) + 3\left(\frac{A_s}{A_g}\right) - 0,1 \right]\left(\frac{L}{h}\right) + 0,25 \geq 0,25 \tag{2.19}$$

où h : largeur de la colonne
P : force axiale appliquée
P_o : Résistance axiale nominale
A_s : Aire confinée de la section
A_g : Aire brute de la section

Cependant, cette équation, bien que plus récente, ne tient pas compte de la pénétration de la rotule plastique dans la semelle. La comparaison des deux équations peut néanmoins donner une bonne estimation de la longueur de la rotule.

2.6.3 Méthodes d'analyses numériques

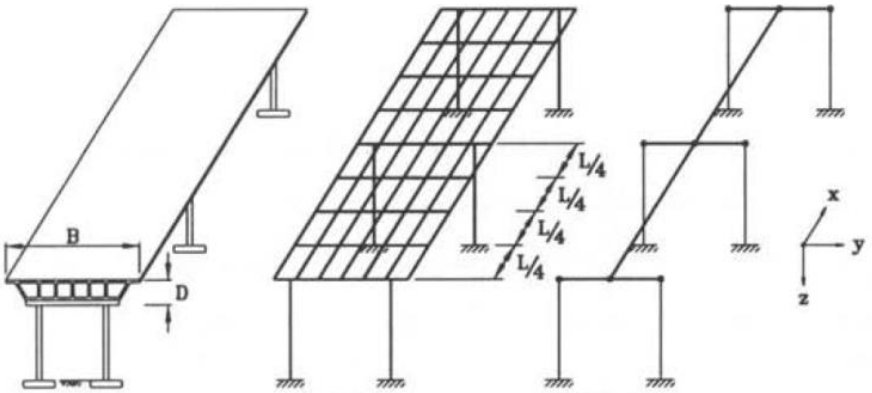
Dans le cadre de ce projet, deux logiciels ont été principalement utilisés : SAP2000 (SAP, 2007) et ABAQUS (Abaqus, 2005) avec la loi de comportement du béton armé EPM3D (Ben Ftima, 2013; Massicotte, Nour, Ben Ftima, & Yildiz, 2007). Ces deux logiciels ont des fonctions différentes qui seront abordées dans cette section.

2.6.3.1 SAP2000

Le logiciel SAP2000 est un logiciel d'analyse des structures et de conception. Les fonctions qui nous intéressent pour ce projet sont la possibilité de réaliser des analyses statiques et dynamiques, linéaires et non linéaires. SAP2000 permet de réaliser des analyses temporelles en fonction d'un accélérogramme et de trouver les périodes des structures pour des analyses de type spectral. Ce logiciel permet donc autant d'analyser la demande sismique que de faire la conception.

Pour l'analyse sismique d'un pont, il n'est pas nécessaire de réaliser un modèle d'éléments finis en trois dimensions de l'ensemble de la structure. Des modèles simplifiés permettent une bonne estimation du comportement de la structure, pour autant que la rigidité effective et la masse du pont soient bien modélisées (Priestley, M. N. et al., 1996). Les modèles de grillage ainsi que les modèles de type ossature (*Spine*) sont réalisés avec des éléments de type poutre auquel on attribue les

propriétés de section. Les éléments de type poutre permettent de reprendre des efforts axiaux, de cisaillement, de flexion et de torsion.



a) Prototype **b) Grillage** **c) *Ossature***

Figure 2-15 : Modèles de superstructure (tirée de Priestley, M. N. et al., 1996)

De façon simplifiée, une analyse par éléments finis consiste à discrétiser un système complexe en plusieurs petits éléments. Chaque élément est ensuite représenté par un ensemble de degrés de liberté à chaque nœud auquel on attribue un module de Young (E), une aire (A), une inertie (I) et une longueur (L).

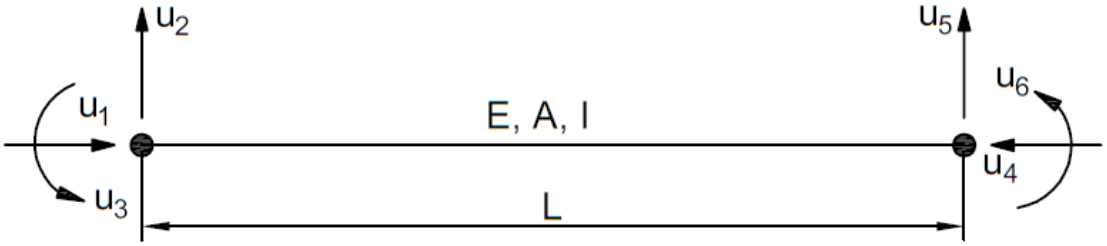


Figure 2-16 : Éléments de poutre

Ces propriétés sont ensuite assemblées sous forme d'une matrice de rigidité qui permet le calcul des efforts dans chaque élément. Pour un système simple à trois degrés de liberté en chaque nœud, la matrice de rigidité est constituée de 6 lignes et 6 colonnes.

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \tag{2.20}$$

Cette matrice de rigidité se complexifie davantage si l'on tient compte des déformations en cisaillement. Dans le cas des colonnes élancées, les déformations sont principalement causées par la flexion et les déformations en cisaillement ont très peu d'influence. SAP2000 permet néanmoins de tenir compte de celles-ci. À partir de ces éléments de type poutre, il est donc possible de représenter le comportement d'une colonne en discrétisant en un nombre suffisant d'éléments selon la géométrie de la pile.

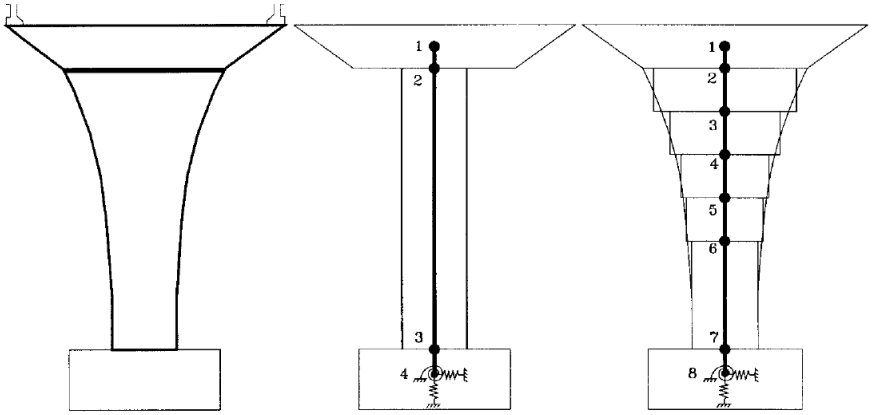


Figure 2-17 : Modélisation par élément-poutre d'une colonne simple (Priestley, M. N. et al., 1996)

Ces éléments sont performants dans le domaine linéaire élastique. Pour modéliser la rotule plastique, SAP2000 utilise plutôt des éléments de fibres. Pour chaque degré de liberté de type force (force axiale et cisaillement), on doit spécifier la courbe force-déplacement, et pour chaque degré de liberté de type rotation (moment et torsion), on doit spécifier la courbe moment-courbure à partir de 5 points A-B-C-D-E.

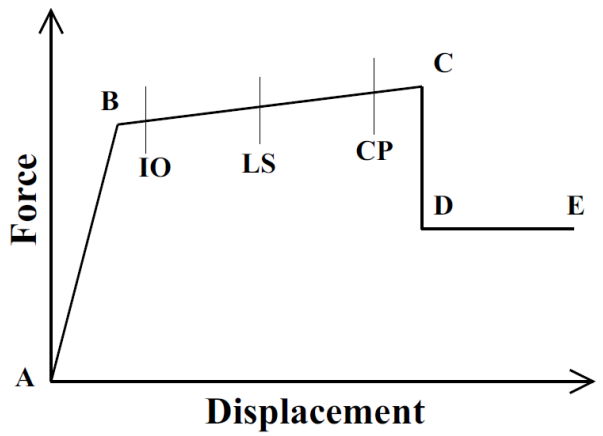


Figure 2-18 : Courbe force-déplacement A-B-C-D-E (tiré de CSI Analysis Reference Manual, 2016)

Cependant, cette méthode nécessite une loi constitutive adéquatée du béton armé. L'interaction entre le béton et l'acier, le comportement cyclique de l'acier, ainsi que le confinement du béton sont difficiles à modéliser (Huang, 2012). On doit également spécifier la longueur de la rotule plastique en fonction des équations décrites précédemment ou bien en réalisant des analyses d'éléments finis non linéaires 3D plus complexe avec des logiciels tel qu'ABAQUS.

2.6.3.2 ABAQUS

Le logiciel ABAQUS est utilisé dans le contexte de ce projet pour modéliser les piles de pont et vérifier leur comportement sous charge axiale et transversale. Les analyses effectuées sur ABAQUS sont des analyses par poussées incrémentales de type Explicit avec le modèle de béton armé non linéaire EPM3D.

2.6.3.2.1 Module Explicit d'ABAQUS

La formulation implicite itérative est l'approche de résolution standard des problèmes d'éléments finis non linéaires. Celle-ci se base sur l'équilibre des forces externes et internes et est obtenue de façon itérative jusqu'à l'atteinte du critère de convergence déterminé (Ben Ftima, 2013).

$$P - I = 0 \tag{2.21}$$

Les deux méthodes les plus utilisées sont la méthode de Newton-Raphson et la méthode de la longueur d'arc, aussi appelée Riks (Bouzaiene, 1997). Cependant, ces algorithmes deviennent très

difficiles à résoudre avec la fissuration du béton et l'augmentation de la taille des modèles (Ben Ftima, 2013). L'instabilité locale créée par l'adoucissement du béton représente une difficulté majeure pour ces algorithmes. Pour pallier à ce problème, des méthodes de résolutions explicites ont été développées au début des années 1990. Les méthodes explicites sont basées sur l'équilibre d'équations dynamiques résolues sans itération :

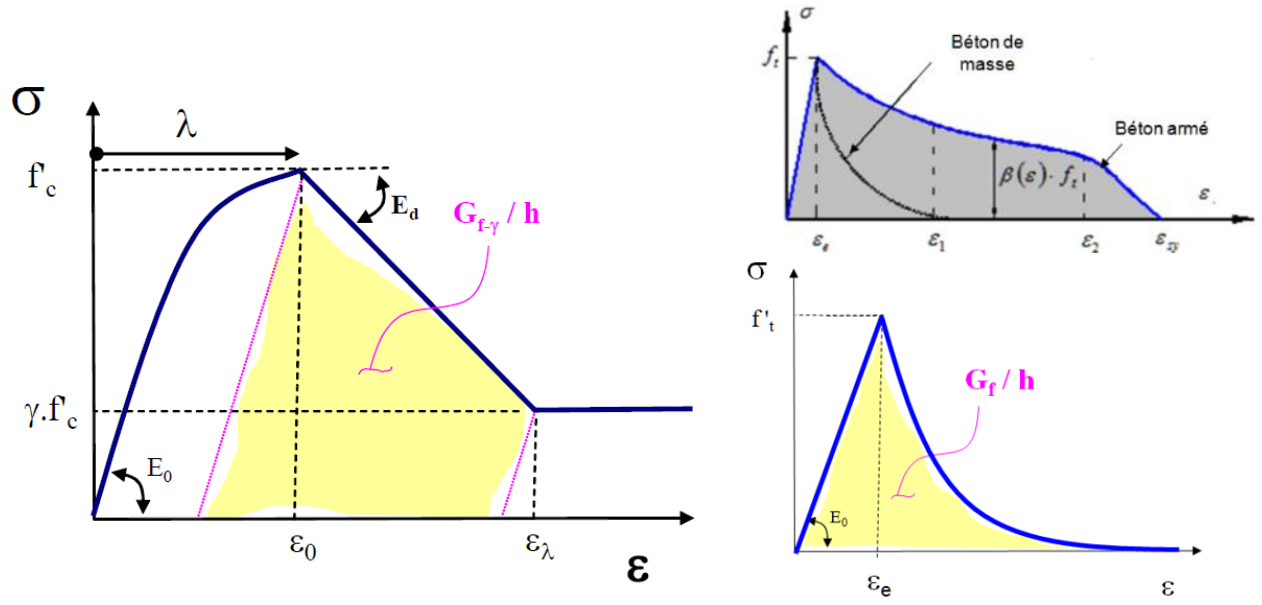
$$M\ddot{u} = P - I \tag{2.22}$$

où ü : Vecteur des accélérations nodales
M : matrice de masse globale

En appliquant la charge très graduellement, le vecteur des accélérations nodales est quasi nul et l'équation peut être résolue de façon quasi statique. Cette méthode de résolution est avantageuse pour les problèmes complexes avec des non-linéarités géométriques, de matériaux et de contact. Pour réaliser une analyse quasi statique avec la formulation dynamique générale du module ABAQUS/Explicit, le chargement doit être appliqué à une vitesse assez lente pour que l'énergie cinétique engendrée par les masses en déplacement (ALLKE) soit négligeable par rapport à l'énergie interne de déformation (ALLIE). Ainsi, un ratio ALLKE/ALLIE inférieur à 5% est suggéré pour pouvoir considérer l'analyse quasi statique. En diminuant le temps d'incrémentation, on peut modifier ce ratio. Selon Ben Ftima (2013), il est recommandé d'utiliser un temps d'incrémentation 20 fois supérieur à la période fondamentale de la structure. De plus, un des avantages principaux du module ABAQUS/Explicit est sa compatibilité avec la loi de comportement non linéaire du béton armé EPM3D développée à Polytechnique Montréal. Le lecteur est invité à lire le manuel d'utilisation d'EPM3D (Ftima & Massicotte, 2014) pour une description plus détaillée ainsi que des détails additionnels (Aubrée, 2014).

2.6.3.2.2 Loi de comportement du béton armé EPM3D

Cette section vise à faire un bref résumé de la modélisation des matériaux du béton armé dans EPM3D. Bien que les logiciels et les ordinateurs de calculs soient rendus très performants, la validité d'un modèle dépend principalement des lois de matériaux utilisés. EPM3D est l'acronyme pour l'endommagement progressif multiaxial tridimensionnel. Les comportements en compression et traction, pré-pic et post-pic sont présentés à la Figure 2-19.



a) **En compression** b) **En traction**

Figure 2-19 : Comportement uniaxial du béton modélisé par EMP3D (tirée de Ben Ftima, 2013)

Le module EPM3D utilise une formulation incrémentale tangente, communément appelé hypo-élastique. C'est-à-dire que pour chaque incrément de temps, la sous-routine reçoit les incréments de déformation en chaque point, et actualise les contraintes dans chaque élément du maillage. Lorsque l'incrément de contrainte atteint l'enveloppe de rupture, la loi de comportement passe alors du pré-pic au post-pic. EPM3D offre deux types d'enveloppes de rupture : Willam et Warnke (1974) et Hsieh, Ting et Chen (1982). L'enveloppe de rupture est déterminée par un nombre de points de contrôle, soit 5 pour Willam et Warnke et 4 pour Hsieh and al. (Aubrée, 2014). Ces paramètres d'entrée sont déterminés expérimentalement et témoignent d'une grande complexité pour obtenir un critère de rupture performant et facile d'utilisation. Le lecteur est invité à lire les travaux de Nathan Aubrée (2014) pour d'amples informations.

L'endommagement du béton sous chargement cyclique peut être représenté dans la loi de comportement d'EPM3D avec une perte de rigidité. Celle-ci se traduit par un critère d'endommagement λ variant de 0 pour un béton sain à 1,0 pour un béton ayant atteint la contrainte

maximale. L'augmentation de la valeur de λ implique la diminution de la rigidité du béton et une modification de l'enveloppe de rupture en traction.

Tel que présenté à la Figure 2-19, une fois la valeur maximale atteinte en compression, le comportement post-pic du béton est représenté sous forme d'une droite de pente E_d. Celle-ci est fonction du confinement et du module d'élasticité du béton. Plus le béton est confiné et détient un module d'élasticité initial élevé, plus la pente E_d sera douce. Le calcul de cette valeur est relativement complexe et est bien expliqué dans les travaux de Aubrée (2014).

Pour ce qui a trait au comportement pré-pic en traction, ce dernier suit une loi linéaire élastique. Cependant, le comportement post-pic du béton en traction dépend de la prise en compte ou non du raidissement en traction. Celui-ci se définit comme étant la capacité du béton autour des armatures à reprendre la traction entre les fissures. EPM3D permet de choisir entre cinq lois de raidissement en traction : Fields and Bischoff (2004), Belarbi and Hsu (1994), CEB-FIP (1993), Collins and Mitchell (1991) et AIJ (1986).

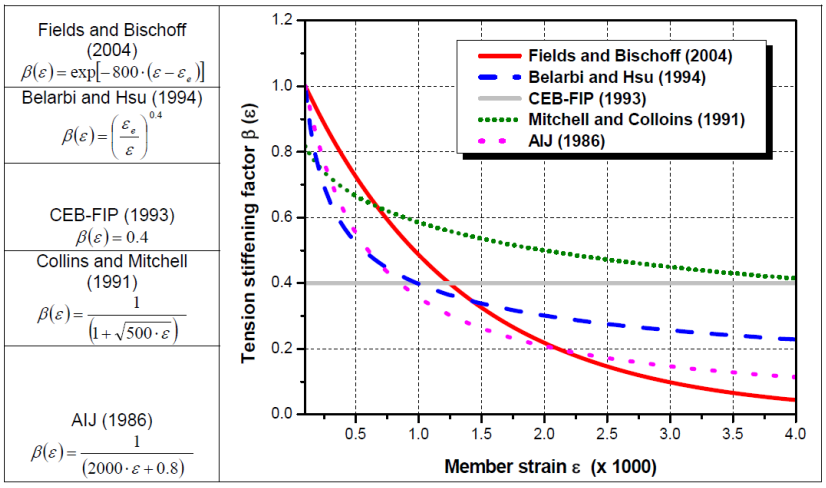


Figure 2-20 : Comparaison des lois de raidissement en traction (tirée de Massicotte et al., 2012)

En ignorant le raidissement en traction, EPM3D utilise plutôt la loi post-pic adoucissante présentée à la Figure 2-19.

2.7 Connexions des piles-semelles préfabriquées

Plusieurs méthodes de connexions des éléments préfabriqués ont été testées récemment. Cette section vise à résumer les avantages et les inconvénients de chacune d'elles. Tout d'abord, les différents types de connexions se catégorisent selon trois types de stratégies : les connexions permettant la dissipation de l'énergie (ED), les éléments permettant les déformations (DE) et les connexions à capacité protégée (Marsh, 2011). Les deux premiers types de connexions permettent la formation de rotules plastiques dans les zones de connexions tandis que les connexions à capacité protégée consistent à connecter les éléments en dehors de ces zones. Ce dernier type de connexions, bien qu'adapté aux zones sismiques importantes, nécessite l'utilisation de pièces de grandes dimensions qui sont difficiles à manipuler, ce qui vient donc à l'encontre d'un projet de type CAP. De plus, les éléments permettant les déformations sont très différents du type de connexion présentée dans ce mémoire. En ce sens, seulement les connexions de types ED seront détaillées dans les sections suivantes. Les éléments ED sont conçus pour fournir une résistance cyclique inférieure aux éléments adjacents pour introduire des déformations inélastiques dans la connexion, mais suffisante pour obtenir une bonne dissipation de l'énergie. Les principaux types de connexions sont présentés dans les sections suivantes.

2.7.1 Barres couplées

Les barres couplées consistent simplement en un mécanisme qui permet d'attacher deux barres d'armature ensemble. Il existe différents types de coupleurs basés sur leur principe mécanique tel que présenté à la Figure 2-21.

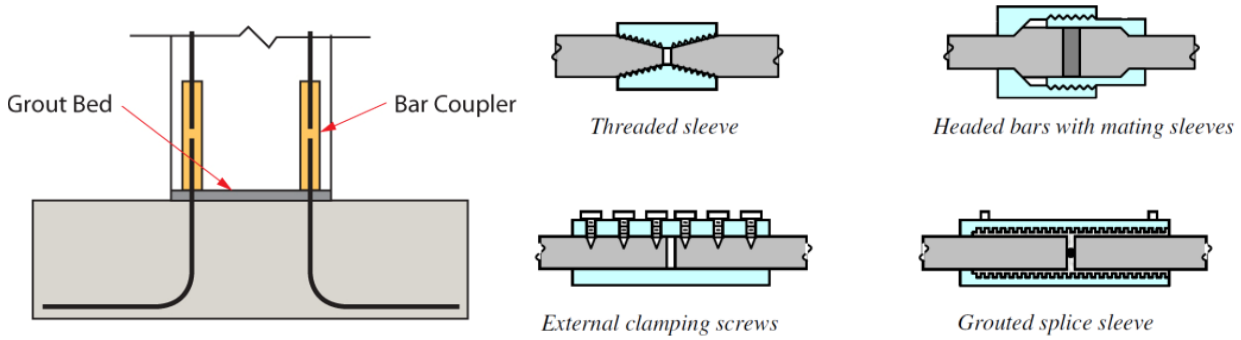


Figure 2-21 : Application et types de barres couplées (tirée de Marsh, 2011)

Les barres couplées sont permises dans les codes américains, notamment l'ACI et l'AASHTO. Dans l'*American Concrete Institute* , on classe les types de coupleurs deux catégories : de type 1 s'ils permettent de développer 1,25f_y, ou bien de type 2, s'ils reprennent la force à l'ultime, f_u (ACI, 2008). Dans le cas de l'*American Association of State Highway and Transport Officials*, on parle plutôt d'une connexion mécanique complète qui permet de développer également 1,25f_y (Haber, 2013). Il y a cependant des restrictions au niveau de l'utilisation des barres couplées dans les zones sismiques. Ce type de connexion est largement utilisé dans les zones sismiques de faible intensité et des travaux ont récemment été réalisés pour démontrer la résistance cyclique à subir des déformations inélastiques (Marsh, 2011). Les travaux récents démontrent des résultats prometteurs en termes de ductilité. Ameli, Parks, Brown et Pantelides (2015) ont obtenu en 2013 une ductilité globale de 5,8 et 4,5 pour deux spécimens élancés à échelle deux pour un et contenant 1,9 % d'armatures longitudinales. En 2013 également, Haber et al. ont testé 5 spécimens différents de 610 mm de diamètre pour en arriver à une conclusion que le système de barres couplées est une option viable pour les projets de type CAP dans les zones de sismicité importante. Tazarv et Saiidi (2015) ont testé un système de barres couplées plus complexes qui a également donné de bons résultats en terme de force maximale, mais une ductilité moins bonne, tel que présenté à la Figure 2-22.

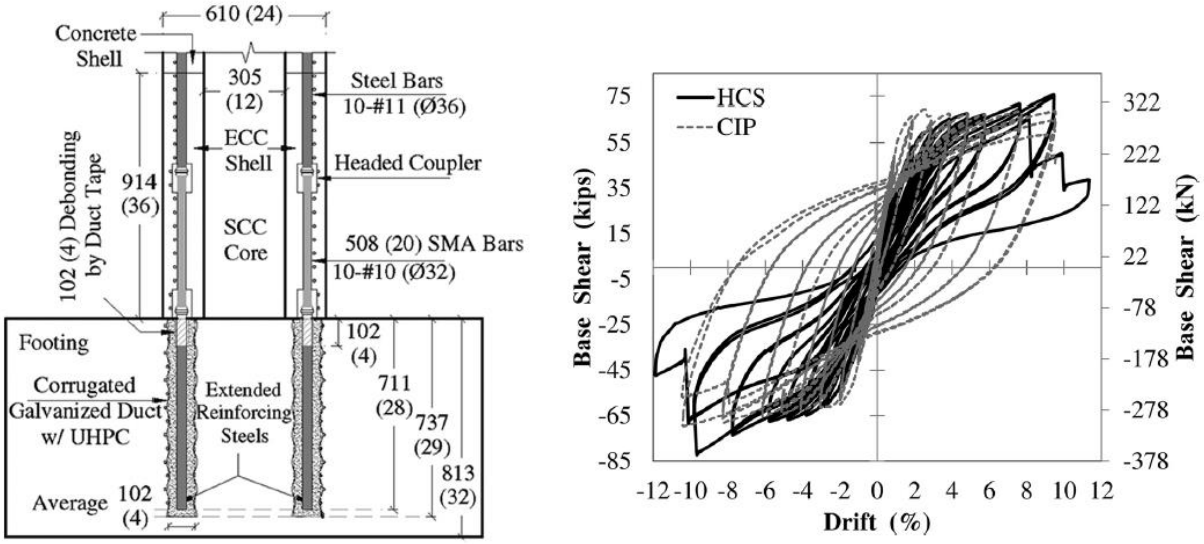
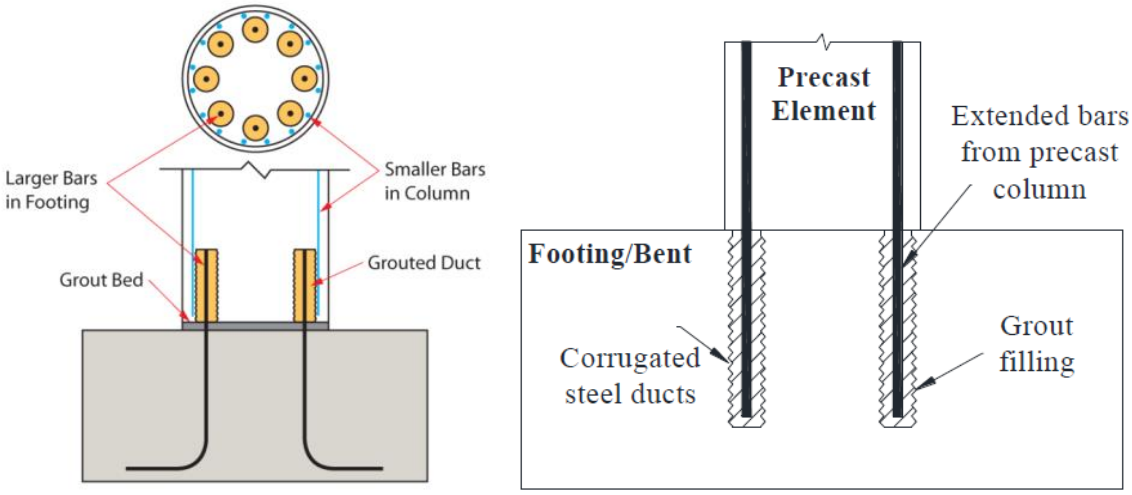


Figure 2-22 : Spécimens et résultats d'un système de barres couplées (Tazarv & Saiid Saiidi, 2015)

Les courbes d'hystérésis obtenues sont bien différentes de la colonne de référence étant donné l'utilisation d'un matériau super-élastique. De plus, on définit l'énergie dissipée comme étant l'aire sous la courbe force-déplacement. Ainsi, étant donné la forme aplatit, on peut affirmer que la colonne préfabriquée dissipe beaucoup moins d'énergie que la colonne de référence. Néanmoins, le ratio de déplacement latéral obtenu de 10% représente une bonne capacité. Somme toute, cette technologie est prometteuse, mais nécessite encore beaucoup de recherche expérimentale. Ce système de barres couplées est cependant très dispendieux et nécessite une tolérance très faible pour réussir à assembler correctement les barres.

2.7.2 Barres prolongées et ancrées

Les connexions de barres prolongées et ancrées se distinguent par le fait que les barres en attente d'un élément préfabriqué s'insèrent dans un autre élément préfabriqué, pour être ensuite unies sous forme d'un joint. Deux détails typiques de cette connexion sont présentés à la Figure 2-21.



a) tirée de (Marsh, 2011) **b) tirée de (Haber, 2013)**

Figure 2-23 : Connexions de barres prolongées et ancrées

Dans ce type de connexion, l'effort est transmis par l'ancrage des barres dans le béton. Le joint utilisé doit donc permettre de reprendre la pleine capacité de la barre tout en permettant une bonne ductilité. Tazarv et Saiidi (2015) ont testé un système basé sur le mécanisme présenté à la Figure 2-23 b) et obtenu une ductilité de 6,30 comparativement à une ductilité de 7,36 pour la colonne de

référence. Cette méthode est donc légèrement moins performante qu'une pile de pont coulée en place, mais tout de même acceptable dans les zones sismiques modérée et élevée.

Cette méthode démontre un potentiel d'économie de temps important puisqu'elle est très facile de construction et permet une tolérance plus grande que les barres couplées. Le désavantage de cette méthode réside dans la difficulté à couler le joint pour les détails exploitant un mécanisme tel qu'illustré à la Figure 2-23 a), mécanisme qui est généralement utilisé pour joindre les colonnes et les chevêtres préfabriqués.

2.7.3 Éléments jointés

Les éléments jointés sont basés sur le même concept que les barres prolongées et ancrées. La différence vient du fait que l'on vient couler seulement un joint, au lieu d'avoir des trous en attente. Cette technique, présentée à la Figure 2-24, permet une grande tolérance et est dans la plupart des cas, utilisée pour connecter les colonnes et le chevêtre (Haber, 2013).

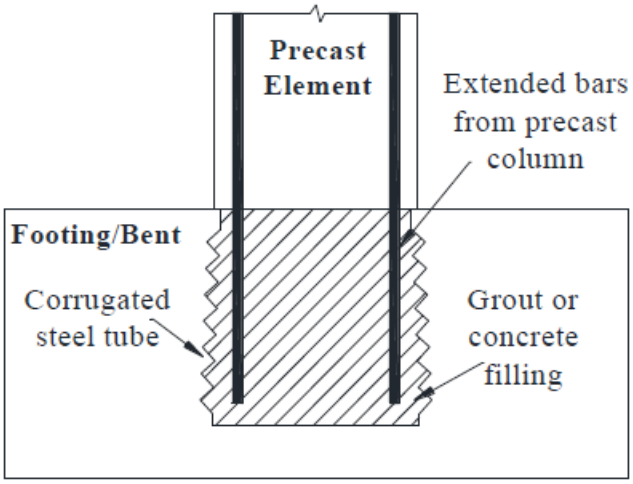


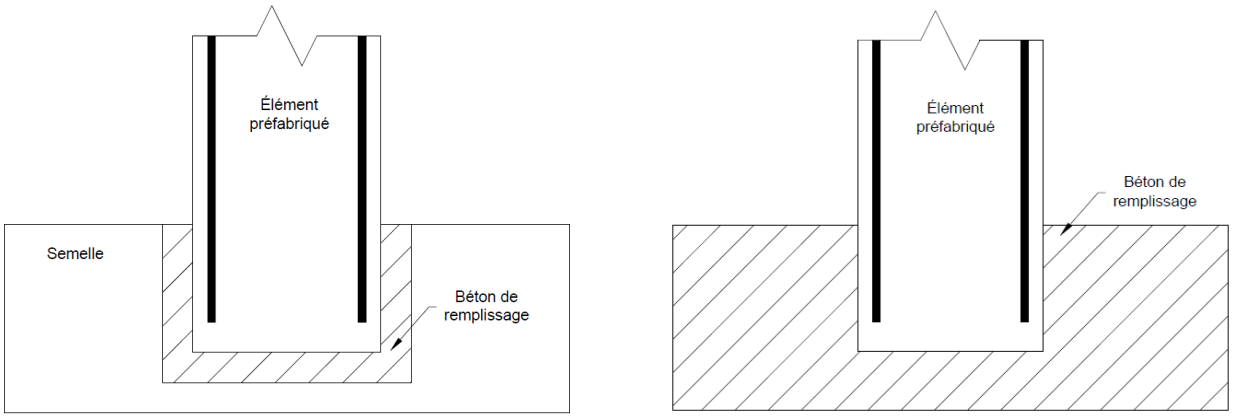
Figure 2-24 : Connexion par éléments jointés (tirée de Marsh, 2011)

Bien que cette technique vienne éliminer le problème de tolérance des autres méthodes, elle comporte son lot de problèmes. En effet, ce joint est plus difficile à couler en place et démontre une moins bonne durabilité étant donné le potentiel d'infiltration d'eau à l'interface du joint (Marsh, 2011). De plus, en terme d'économie de temps pour un projet de type CAP, cette méthode est la moins efficace. Elle nécessite un temps de mûrissement du béton et donc la mise en place

d'un système de levage jusqu'à l'atteinte d'une résistance suffisante du béton. En termes de potentiel de performance, cette méthode est néanmoins prometteuse (Marsh, 2011).

2.7.4 Éléments emboîtés

Les éléments emboîtés sont conçus de telle sorte qu'un élément préfabriqué vient s'encastrer dans un autre élément de la structure tel que présenté à la Figure 2-25. Un joint est ensuite coulé en place pour assembler les éléments ensemble.



a) adapté de Haber (2013) **b) adapté de Marsh (2011)**

Figure 2-25 : Éléments emboîtés

Cette méthode de construction permet d'économiser jusqu'à 50% de temps de construction et démontre de bonnes performances cycliques (Marsh, 2011). Belleri et Riva (2012) ont testé le détail présenté à la Figure 2-25 a) pour en arriver à une conclusion que ce type de connexion est adaptée aux zones sismiques élevées. Haraldsson, Janes, Eberhard et Stanton (2013) ont également testé trois spécimens en 2013 pour en conclure que ce détail est au minimum aussi performant qu'une colonne coulée en place. Ils ont par la suite construit un pont dans l'état de Washington basé sur ce concept. Ils en ont conclu que cette méthode présente un avantage au niveau du transport étant donné qu'aucune barre ne dépasse des éléments préfabriqués, qu'elle est simple et rapide de construction, que le problème de tolérance présent dans plusieurs autres méthodes est évité, qu'elle nécessite le même détail d'armature que des colonnes coulées en place et que la performance cyclique est excellente.

2.7.5 Connexion avec joint en BFUP dans la zone de rotule plastique

Les méthodes expliquées précédemment ont toutes en commun qu'elles unissent les différentes pièces, mais n'apportent pas concrètement une augmentation de la résistance de la pile. Dans le but de pallier au manque de résistance et de ductilité dans les zones de rotule plastique, une connexion avec joint en BFUP s'avère être une option de renforcement intéressante. Le renforcement par chemisage en BFUP a fait l'objet de plusieurs travaux à Polytechnique cités précédemment et son efficacité cyclique a été démontrée pour des piles rectangulaires (Dagenais, 2014). D'autres travaux, notamment ceux réalisés par Cho, Kim, Feo et Hui (2012) expliquent la capacité du joint en BFUP à retenir le flambement des barres longitudinales. En confinant cette zone, on retient ce phénomène de flambement pour ainsi atteindre la pleine capacité des barres longitudinales en traction.

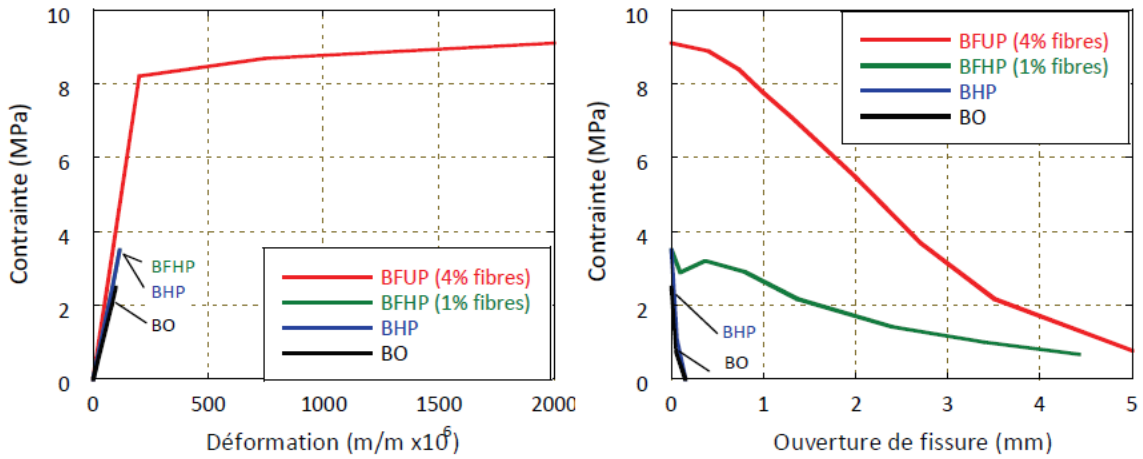
Le BFUP est un matériau qui détient une composition et des propriétés mécaniques propres à lui-même. Il s'agit d'un béton composé de granulats très fins, d'ajouts minéraux (fumée de silice, cendre volante, laitier et filler calcaire) et d'une grande quantité de fibres. Son rapport eau/liant varie entre 0,15 et 0,25 et ce béton présente une résistance à la compression variant entre 120 et 160 MPa à 28 jours (Charron & Desmettre, 2015). Sa composition et ses propriétés mécaniques sont comparées à d'autres types de béton au Tableau 2-5.

Tableau 2-5 : Composition et propriétés mécaniques des différents types de béton (tiré de Charron & Desmettre, 2015)

Composition	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport eau/liant	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant	300-400 kg/m^3	350 à 450 kg/m^3	350 à 550 kg/m^3	800 à 1000 kg/m^3
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m^3 (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m^3 (2 à 6 %-vol.)
Propriétés	**BO**	**BHP**	**BFHP ***	**BFUP**
Compression - f'_c	20 à 40 MPa	50 à 90 MPa	50 à 90 MPa	120 à 180 MPa
Traction - f'_t	1.5 à 2.5MPa	3.0 à 4.5MPa	3.0 à 4.5 MPa	7 à 15 MPa
Module - E_c	20 à 25 GPa	25 à 35 GPa	25 à 35 GPa	30 à 45 GPa

* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

La propriété qui nous intéresse le plus dans le cadre de ce projet n'est pas la résistance à la compression, mais plutôt son comportement à la traction lors des essais cycliques. La résistance élevée du BFUP en traction diminue la fissuration au niveau de la rotule plastique. Ce sont les fibres dans le béton qui apporte ce gain important de résistance à la traction. En ce sens, l'augmentation du pourcentage de fibres augmente de façon importante les performances en traction.



a) Comportement pré-pic **b) Comportement post-pic**

Figure 2-26 : Comportement en traction des BFUP (tirée de Charron & Desmettre, 2013)

Comparativement aux bétons non-fibrés, les bétons fibrés présentent un comportement beaucoup plus ductile. On observe un comportement linéaire élastique, suivi de l'écrouissage et de l'adoucissement du matériau une fois la capacité maximale atteinte. Ce comportement provient du fait que les fibres présentes dans les fissures empêchent la propagation et l'ouverture de celles-ci. On observe donc une quantité plus importante de macrofissures, mais beaucoup plus fine. Ces caractéristiques du BFUP sont essentielles pour obtenir une pile préfabriquée aussi résistante et ductile qu'une pile coulée en place.

CHAPITRE 3 ANALYSE DE LA DEMANDE

Le chapitre sur l'analyse de la demande a pour objectif principal d'analyser l'application de la norme CSA-S6-14 dans le contexte d'un projet réaliste pour établir un programme expérimental qui reflète la réalité en termes d'efforts, de déplacements et de quantité d'armatures. En ce sens, plusieurs plans de ponts ont été observés pour ainsi choisir une géométrie standard qui représente une quantité importante de ponts au Canada. Cette géométrie a été basée sur une pile à colonnes circulaires multiples élancées et chevêtre pour obtenir un mode de défaillance en flexion, un pont constitué de poutres NEBT1600 pour avoir une masse et des efforts sismiques importants ainsi que deux portées de 40 m pour représenter un viaduc typique. Les conclusions tirées de cette analyse sont donc valables uniquement pour une géométrie semblable. Une analyse spectrale en considérant les spectres de calculs sismiques de Vancouver, la Malbaie et Montréal a ensuite été réalisé pour avoir une vue d'ensemble du comportement sismique à travers le Canada. Une conception basée sur la force a été réalisée avec SAP2000 pour estimer la demande.

3.1 Analyse spectrale multimodale avec SAP2000

3.1.1 Modélisation du pont

Le tablier est constitué de 6 poutres NEBT1600 et d'une dalle de béton de 220 mm. Le pont mesure 13,2 m dans la direction transversale avec une largeur carrossable de 12,3 m et deux travées de 40 m de longueur. La hauteur de la pile au-dessus des semelles est de 8 m, incluant un chevêtre de 1,2 m. Les colonnes ont un espacement centre à centre de 3 m. La rigidité dans les deux axes est tenue en compte en attribuant une section et des propriétés de matériaux à chaque élément. Ainsi, le tablier, le chevêtre, les colonnes et la semelle sont représentés par des éléments de type poutre contenant les propriétés respectives de chaque composante du modèle. La Figure 3-1 et le Tableau 3-1 présentent respectivement une vue en trois dimensions de la modélisation du pont et les propriétés des trois bétons considérés dans le modèle.

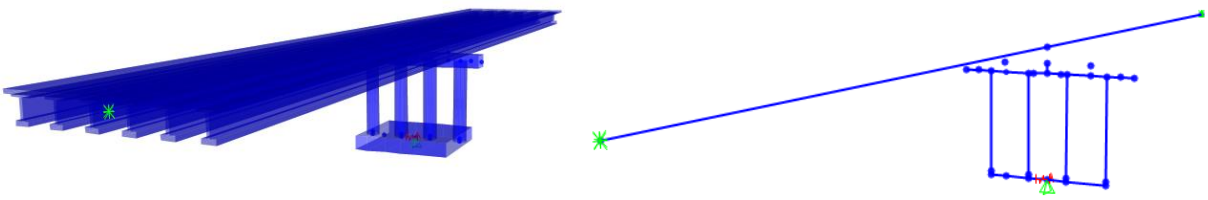


Figure 3-1 : Vue en trois dimensions de la modélisation du pont dans SAP2000

Tableau 3-1 : Propriétés des bétons utilisés dans le modèle SAP2000

Paramètre	Pile	Dalle	Poutres
f'c ($\times 10^3$ kPa)	50,0	30,0	50,0
Ec ($\times 10^6$ kPa)	30,0	24,9	31,8
Gc ($\times 10^6$ kPa)	12,5	10,4	13,3

La masse quant à elle est appliquée comme étant une masse linéaire pour tenir compte du poids additionnel des parapets (18,0 kN/m) et de l'asphalte (18,8 kN/m). Le poids total du pont de 193 kN/m est donc appliqué comme étant une masse linéaire de 19,67kN*s^2/m^2. Les deux culées sont libres dans la direction longitudinale, fixes selon l'axe transversal et vertical, alors que la rotation du tablier autour de l'axe longitudinal est considérée retenue aux culées. Ainsi, la pile reprend une partie des efforts dans la direction transversale et l'ensemble des efforts dans la direction longitudinale. Cette hypothèse est basée sur le principe que le pont est libre de se déplacer longitudinalement avec les joints de dilatations et les appuis, tandis que le mouvement est restreint dans l'axe transversal. Par la suite, différentes caractéristiques sont attribuées à la pile pour s'assurer d'un comportement adéquat. La Figure 3-2 présente la modélisation de la pile dans SAP2000 avec et sans la section de chaque élément.

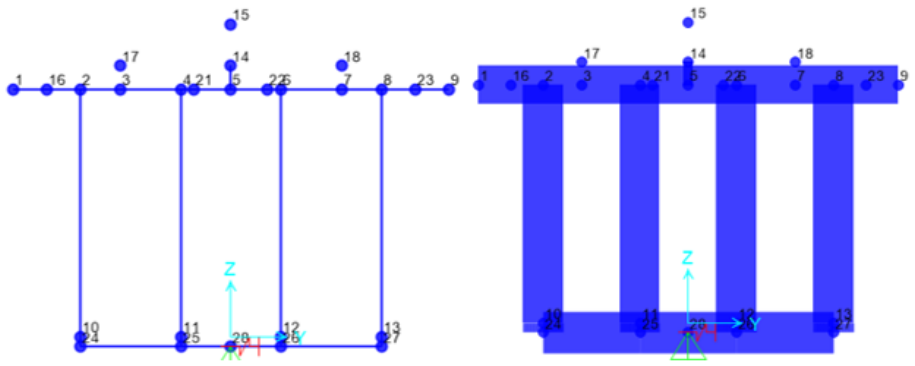


Figure 3-2 : Vue transversale en deux dimensions de la pile dans SAP2000

On peut observer sur la figure de droite quels éléments reprennent les propriétés respectives de la semelle, des colonnes et du chevêtre. Les joints 16, 3, 21, 22, 7 et 23 représentent les 6 appuis des poutres NEBT1600. La charge permanente du tablier est donc appliquée également entre ces 6 points en considérant une répartition de la charge entre les culées et la pile.

Les joints 14, 15, 17 et 18, quant à eux, servent à distribuer les efforts engendrés par le mouvement du tablier lors du séisme. Le joint 15 est situé au centre de masse du tablier et transfère les efforts longitudinaux et transversaux du tablier vers la pile, via les joins 14, 17 et 18. Les joints 17 et 18 sont situés vis-à-vis la 2e et la 5e poutre NEBT1600. Le positionnement de ces joints plus vers l'intérieur ou l'extérieur de la pile a été testé et a une influence négligeable. Voici la liste des contraintes (degrés de liberté couplés) utilisées entre les joints :

- les joints 14, 15, 17 et 18 agissent comme un ensemble selon la translation en X et Y et selon la rotation en X, Y et Z;
- le joint 17 et le joint 3 ont une contrainte de déplacement et de rotation égale en Z;
- le joint 18 et le joint 7 ont une contrainte de déplacement et de rotation égale en Z;
- le segment entre les joints 14 et 5 a la même rotation dans la direction Z.

De plus, les joints 10, 11, 12 et 13 sont situés sur le dessus de la semelle. Les joints 24, 25, 26 et 27 représentent la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle. Selon l'équation de Priestley, M. N. et al. (1996) présentée à la section 2.6.2, la longueur de la rotule plastique pour une barre 35M et une contrainte de plastification de 400MPa est de 308mm. Une valeur de 300mm a été utilisée dans le modèle SAP2000 comme longueur de pénétration de la rotule plastique dans

la semelle. Il est cependant important de mentionner que les efforts doivent être pris sur le dessus de la semelle et non à la base de la rotule plastique aux joints 24, 25, 26 et 27.

Par la suite, une section contenant l'aire brute, l'aire en cisaillement, l'inertie et le matériau a été attribuée à chaque membrure. Le chevêtre horizontal a été considéré avec ses propriétés respectives tandis que la membrure entre les joints 14 et 5 a été considérée comme infiniment rigide. Pour ce qui est de la semelle (membres entre les joints 24, 25, 26 et 27), celle-ci est considérée comme infiniment rigide également puisqu'elle est appuyée directement sur le sol. On veut donc éviter qu'elle se déforme. La Figure 3-3 présente respectivement les déformées de la colonne dans les directions transversale et longitudinale.

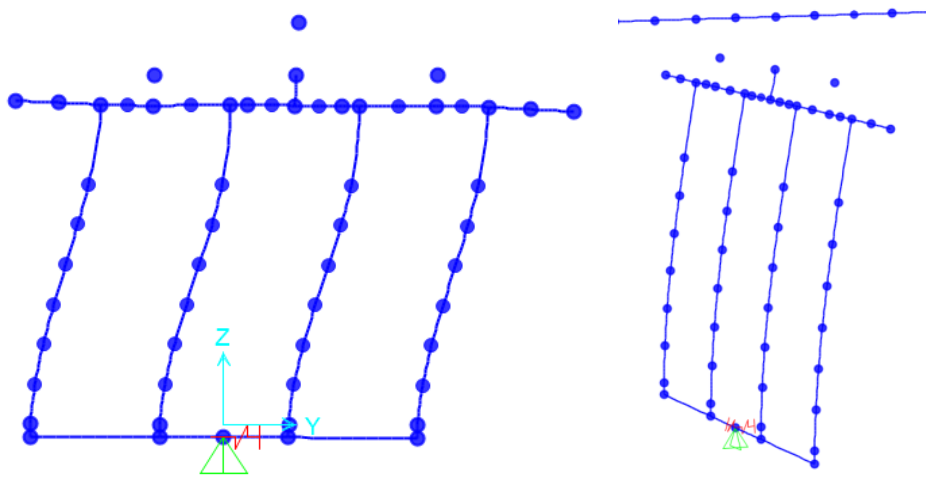


Figure 3-3 : Déformées dans les directions transversale et longitudinale.

La pile se déforme donc en double courbure dans l'axe transversal et en courbure simple dans l'axe longitudinal. De plus, il est important de considérer une section effective des colonnes pour tenir compte de la fissuration du béton. Selon Priestley, les valeurs de ratios d'inertie effective sur l'inertie globale varient de 0,3 à 0,7 pour une colonne circulaire. Cette valeur est fonction du pourcentage d'armature, de la charge appliquée, de la résistance du béton et de l'aire de la section (Priestley, M. J. N. et al., 2007). Étant donné les incertitudes sur ces valeurs à ce stade-ci des analyses, une valeur moyenne de 0,5 a été utilisée dans SAP2000. Ce paramètre est cependant directement proportionnel au déplacement de la structure et a donc une grande importance. Tel

qu'il sera vu plus loin dans le volet expérimental de ce projet, des valeurs d'inertie fissurée d'environ 0,35 ont plutôt été obtenues.

3.1.2 Modélisation du sol

La méthode de Newmark-Rosenblueth a été utilisée pour estimer les valeurs de raideurs du sol. Seulement un ressort rotationnel qui permet le balancement a été considéré étant donné qu'il s'agit d'une analyse globale qui ne tient pas compte des paramètres exacts du sol. En ajoutant un ressort vertical et horizontal, on rajouterait une certaine incertitude au modèle. La formule du balancement est présentée ci-dessous :

$$k_{\Phi} = \frac{G}{1-\nu}\,\beta_{\Phi}\,b\,a^2 \tag{3.1}$$

Les valeurs de a et b représentent respectivement la dimension de la semelle dans la direction parallèle et perpendiculaire au séisme et le β_{Φ} est un paramètre adimensionnel donné par l'abaque présentée sur la Figure 3-4.

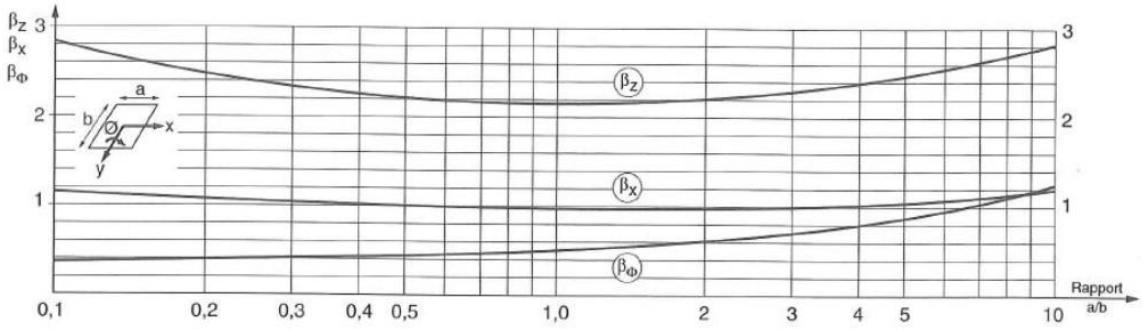


Figure 3-4 : Abaque des coefficients de Newmark (Tirée de Buchi, 2013)

Dans la direction longitudinale, pour un rapport de la semelle de 8/13, on obtient un β_{Φ} de 0,45 tandis que dans la direction transversale, pour un rapport de la semelle de 13/8, on obtient un β_{Φ} de 0,55. Le module de rigidité G doit ensuite être estimé pour pouvoir appliquer la formule de Newmark-Rosenblueth. Au tableau 4.1 de la norme S14, on définit les vitesses moyennes de l'onde de cisaillement en fonction de la classe du site. Ainsi, pour une classe de site C, soit un sol très dense et roche tendre, la valeur de V_s est établie entre 360 et 760 m/s. On choisit donc une valeur

moyenne de 560 m/s. Pour ce qui est de la masse volumique du sol, Tamahloult et Branci (2011) définissent les caractéristiques physiques propres du sol dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2: Caractéristiques physiques propres du sol (tiré de Tamahloult & Branci, 2011)

Vitesse d'onde de cisaillement du sol V_s (m/s)	Densité du sol ρ (kN/m^3)	Coefficient de poisson ν
100	18	0,45
200	18	0,40
400	20	0,30
800	22	0,30

Pour une onde de cisaillement de 560 m/s, on peut donc estimer une densité de sol de 21 kN/m^3 et un coefficient de Poisson de 0,3. L'équation suivante permet ensuite de calculer le module de rigidité du sol :

$$G = \rho V_s^2 \tag{3.2}$$

En utilisant les paramètres mentionnés ci-dessus dans la formule de Newmark-Rosenblueth, on obtient respectivement une valeur de k_Φ de 710×10^6 et 360×10^6 kN-m/rad respectivement pour la rotation selon l'axe transversal et longitudinal.

3.1.3 Charge sismique

Le code spécifie dans l'article 4.5.3.3 qu'au moins 90% de la masse de la superstructure et une partie des éléments de la sous-structure qui contribuent à la masse inertielle doivent être considérées dans le calcul. Il faut donc s'assurer que suffisamment de modes sont pris en compte pour engendrer cette masse. Dans ce modèle-ci, 10 modes sont suffisants pour solliciter 90% de la masse. En ajoutant plus de modes, on inclurait des modes avec une très petite période qui sont pratiquement improbables. Le Tableau 3-3 présente le pourcentage de masse participante pour les 3 modes importants.

Tableau 3-3 : Pourcentage de la masse participante des modes importants

Direction	Mode	% de la masse participante
Longitudinale	Mode 1	99,96%
Transversale	Mode 4	82,81%
	Mode 10	8,29%

SAP2000 utilise ensuite les valeurs spectrales interpolées à la période correspondant au mode étudié multiplié par le pourcentage de masse participante pour calculer les efforts transversaux et longitudinaux. Pour les efforts transversaux qui sollicitent deux modes différents, une combinaison des réponses modales est effectuée. Le code établit différentes combinaisons de chargement dans l'article 4.4.9.2. Il est possible d'utiliser des séismes verticaux ou bien de considérer un coefficient de pondération de la charge morte de 0,8 et 1,25 (CSA-S6-14, tableau 3.3). Les cas de charges sismiques suivants ont été utilisés :

- 0,8D + 30%SPX + 100%SPY;
- 0,8D + 100%SPX + 30%SPY;
- 1,25D + 30%SPX + 100%SPY;
- 1,25D + 100%SPX + 30%SPY.

Par la suite, la norme permet de diviser ces efforts par un coefficient de modification de réponse selon le type d'élément ductile étudié. Dans le cas d'une pile à poteaux multiples et chevêtre, on peut utiliser une valeur de R=4 pour la direction longitudinale (courbure simple) et R=5 pour la direction transversale (courbure double) (CSA-S6-14, tableau 4.17). On ne doit cependant pas réduire le déplacement. De plus, les forces obtenues doivent être multipliées par un facteur d'importance I_E qui a été posé égal à 1.0 dans le cas de cette analyse (CSA-S6-14, article 4.4.7.3). Pour des ponts d'une importance supérieure, un facteur de 1,5 est mentionné.

Un des critères les plus importants de cette analyse, et dont on ne fait pas clairement mention dans la norme, est le déplacement maximal permis. On indique seulement que la structure doit respecter un certain critère d'endommagement suite à un séisme. En terme d'efforts, une colonne avec un petit diamètre, mais beaucoup d'armatures permet de résister amplement aux efforts réduits. Cependant, une faible rigidité induit des déplacements importants au niveau du tablier qui peuvent

endommager la structure dans le cas de séismes importants. Un déplacement maximal total de 200 mm (100 mm dans chaque direction) pour une période de retour de 475 ans a été choisi. La période de retour est un choix de concepteur basé sur les critères de performance en fonction de l'importance de l'ouvrage (CSA-S6-14, tableau 4.15 et 4.16). La valeur de 200 mm, quant à elle, a été vérifiée avec le Manuel de conception des structures du MTQ (2017) selon lequel on permet un déplacement entre 100 et 200 mm pour deux joints de tablier à une garniture à chacune des culées.

De plus, dans le cas d'une pile encastrée au bas et rotulée en haut, le manuel de conception des structures établit aussi un critère de déplacement maximal produit par le CL-625 (Article 11.1.4) sous l'effet du freinage :

$$D_b = \frac{F_b \alpha_L h^3}{3E_c I} \tag{3.3}$$

où Fb: Force de freinage sur une pile, en N
α_L : Coefficient de pondération à l'ÉLUT nº1
h : hauteur libre de la pile
I : Inertie de la pile suivant un axe perpendiculaire à la force

La force de freinage est définie comme étant équivalente à 180kN + 10% de la portion de surcharge de voie uniformément répartie d'une voie de calcul (CSA-S6-14 Article 3.8.6). En utilisant deux portées de 40 m et une charge uniformément répartie de 9kN/m, on obtient une valeur de 252 kN comme force de freinage. Le coefficient α_L est pris égal à 0,9 selon le tableau 3.2 de la norme pour les coefficients de surcharge routière pour les états limites ultimes. Un chevêtre de 1200 mm, des colonnes de 6800 mm, un encastrement situé à 300 mm dans la semelle et un système d'appuis de 200 mm permettent d'obtenir une hauteur de la pile de 8 500mm. Le MTQ utilise généralement une valeur absolue de déplacement sous la charge de freinage de 10mm. Cette limite sera cependant remise en question dans la section Analyse des résultats. L'inertie obtenue est ensuite convertie en diamètre de colonne. Avec ces valeurs, on obtient un diamètre de la pile de 950mm et un moment fléchissant de 2142kN-m causé par la force de freinage.

3.2 Résultats de l'analyse multimodale

Le Tableau 3-4 présente le dimensionnement de la colonne dans chaque région pour résister aux efforts sismiques et de freinage, tout en respectant les critères de déplacements maximaux. Les

notations M_{f_long} et M_{f_trans} signifient respectivement le moment pondéré maximum dans la direction longitudinale et transversale. Pour Montréal et La Malbaie, deux valeurs se trouvent dans la colonne de M_{f_long}. Celles-ci correspondent aux moments obtenus de l'analyse spectrale ainsi que la force produite par le CL-625.

Tableau 3-4 : Dimensions des colonnes pour Montréal, La Malbaie et Vancouver avec l'analyse multimodale

Région	Diamètre de la colonne	Mf_{long}	Mf_{trans}	Pourcentage d'armature	Moment résistant	Déplacement longitudinal (475 ans)	Période longitudinale
	(m)	(kN*m)	(kN*m)	%	(kN*m)	(mm)	(s)
Vancouver	1.2	2786	606	1.24%	3007	85	1,45
La Malbaie	0.95	1533/2142	460	1.98%	2151	83	2,29 ou 2
Montréal	0.95	515/2142	192	1.98%	2151	31	2,29 ou 2

Il ressort donc de cette analyse que pour Vancouver, le déplacement sous la charge sismique gouverne le diamètre de la colonne, tandis que pour Montréal et La Malbaie, c'est plutôt le déplacement sous la force de freinage qui est critique. Pour Montréal, qui a un spectre de calcul sismique plus faible que les autres villes, il est important de spécifier que dans l'éventualité où le déplacement sous la charge de freinage ne serait pas considéré, le diamètre des colonnes se verrait diminuer considérablement. En effet, plus le diamètre de la colonne diminue, plus sa période et donc ses efforts diminuent. La résistance demeure donc supérieure à la demande et ce, jusqu'à un diamètre de colonne très petit.

Les efforts transversaux sont également très faibles. Bien que la période transversale soit plus courte, les culées reprennent une partie importante de l'effort sismique. De plus, la rigidité du tablier diminue les efforts transversaux de la pile. En effet, plus la pile est flexible, plus le tablier reprend des efforts qu'il transmet aux culées. C'est pourquoi la proportion de la répartition des efforts entre les culées et la pile est plus importante pour Vancouver que pour La Malbaie ou Montréal.

Les valeurs du moment résistant ont été obtenues à partir du logiciel SAP2000 qui permet de calculer le diagramme d'interaction de l'effort axial en fonction du moment fléchissant (M-P). Il suffit de déterminer le diamètre de colonne circulaire, la résistance du béton et de l'acier, les coefficients de résistance de l'acier et du béton ($\emptyset_c$ = 0,75, $\emptyset_s$ = 0,90), l'enrobage des barres

(75 mm), le nombre de barres d'acier et la dimension des barres (35M). En variant la quantité d'armatures, il est possible d'optimiser le pourcentage d'acier qui résiste au moment maximal pour la force axiale minimale.

3.3 Analyse des résultats

On peut donc conclure que c'est le déplacement maximal permis soit pour la charge sismique ou la charge du camion CL-625 qui détermine le diamètre des colonnes. Le déplacement maximal permis sous la charge sismique n'est pas clairement indiqué dans la norme et la période de retour utilisée peut varier d'un concepteur à l'autre. Il est difficile de quantifier l'endommagement des appareils d'appuis et des joints, ce qui permet une grande liberté au concepteur. Le même principe est applicable au déplacement maximal sous la charge de freinage du CL-625. Le déplacement maximal de 10 mm semble arbitraire. En effet, il serait plus judicieux de considérer une limite en fonction d'un ratio de déplacement pour lequel la colonne demeure dans une limite élastique, à laquelle il serait possible de fixer une limite absolue maximale pour éviter l'endommagement des appareils d'appuis. La modification de cette limite permettrait des diamètres de colonnes plus petits et donc des pourcentages d'armatures plus importants lorsque le CL-625 gouverne les calculs. Pour le programme expérimental, il est donc pertinent de comparer les deux piles de pont en fonction de leur comportement pour des déplacements moins important, de l'ordre de 100 mm, pour être cohérent avec le déplacement sismique maximal. De plus, les efforts longitudinaux sont beaucoup plus importants que les efforts transversaux. Puisque les culées reprennent une partie des efforts transversaux, ce résultat semble logique, bien que la période transversale soit plus faible. Pour le programme expérimental, il apparaît donc logique de tester la colonne uniquement en courbure simple.

La prochaine étape de l'analyse de la demande serait de réaliser une conception basée sur la performance pour vérifier les critères de performance du Tableau 4.16 de la norme CSA-S6-14. Cette analyse permettrait notamment de vérifier les déformations du béton et de l'acier pour chaque période de retour pour s'assurer du respect des niveaux de performance du Tableau 4.15 de la norme CSA-S6-14. Cependant, l'objectif de ce chapitre étant de déterminer la demande sismique pour déterminer les efforts du programme expérimental, l'analyse complète de la performance n'apporte pas d'information additionnelle de ce côté. Il est néanmoins pertinent de comprendre ces deux tableaux pour déterminer lors du programme expérimental le type de service attribuable à

chaque état d'endommagement de la structure. Pour un service immédiat, les déformations de compression du béton ne doivent pas dépasser 0,004 et aucune barre d'armature ne doit plastifier. Pour un service limité, les déformations en traction de l'acier ne doivent pas dépasser 0,015. Pour un service interrompu, on tolère un éclatement important du béton, pour autant que le noyau central ne s'écrase pas. Les déformations maximales de l'acier sont de l'ordre de 0,050.

CHAPITRE 4 PHASE EXPÉRIMENTALE DU PROJET

4.1 Portée des essais

Dans le cadre de la phase expérimentale, deux piles de ponts ont été construites. D'une part, la pile de référence (REF), dimensionnée avec des armatures continues selon le code CSA-S6-14 et, d'autre part, la pile préfabriquée (PRE), assemblée avec un joint en BFUP dans la zone de rotule plastique. La comparaison des résultats fournira de l'information sur l'efficacité de cette technique de construction et s'inscrit dans le cadre d'un vaste programme de recherche ayant pour objectif l'implantation des spécifications dans la norme CSA-S6. L'information recueillie durant ces essais ne permettra pas de tirer des conclusions globales pour la norme, mais plutôt d'avoir une idée du comportement sismique d'une colonne circulaire avec joint en BFUP de 300mm et un chevauchement de 10 diamètres de barres. Des essais futurs permettront ensuite de valider la précision et la justesse des résultats.

4.2 Conception des piles et plans pour la construction

Tout d'abord, le dimensionnement a été fait de telle sorte que la pile puisse développer la pleine résistance des barres longitudinales et obtenir une rupture en flexion. Pour ce faire, la pile doit être suffisamment élancée pour éviter une rupture en cisaillement. La norme A23.3 [10.7] distingue les poutres élancées des poutres profondes par leur rapport de la portée de cisaillement sur la hauteur (a/h) supérieur à 2. Pour Vancouver, les analyses précédentes ont permis de déterminer un diamètre de colonne de 1,2m pour une pile de 8,0m de hauteur, ce qui correspond à un rapport a/h de 6,67 que l'on doit considérer pour la mise à l'échelle du spécimen.

Le laboratoire impose aussi certaines restrictions quant à la géométrie de la pile et la force maximale que l'on peut appliquer pour obtenir la rupture du spécimen. La hauteur nette totale du système de chargement 6DDL est de 4350mm. Suite à quelques itérations, des hauteurs de semelle et de colonne respectivement de 700 et 3650 mm ont été posées pour respecter une mise à l'échelle de facteur 2.0. Pour respecter l'élancement de la pile, un diamètre de 600 mm permet d'obtenir un a/h de 6,0, ce qui est similaire à la pile réelle dimensionnée pour Vancouver.

Le pourcentage d'armature dans la colonne est aussi un aspect important à considérer. Pour la pile préfabriquée, les barres d'armature longitudinales de la semelle et de la colonne doivent venir se

chevaucher en respectant un certain dégagement entre les barres. La Figure 4-1 présente le chevauchement au niveau de la rotule plastique pour 2% et 3% d'armature, avec un enrobage de 45 mm et des étriers 15M. Les barres en noir sont celles de la colonne tandis que les barres en blanc sont celles provenant de la semelle.

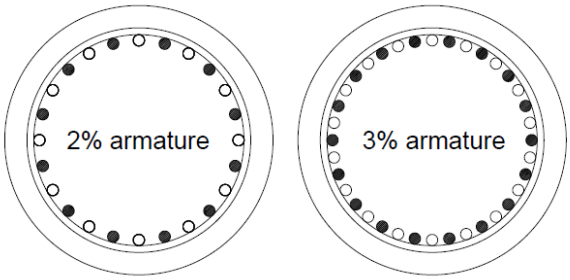


Figure 4-1 : Chevauchement des barres longitudinales pour 2% et 3% d'armature

Pour 3% d'armature, l'espacement net entre les barres est de 14 mm tandis que pour 2% d'armature, il est de 33 mm. La norme A23.3 [A6.6.6.2.3] établit un espacement minimum supérieur à $1{,}4d_a$, $1{,}4d_b$ ou bien 30 mm. La limite de 2% s'avère donc un choix plus judicieux pour respecter un certain dégagement des barres et permettre une certaine tolérance lors de la construction. De plus, pour la pile préfabriquée, un joint en BFUP de 300 mm avec 3% de fibres et un chevauchement de 10 diamètres de barres a été choisi. Ces valeurs ont été déterminées à la suite des travaux de Dagenais (2014) et Lagier, F. E. (2015) relatifs au comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans le BFUP. Dans leurs travaux, ces valeurs permettaient de développer la pleine capacité des barres.

Le dimensionnement complet de la pile est présenté à l'ANNEXE B. La pile préfabriquée ainsi que la pile de référence ont les mêmes détails d'armature, à l'exception du joint de chevauchement. Étant donné que la semelle est ancrée, elle n'est pas dimensionnée comme une semelle ordinaire. Elle est plutôt soumise à des moments positifs et négatifs qui sont difficiles à estimer. Pour éviter toute fissuration ou rupture dans la semelle et le chevêtre, ceux-ci ont été dimensionnés de façon conservatrice. Un résumé des plans soumis pour construction est présenté aux figures suivantes.

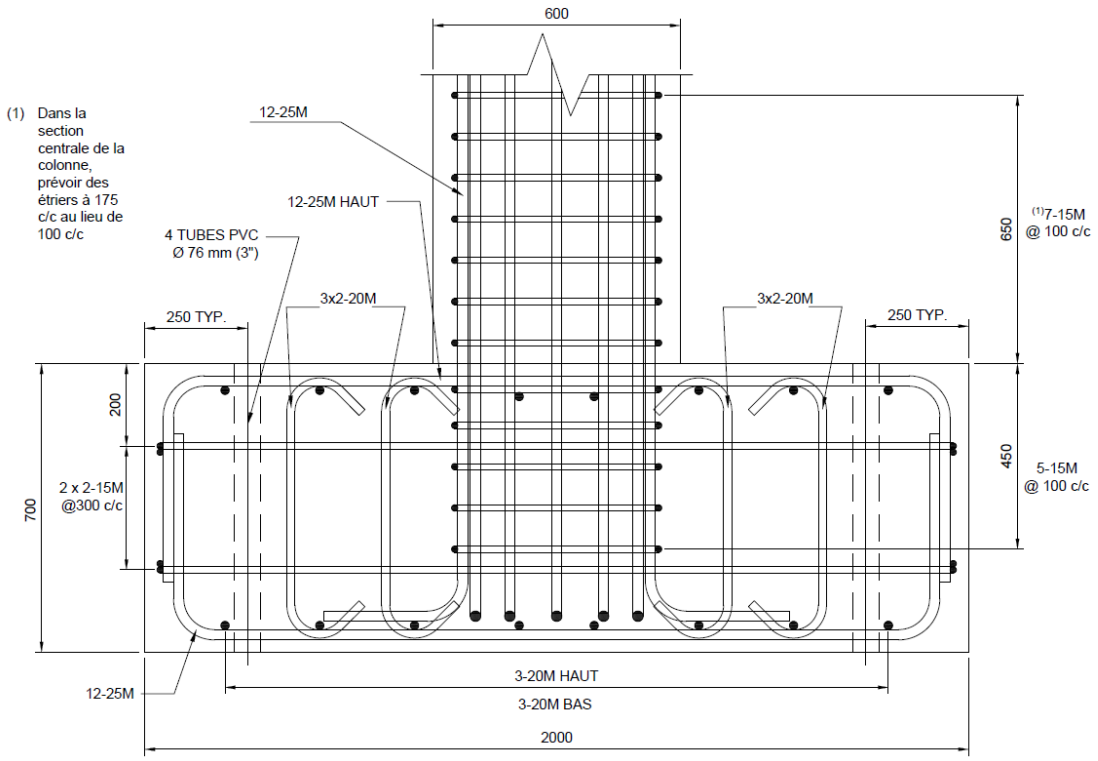


Figure 4-2 : Coupe longitudinale de la semelle

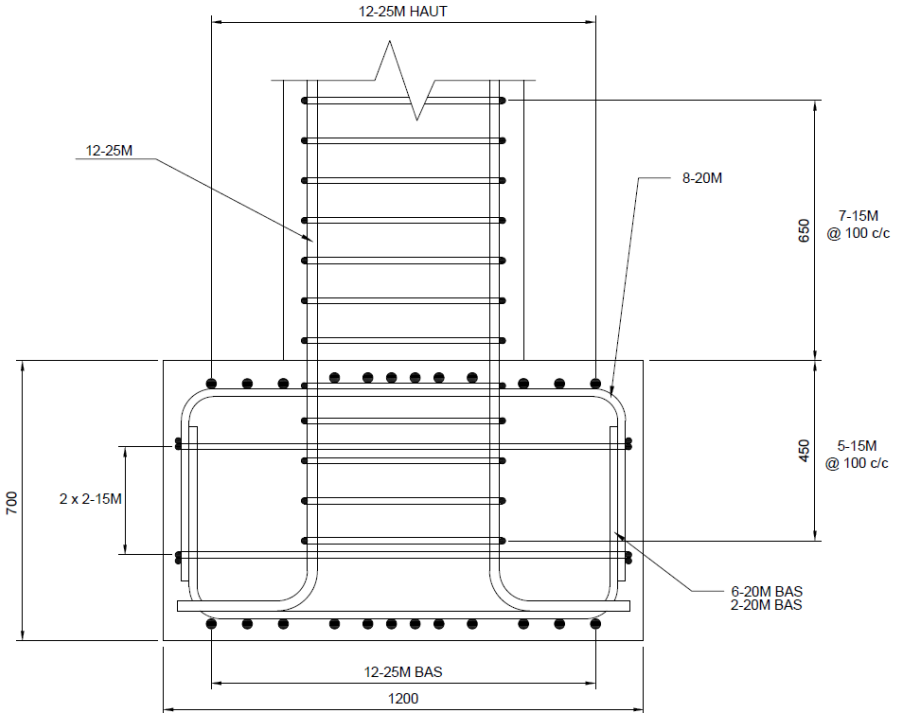


Figure 4-3 : Coupe transversale de la semelle

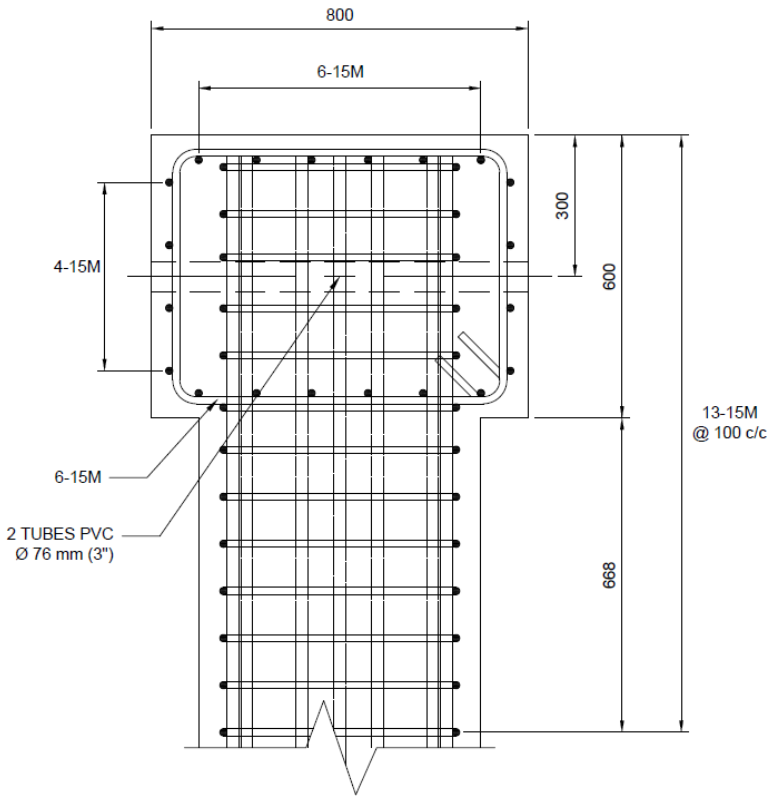


Figure 4-4 : Coupe longitudinale du chevêtre

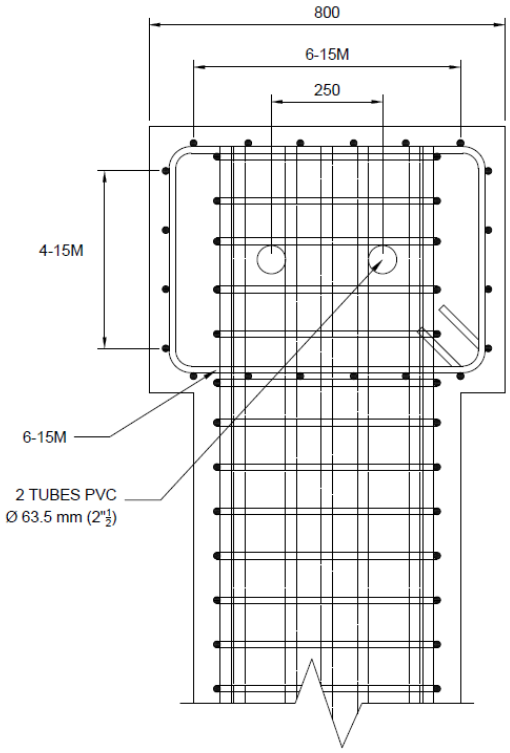


Figure 4-5 : Coupe transversale du chevêtre

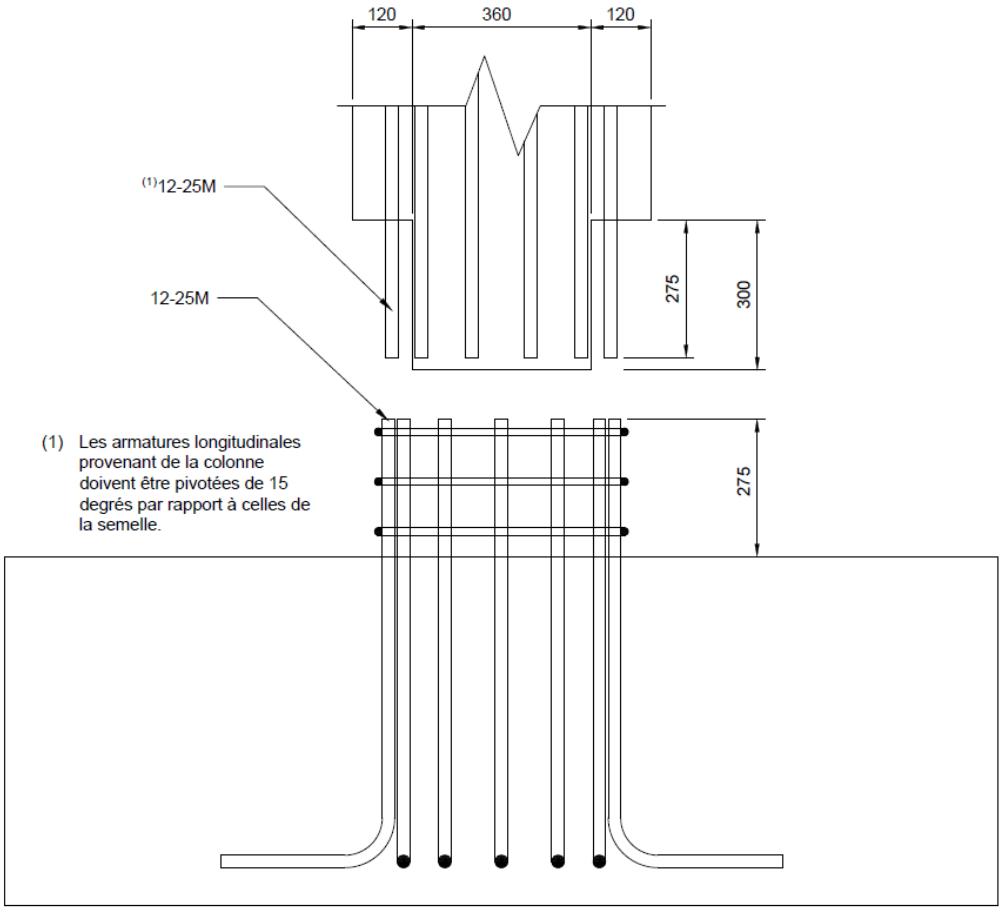


Figure 4-6 : Assemblage de la pile préfabriquée

4.3 Fabrication de la pile REF et PRE

Cette section explique le déroulement du processus de fabrication des deux piles. La majorité des travaux de fabrication a été réalisée à l'usine de Béton Préfabriqué du Lac (BPDL), située à Saint-Eugène. Cette usine est spécialisée dans la fabrication d'éléments structuraux et architecturaux en béton armé et béton précontraint. Les employés qui y travaillent ont notamment réalisé de nombreux projets construits à 100% en éléments préfabriqués et sont donc très bien équipés pour ce type de projet.

Pour minimiser le nombre de coulées, la construction des deux piles a été réalisée en parallèle. La semelle de référence ainsi que la colonne préfabriquée ont été coulées au même moment, puis le reste de la pile de référence et la semelle préfabriquée ont été coulés par la suite. Cela a permis de réutiliser le coffrage de la semelle et du chevêtre et d'avoir seulement deux coulées. La pile

préfabriquée a été livrée à Polytechnique en deux morceaux qui ont ensuite été assemblés sur place par l'équipe du Laboratoire avec le joint en BFUP.

4.3.1 Fabrication de la semelle de la pile de référence et de la colonne préfabriquée

Les semelles sont ancrées à la dalle d'essais du laboratoire avec des barres d'acier 35M qui traversent la semelle de la pile, la plaque inférieure du système 6DDL et la dalle du laboratoire. On doit donc s'assurer que les tubes de PVC, permettant le passage de ces barres, soient bien enlignés avec les trous présents dans la dalle. Pour en être certains, des tubes en PVC de trois pouces de diamètre ont été utilisés pour permettre une plus grande tolérance. Des rondelles en bois ayant le même diamètre interne que les tubes en PVC ont été vissées au fond du coffrage, puis la verticalité des tubes a été établie avec des niveaux et des rubans à mesurer. Par la suite, des ancrages ont été posés à chaque coin pour faciliter la manutention et le coffrage a été renforci à l'aide de tiges d'acier pour éviter qu'il ouvre. Le tout est illustré à la Figure 4-7.

Figure 4-7 : Positionnement des armatures et des tubes de PVC pour la pile de référence

En parallèle de la fabrication de cette semelle se déroulait la préparation de la colonne préfabriquée. Pour faciliter les travaux, il a été établi de couler la colonne à l'envers. En procédant ainsi, le chevêtre agit à titre de semelle, ce qui est plus stable. De plus, la pression du béton frais est moindre au niveau du joint, ce qui permet de simplement utiliser un beigne en styromousse pour remplir la zone du joint. Un autre avantage est de pouvoir sortir les fils par le béton frais et donc d'éviter de percer le *Sonotube* et de prendre le risque que ce dernier ouvre lors de la coulée.

De la même façon que la semelle, la cage d'armature a été montée avec les tubes de PVC. L'alignement a été vérifié, puis le beigne de styromousse a été posé. Par la suite, la section supérieure du coffrage a été insérée, mise en place, puis solidifiée à l'aide de courroies et de blocs de béton. Une synthèse de l'avancement de la préparation de la colonne préfabriquée est présentée à la Figure 4-8.

Figure 4-8 : Construction de la colonne préfabriquée

Lors de la coulée, la trop grande chute du béton frais s'est avérée problématique. Pour diminuer la chute, nous avons utilisé un entonnoir avec un long tube qui permettait de se rendre jusqu'au fond du coffrage. On devait cependant le retirer à plusieurs reprises pour pouvoir vibrer jusqu'au fond du coffrage. L'utilisation d'un béton ayant un affaissement de 180 ± 40 mm permet notamment au béton de mieux se placer naturellement jusqu'au fond du coffrage et éviter la formation de nid d'abeilles. Lors de la réception du béton, l'affaissement était de 180 mm, ce qui permettait de rajouter un adjuvant autoplaçant pour s'approcher du 220 mm acceptable et de faciliter la mise en place du béton.

4.3.2 Fabrication de la semelle de la pile préfabriquée et de la colonne de référence

La fabrication de la semelle préfabriquée s'est effectuée de la même façon que l'autre semelle. Le réel défi était de s'assurer que les barres provenant de la colonne puissent bien s'assembler avec

les barres provenant de la semelle. Un gabarit en bois a permis d'identifier la position exacte des barres de la colonne, puis de décaler de 15 degrés les barres de la semelle. De plus, des tubes ont été posés dans la semelle pour accueillir les fils provenant de la colonne. Le résultat, une fois coulé, est présenté à la Figure 4-9.

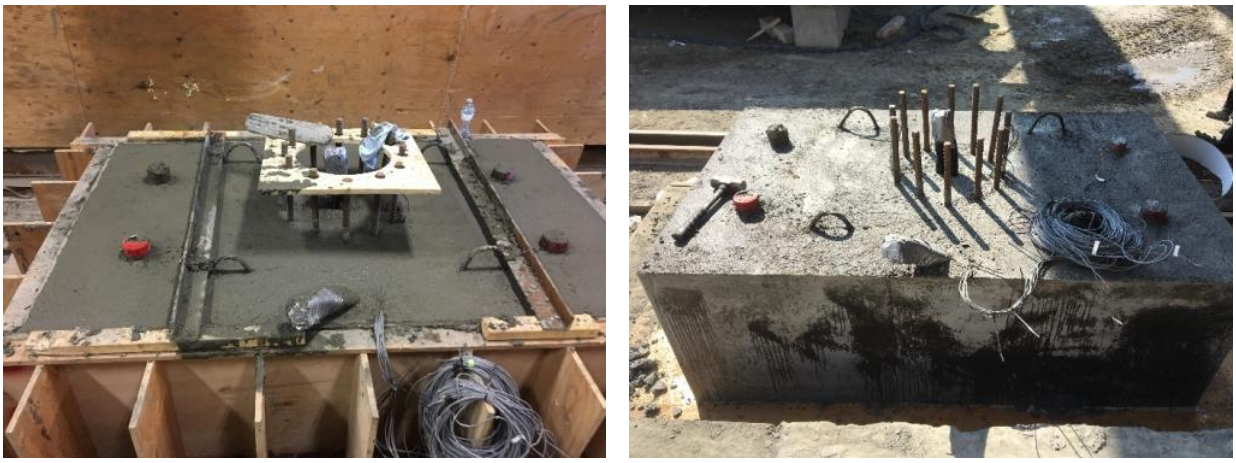


Figure 4-9 : Coulée de la semelle préfabriquée

En parallèle avec la préparation de la semelle PRE s'est déroulé la préparation du reste de la pile de référence. Le coffrage de la colonne et du chevêtre ont tout d'abord été mis en place, puis la cage d'armatures du chevêtre a été déposée par-dessus avec les tubes de PVC, tel que montré à la Figure 4-10. Il était très important de bien fixer le coffrage à la semelle pour éviter que celui-ci se soulève avec la pression du béton.

Figure 4-10 : Coulée de la colonne de référence

4.3.3 Fabrication du joint en BFUP

Le principal défi dans la fabrication du joint en BFUP est de s'assurer de la verticalité de la colonne, de l'alignement du chevêtre avec la semelle, ainsi que du chevauchement des barres d'armatures. Cette étape s'est avérée relativement ardue étant donné que les barres ne sont pas parfaitement droites ni décalées d'exactement 15 degrés. L'utilisation de styromousse était simple d'utilisation, mais diminue légèrement la précision quant à la position des barres longitudinales. Les trous dans le styromousse étaient percés légèrement plus grand que les barres pour éviter d'avoir à forcer lors de la mise en place du styromousse qui est un matériau facile à briser. Cependant, cet espace supplémentaire fait en sorte que les barres ne sont pas positionnées exactement à leur endroit respectif. Une piste d'amélioration serait de concevoir un coffrage en bois pour remplacer le styromousse. Somme toute, le résultat s'est avéré bien satisfaisant tel que présenté à la Figure 4-11.

Figure 4-11 : Positionnement de l'armature du joint en BFUP

Le coffrage, quant à lui, était très simple à construire et à utiliser. Deux systèmes de chute ont été installés à l'opposé l'un de l'autre. Étant donné que le BFUP utilisé est un matériau autoplaçant, il suffisait de couler jusqu'à ce que le BFUP sorte de l'autre côté. On était donc certain que l'air puisse sortir et que le béton avait rempli tout l'espace. Une glissière en *sonotube* permettait ensuite de faire un fini plus égal. Une cure humide de 7 jours a ensuite été appliquée. L'ensemble de ces procédures ainsi que le résultat final sont présentés à la Figure 4-11.

Figure 4-12 : Coffrage, coulée et résultat final du joint en BFUP

4.4 Matériaux

Pour analyser les résultats, il est essentiel d'avoir une bonne caractérisation des matériaux. La section suivante traite des propriétés du BHP, du BFUP et de l'acier utilisés.

4.4.1 BHP

En consultant différents plans de construction moderne, il a été déterminé d'utiliser un béton non fibré de 50 MPa à 28 jours. Le mélange utilisé, présenté au Tableau 4-1, est le même que pour les poutres précontraintes NEBT.

Tableau 4-1 : Propriétés cibles et formulation du BHP

Propriétés cibles du mélange		
Résistance en compression (28 jours)	[MPa]	50
Affaissement (avant SP)	[mm]	40-70
Grosseur nominale maximale	[mm]	5-14
Pourcentage d'air	[%]	5-8
Rapport eau/liants	-	0.32

Matériaux			
	Type	**Quantité [kg/m^3]**	**Volume [m^3]**
Ciment	Gub-SF	440	0.142
Sable	Sable naturel	749	0.285
Pierre	14mm calcaire	1000	0.365
Eau	-	139	0.139
Entraîneur d'air	AirMac 12	0.11	0.000
Superplastifiant	Plastol 6400	3.00	0.002
Réducteur d'eau	EUCON DX	0.88	0.001
		2331.99	0.934

La petite taille des spécimens et l'utilisation d'une toupie béton ayant une capacité élevée a permis une seule gâchée pour chaque coulée. Une dizaine de cylindres de chaque coulée ont été prélevés pour caractériser le béton, puis entreposés en cure humide pendant 7 jours. Ainsi, quatre essais de compression et un module ont été réalisés à 28 jours, tandis qu'au moment de l'essai, seulement le béton des colonnes a été testé. Un sommaire des résultats est présenté au Tableau 4-2.

Tableau 4-2 : Propriétés mécaniques du béton ordinaire à 28 jours et au moment des essais

	Échéance [Jours]	f'c [MPa]	E [MPa]	ν
REF-1 Semelle	28	59,7	35507	0,261
PRE-1 semelle	28	54,7	35864	0,252
REF-1 colonne	28	54,7	35864	0,252
	48	61,3	36771	0,244
PRE-1 colonne	28	59,7	35507	0,261
	72	53,9	35588	0,246

Tel qu'on pouvait s'y attendre, les deux bétons ont une résistance supérieure à 50MPa. La valeur du module élastique et du coefficient de Poisson concordent avec les valeurs attendues pour ce type de béton.

4.4.2 Béton fibré à ultra-hautes performances

Le béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) utilisé est un mélange à 3% de fibres en volume, fourni par Matériaux King. Il est commercialisé sous l'appellation UP-F3 POLY puisqu'il s'agit d'un mélange développé à Polytechnique Montréal. Sa résistance cible à 28 jours est de 120 MPa en compression et de 9,5 MPa en traction.

La quantité de BFUP estimée pour ce projet, incluant la caractérisation, est de 100 litres. Puisque d'autres projets nécessitaient l'utilisation d'une quantité importante de BFUP, un malaxeur ayant une capacité de 500 litres a été utilisé. Une seule gâchée a donc été suffisante. Lors de la coulée, 4 cylindres, 3 os et 3 prismes ont été prélevés. Les propriétés en compression obtenus des cylindres sont présentées au Tableau 4-3.

Tableau 4-3 : Propriétés mécaniques en compression du BFUP UP-F3 POLY

	Échéance	f'_c	E	ν
	(Jours)	(MPa)	(MPa)	-
BFUP	54	119,2	39692	0,228

Les propriétés de traction du BFUP ont été obtenues des essais de traction des os. L'essai consiste simplement à installer des potentiomètres linéaires sur les 4 faces de l'os, à l'ancrer avec un système

de mâchoires, puis à tirer avec un taux de chargement de 0,1 mm/min jusqu'à l'atteinte d'une perte de charge correspondante à 70% de la charge maximale. Le taux de chargement est ensuite augmenté à 0,2mm/min jusqu'à 50% de la charge maximale, 0,5 mm/min jusqu'à 30%, puis 1 mm/min jusqu'à l'arrêt de l'essai. Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4-13.

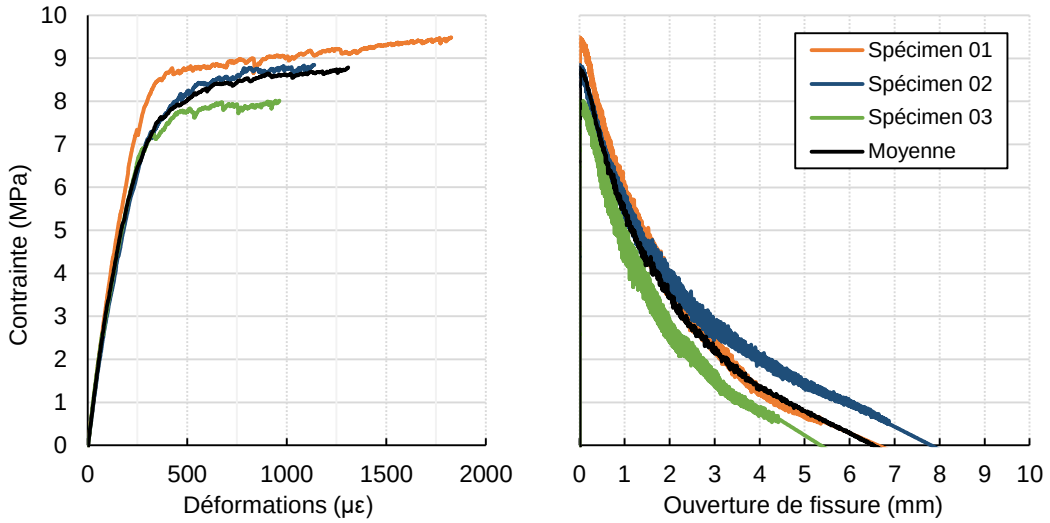


Figure 4-13 : Comportement en traction du BFUP obtenus des essais en traction sur os

Une rupture dans la zone centrale de l'os est attendue de cet essai puisque cette zone comporte la plus petite aire de section. Cependant, puisque l'os est conçu avec un changement de section abrupte, une concentration de contrainte est générée dans cette zone. De plus, les mâchoires ne permettent pas la rotation de l'os comme un système de rotule le ferait. Ceci génère donc de la flexion dans l'os si ce-dernier n'est pas parfaitement aligné. Pour les trois os, la fissure est apparue dans la zone de changement de section tel que présenté à la Figure 4-14. Pour calculer la contrainte de traction dans le BFUP, l'aire de la section centrale est néanmoins utilisée puisque la section centrale a résistée à cette charge. La résistance en traction moyenne à l'ultime est de 8,78 MPa, ce qui est environ 10% plus faible que la résistance attendue. La différence entre les résultats obtenus en traction directe peut s'expliquer par le fait que les fibres, qui ont été fournies par Matériaux King, étaient différentes des fibres usuellement utilisées. En effet, celles-ci présentent une homogénéité dimensionnelle, des propriétés de revêtements et des propriétés mécaniques plus faibles qu'à l'habitude. Le béton UP-F3 POLY utilisé est donc légèrement moins performant en traction qu'un BFUP 3% conventionnel.

Figure 4-14 : Essais de traction directe sur les os en BFUP

4.4.3 Acier d'armature

Le grade d'acier d'armature utilisé est de type 400W. Ce type d'acier est cohérent avec les travaux récents en matière d'infrastructure routière et est requis pour les zones ductiles devant dissiper l'énergie induites par les séismes dû à la présence d'un plateau plastique bien défini, d'une résistance ultime nettement supérieure à la limite élastique et d'une grande ductilité à la rupture. Les barres longitudinales pour les deux colonnes ont été fournies par Acier AGF puisqu'elles nécessitaient l'installation des jauges préalablement à la fabrication des piles. Les autres armatures ont été fournies par BPDL directement.

Des essais ont ensuite été réalisés sur les barres longitudinales uniquement puisque ce sont uniquement ces barres qui atteignent la contrainte maximale. La forme circulaire des étriers ne permettait pas de réaliser des essais de traction sur ceux-ci. Les barres longitudinales ont donc été commandées plus longues, puis coupées à Polytechnique Montréal pour être certain de tester les mêmes barres. Les barres correspondantes aux armatures instrumentées, c'est-à-dire les armatures

situées à la fibre extrême de colonnes, ont été testées en premier lieu. Par la suite, deux autres barres déterminées aléatoirement ont été testées pour vérifier l'uniformité du lot.

L'essai réalisé sur l'ensemble des barres consiste simplement à ancrer les barres dans des mâchoires de la presse *Instron* à Polytechnique Montréal, puis à appliquer une force de traction en imposant un taux de chargement prédéfini jusqu'à l'atteinte de la limite élastique, puis à augmenter ce taux jusqu'à rupture. Le taux de chargement en mm/s est établi en fonction de la longueur de la barre, pour obtenir un taux de chargement en kN/s conforme à l'ASTM-E8 article 7.6.3.1 et 7.6.4. L'aire utilisée correspond à l'aire nominale d'une barre 25M, soit 500 mm^2. Les résultats obtenus sont présentés à la Figure 4-15.

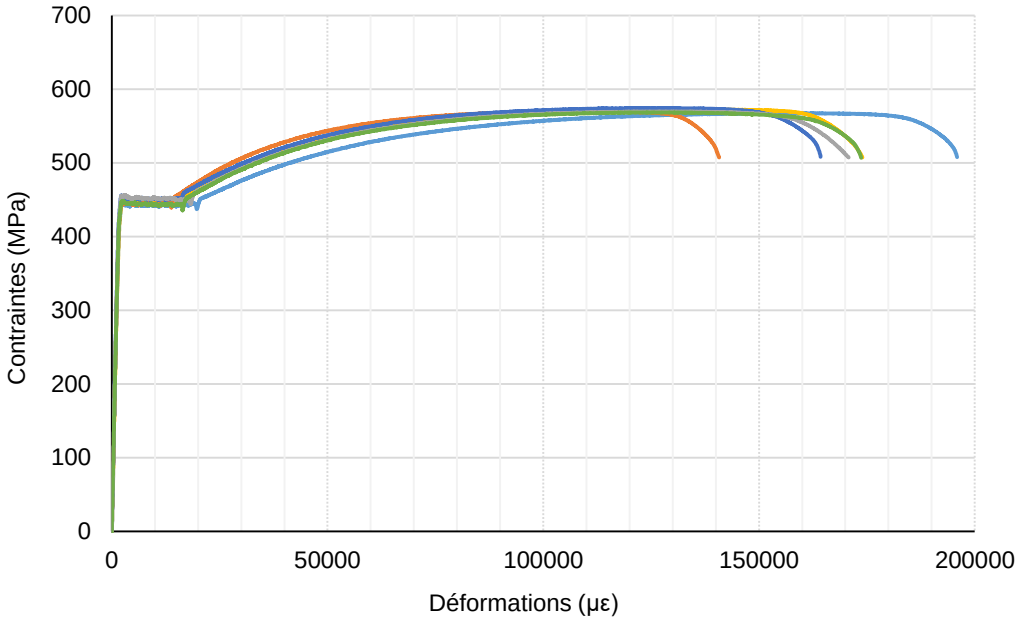


Figure 4-15 : Courbe contraintes-déformations des barres longitudinales 25M

On peut remarquer que les courbes sont très semblables en matière de plateau plastique et de contrainte ultime. C'est pourquoi il a été convenu acceptable de tester seulement 6 barres. Un résumé de la moyenne des propriétés mécaniques est présenté au tableau suivant.

Tableau 4-4 : Propriétés mécaniques moyennes des barres longitudinales 25M

Déformation au début de l'écrouissage (ε_{cr}) [με]	Contrainte de la limite élastique (fy) [MPa]	Contrainte ultime (fu) [MPa]
17800	441	562

4.5 Montage expérimental

Les deux piles ont été mises en place dans le système de chargement multiaxial à 6 degrés de liberté (6DDL) du laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal. Ce système est muni de 4 vérins verticaux d'une capacité de 2500 kN et de 4 vérins horizontaux de 1000 kN. La capacité de ce système est donc largement suffisante. Cependant, l'allongement maximum des vérins horizontaux est de 300 mm. Si le chevêtre n'est pas parfaitement orthogonal au système de chargement, un des deux vérins horizontaux de chaque côté doit s'étirer pour tourner le plateau de chargement. Ainsi, pour chaque degré de décalage du chevêtre par rapport au système de chargement, environ 30mm de course est perdu. Il était donc essentiel de s'assurer du parallélisme entre le chevêtre et la semelle lors de la construction de la colonne, ce qui a été fait. Bien que la pile soit testée de façon unidirectionnelle, le système à 6DDL assure un contrôle des efforts, des déplacements ou des moments dans chaque direction. De plus, ce système permet de programmer le point où le moment est nul. Ce point a été posé au niveau des tubes horizontaux, à 300 mm du haut du chevêtre. Une vue d'ensemble de la pile de référence installée et prête à être testée dans ce système est présentée à la Figure 4-16.

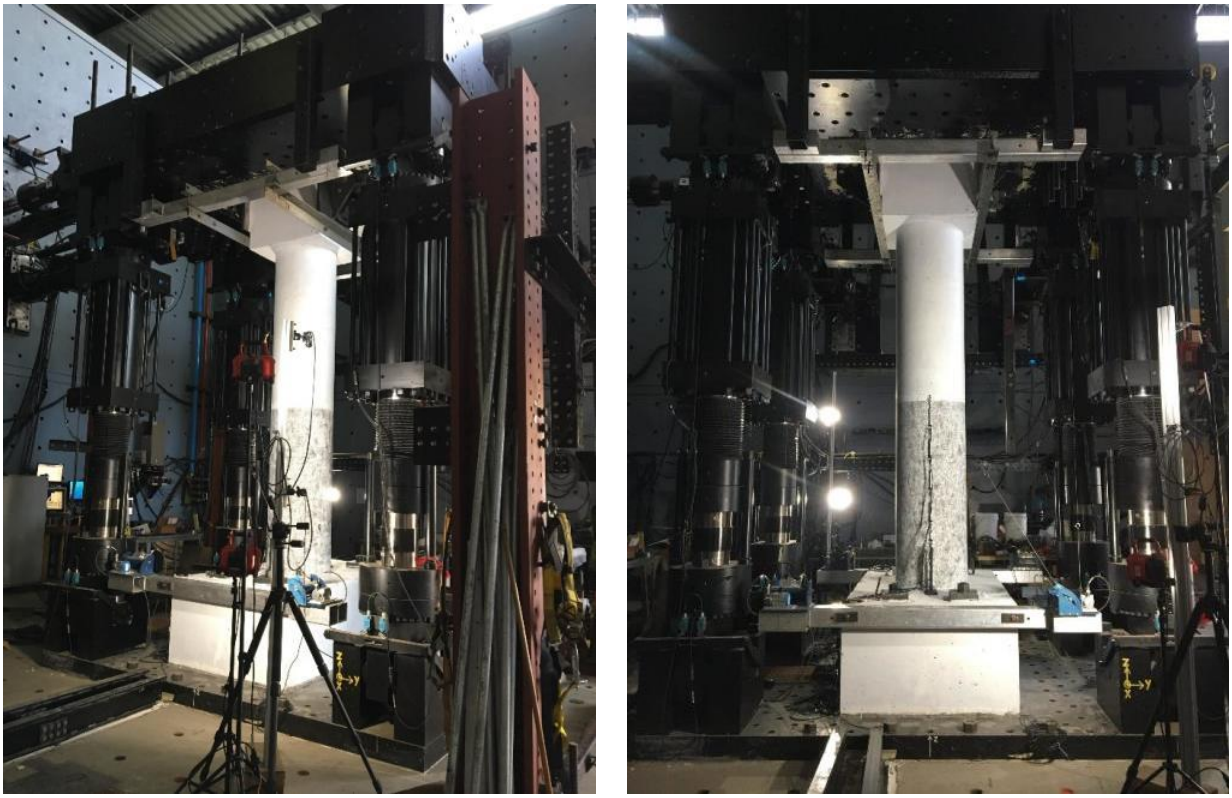


Figure 4-16 : Vue d'ensemble de la pile de référence installée dans le système à 6DDL

La plaque de base ainsi que le plateau de chargement du système à 6DDL sont percés à intervalle régulier pour y permettre l'ancrage du spécimen. Les tubes de PVC mis en place dans la semelle et le chevêtre concordent donc avec le modèle de trous. Quatre barres de type B7 ont été ancrées dans la dalle de fondation pour éviter le soulèvement et le glissement de la semelle. Une post-tension de 800 kN par barre permet un facteur de sécurité au soulèvement de 2,0.

Le chevêtre, quant à lui, est ancré à l'aide d'équerres (Figure 4-17) conçues par Joanie Smith pour des charges beaucoup plus grandes. Une post-tension de 800 kN a également été appliquée dans les barres horizontales pour éviter le glissement des équerres sur le chevêtre. La section du chevêtre a été dimensionnée comme un carré de 800mm par 800mm. En y ajoutant les équerres, cette dimension permettait l'alignement parfait des équerres au plateau de chargement. Cependant, lors de la coulée, les coffrages se sont déformés de 10 à 15mm sous la pression du béton, ce qui ne permettait plus le passage des barres B7 de deux pouces de diamètre, généralement utilisées. Des barres de type Dywidag de un pouce et demi de diamètre ont plutôt été utilisées. Néanmoins, la

force de ces barres est bien suffisante. Une piste d'amélioration serait donc de concevoir des coffrages plus résistants, ou bien de concevoir le chevêtre légèrement plus petit pour se permettre une certaine tolérance. Il est important de mentionner que pour appliquer la post-tension au niveau du plateau de chargement, les vérins doivent être programmés en contrôle de force nulle pour éviter de fissurer le spécimen en appliquant une force de traction.

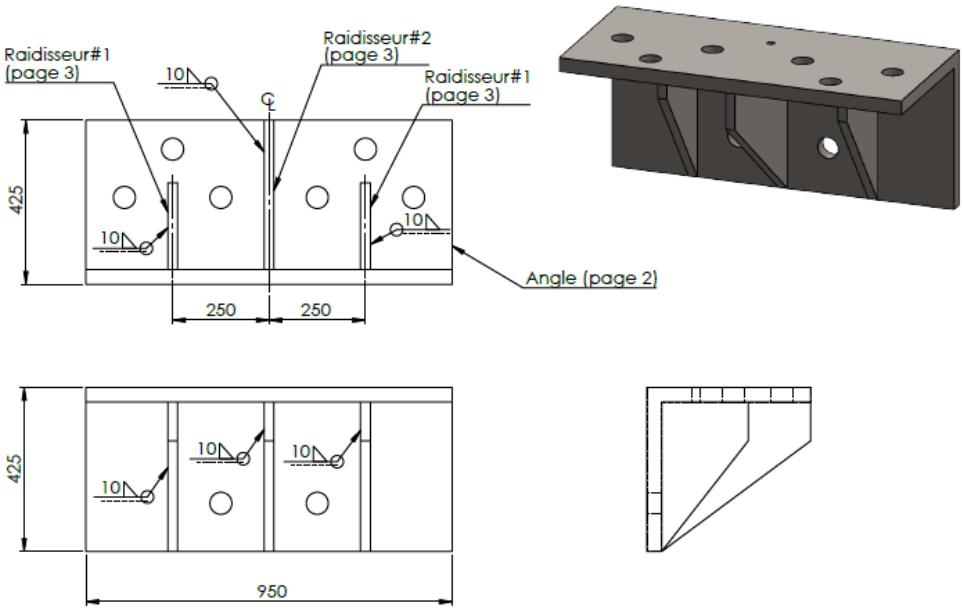


Figure 4-17 : Plans des équerres

Pour éviter de fissurer le béton et pour corriger les imperfections, il est important que les contacts entre les plaques d'acier et le béton soient le plus uniforme possible. Lors de la coulée des semelles, les coffrages s'étaient légèrement déformés sous le poids de celles-ci. Pour corriger ce défaut, un coulis d'environ un pouce a été mis en place sous la pile, puis celle-ci a été déposée dans le coulis liquide. Le même concept a été utilisé au niveau du chevêtre pour s'assurer que le contact entre le plateau de chargement et le chevêtre soit parfait. Une vue en plan de l'ancrage des piles est présentée à la Figure 4-18.

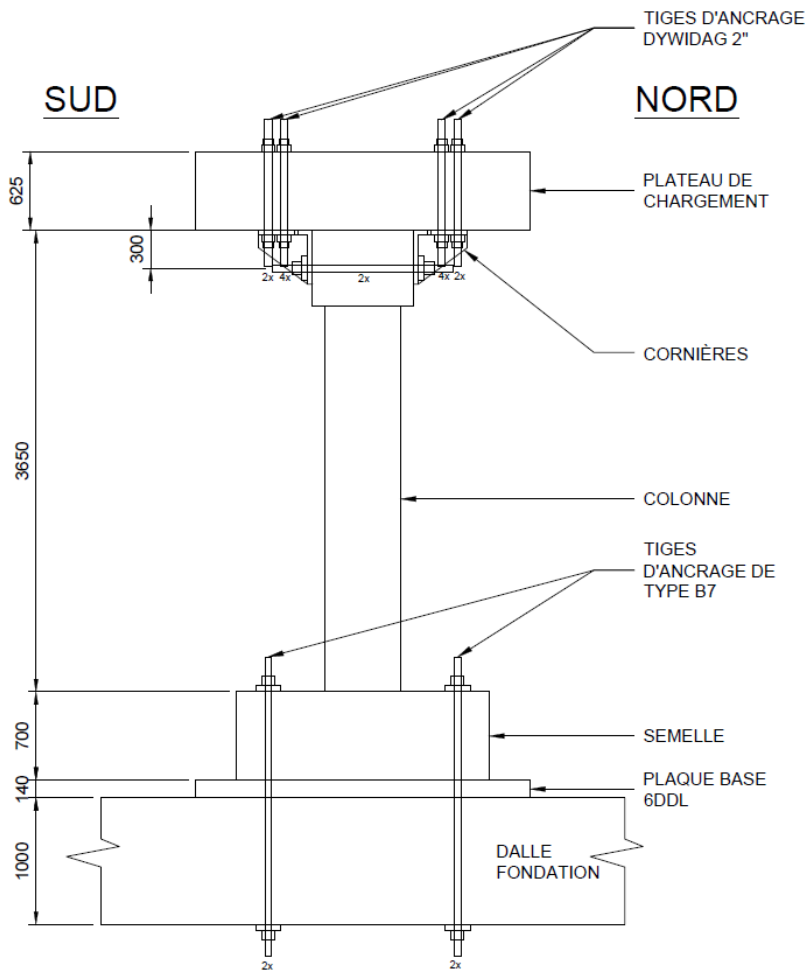


Figure 4-18 : Vue en plan de l'ancrage d'un spécimen dans le système à 6DDL

4.6 Instrumentation

Les données auxquels on s'intéresse sont principalement les déformations dans les barres longitudinales, la courbure et le décollement de la colonne ainsi que les déplacements globaux du système.

4.6.1 Déformation des aciers d'armatures

Les armatures qui subissent la première plastification sont celles situées à la fibre extrême étant donné le bras de levier plus grand. De plus, pour la pile de référence, la zone qui subit le plus grand moment se situe dans la rotule plastique, au bas de la colonne et légèrement dans la semelle. Les

jauges ont été positionnées à intervalle régulier de 50 mm dans la semelle et la colonne. Ceci permet donc de vérifier la longueur de la rotule plastique dans la semelle et la colonne sur une distance de 150 mm.

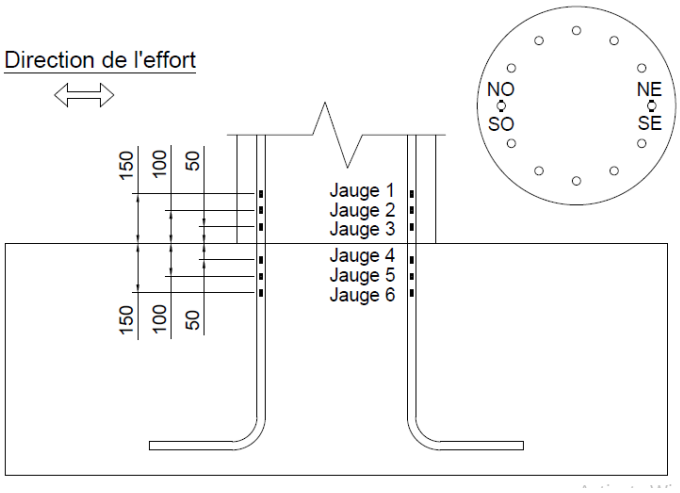


Figure 4-19 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales pour la pile de référence

Pour ce qui est de la pile préfabriquée, on s'attend plutôt à ce que la rotule plastique se forme au-dessus du joint en BFUP et pénètre également sur une courte longueur dans la semelle, comme pour la pile de référence. Pour les deux piles, il est important de bien identifier la première plastification puisque le protocole de chargement est ensuite basé sur le déplacement correspondant à cette plastification.

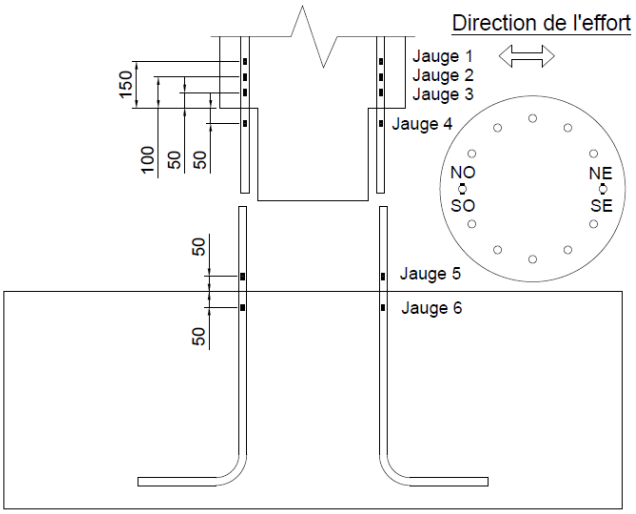


Figure 4-20 : Plan d'instrumentation des barres longitudinales de la pile préfabriquée

4.6.2 Mesure de la courbure

Pour mesurer la courbure, des potentiomètres linéaires ont été mis en place sur une distance de 1,5 m à partir du bas de la colonne. Étant donné que c'est dans la zone de rotule plastique que la courbure est la plus importante, il a été jugé non-nécessaire d'instrumenter jusqu'au sommet de la pile. Des potentiomètres plus rapprochés ont été utilisés dans la zone de rotule plastique tandis que des potentiomètres au 250 mm étaient suffisants pour le reste de la zone instrumentée, tel que présenté à la Figure 4-21.

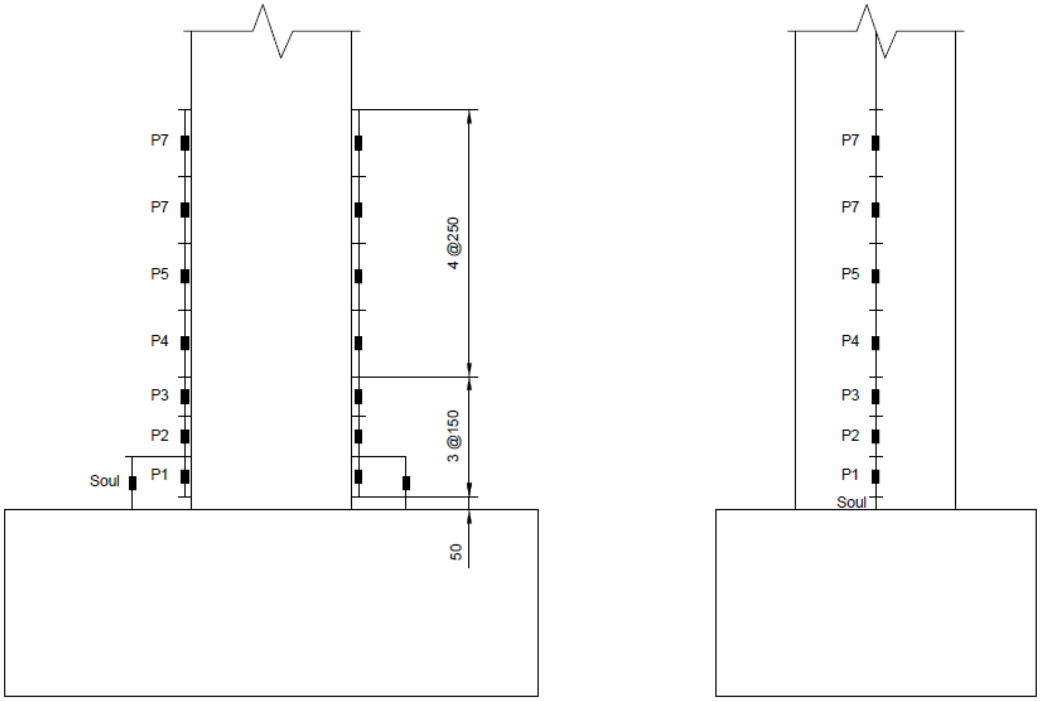


Figure 4-21 : Plan des potentiomètres pour le calcul de la courbure

Les potentiomètres étant collés sur le béton, ceux-ci sont valables uniquement jusqu'au début de l'écrasement du béton. Pour installer les potentiomètres, des tiges filetées en aluminium soudées à une petite plaque sont collées directement sur le béton. Il y a cependant une incertitude de quelques millimètres sur l'allongement initial de chaque potentiomètre. Pour contrer cette imprécision, un gabarit mesuré avec un pied à coulisse très précis est utilisé, tel que présenté à la Figure 4-22. Chaque potentiomètre est inséré dans le gabarit, puis le zéro est fait. Celui-ci est ensuite mis en place. Cette méthode permet de savoir avec précision la longueur initiale de chaque potentiomètre.

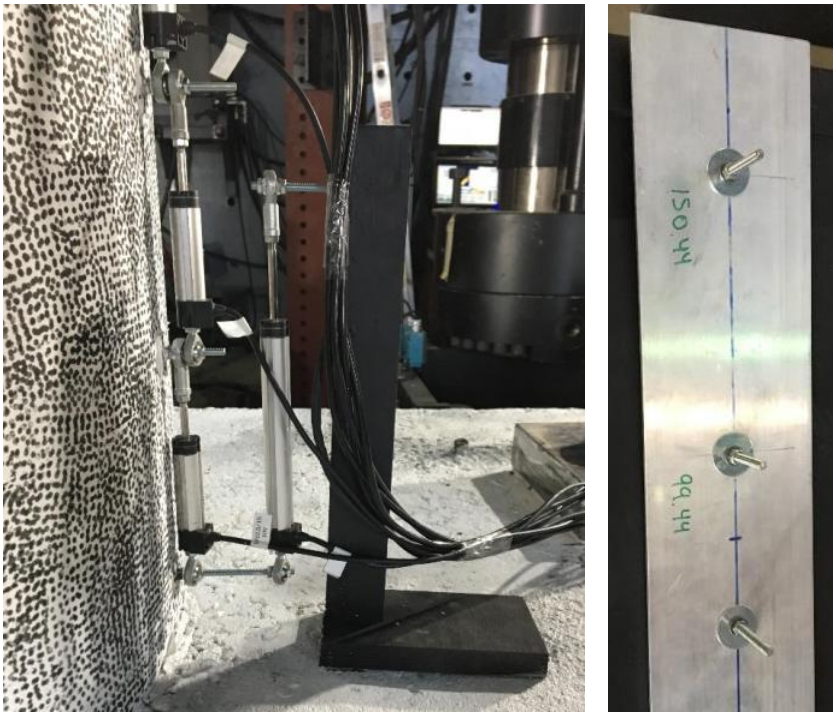


Figure 4-22 : Installation des potentiomètres linéaires

4.6.3 Mesure du déplacement au point d'application du chargement

Le système à 6DDL permet de calculer directement les efforts et les déplacements dans chaque direction. Cependant, ce déplacement absolu est influencé par la déformation du système de chargement. Pour contrer cette imprécision, un système relatif développé par les membres du Laboratoire de Structures à Polytechnique Montréal a été mis en place. Ce système est composé de 8 potentiomètres à corde permettant l'allongement et le raccourcissement, situés en paires à chaque extrémité. Chaque extrémité est reliée au sommet verticalement et selon une diagonale, puis géo-référencée à l'aide d'un scanneur. Par triangulation, il est possible de savoir en tout temps, la position exacte du spécimen. La Figure 4-23 illustre ce système relatif.

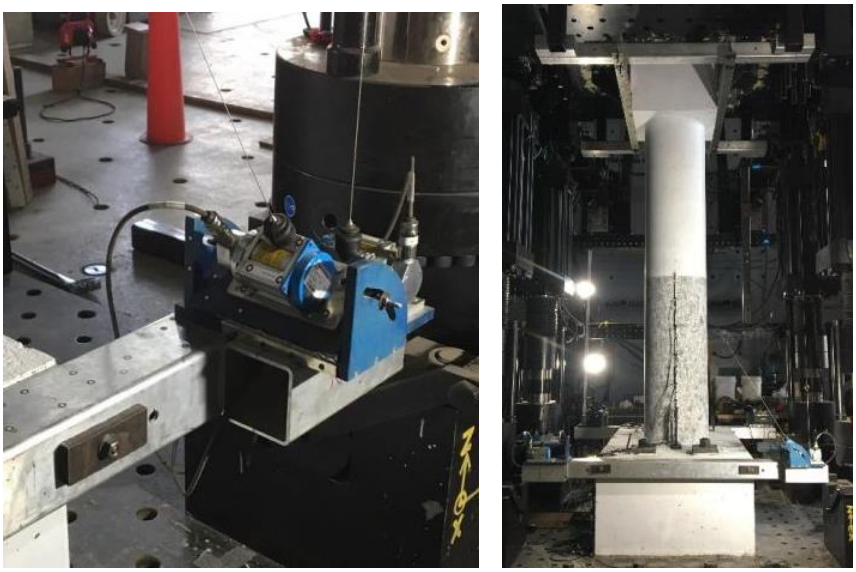


Figure 4-23 : Système relatif pour le calcul des déplacements

Le protocole de chargement est ensuite établi selon le système relatif, plutôt qu'absolu, ce qui diminue les imprécisions. Cependant, ce système étant muni de fils, il faut faire très attention pour éviter de toucher à ceux-ci et d'induire de faux déplacements au système.

4.6.4 Instrumentation secondaire

Dans un but de validation des observations, un système optique intitulé Correlated solution – Logiciel VIC-3D a été mis en place. Ce système, composé de deux caméras positionnées à 30 degrés une par rapport à l'autre, permet de suivre les mouvements en 3D sur la zone voulue. Le spécimen est d'abord peint en blanc, puis couvert de mouchetis. Le système est ensuite capable de reconnaître la position dans le temps, de chaque point avec une précision de l'ordre de 40 microns. Étant donné la présence de potentiomètres au centre de la colonne, il a été jugé plus adéquat de positionner les caméras en angle de manière à pouvoir lire les points de mouchetis situés sous les potentiomètres. En procédant ainsi, on retire tout un côté de la colonne du champ de vision, mais le calcul de la courbure de la colonne est plus précis. Un des grands avantages du système optique est la possibilité d'instrumenter les images une fois les expériences réalisées. Le système optique ayant enregistré le déplacement du mouchetis à intervalle fixe, on peut traiter uniquement les déplacements qui nous intéressent. Pour comparer les deux côtés de la colonne, deux paires de caméras ont été mises en place de chaque côté.

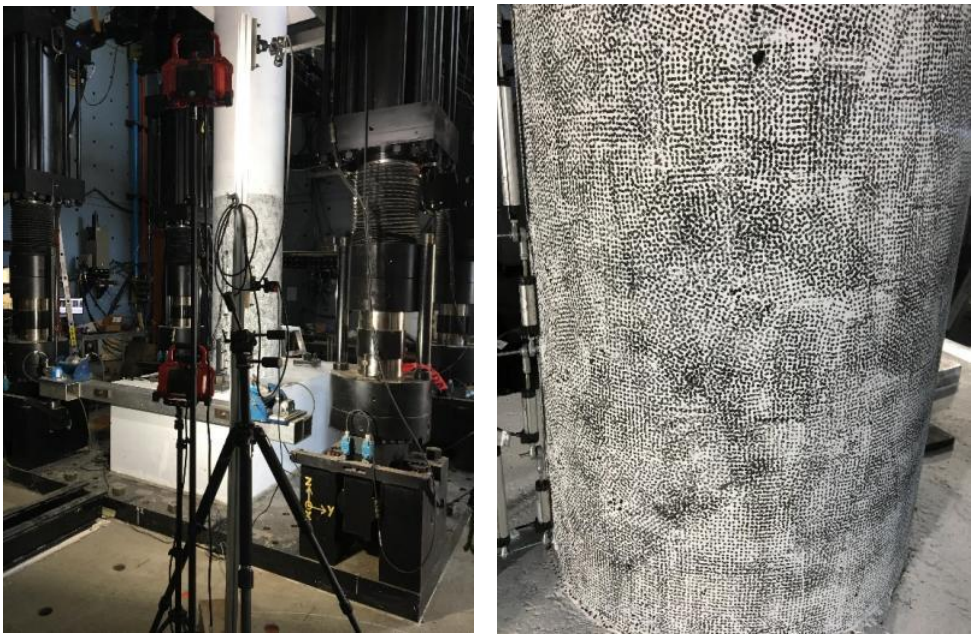


Figure 4-24 : Système optique et mouchetis

4.7 Protocole de chargement

Un des buts du travail de recherche étant de tester une pile de ponts résistante aux séismes typique du Canada, il est important de reproduire un protocole de chargement caractéristique des séismes canadiens. Pour ce faire, un chargement quasi statique avec beaucoup de cycles de faibles intensités a été pensé. Ce protocole a été inspiré par les travaux de Garneau (2015), Khaled (2011) et Jolicoeur (2016). Puisque la pile de référence et la pile préfabriquée sont plus flexibles que celles utilisées par ces chercheurs, un taux de chargement légèrement plus rapide a été appliqué. Des analyses par éléments finis ont permis d'estimer la première plastification des barres longitudinales à environ 35 mm. Cette valeur a ensuite été confirmée avec les jauges mises en place dans la pile. La Figure 4-25 présente ce protocole de chargement. Il est important de mentionner que les deux piles sont soumises au même protocole pour pouvoir comparer le même endommagement.

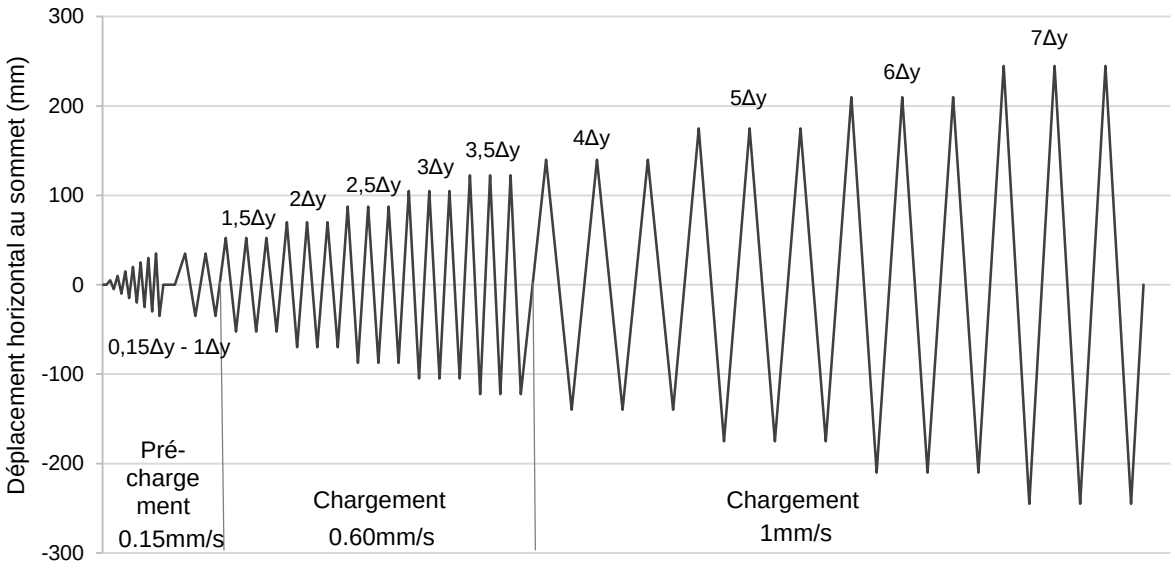


Figure 4-25 : Protocole de chargement

4.8 Résultats des essais expérimentaux

4.8.1 Endommagement des spécimens

4.8.1.1 Pile de référence

Tel qu'attendu, dans la phase de pré-chargement, des fissures sont apparues et le soulèvement de la colonne était bien visible. Progressivement, les ouvertures de fissures se sont agrandies et des fissures étaient observables jusqu'au deux tiers de la colonne. C'est lors des cycles à 2,5Δy que l'écrasement du béton au bas de la colonne fût bien visible. Certains blocs de béton se détachaient alors de la structure. Les cycles subséquents ont ensuite continué d'endommager le béton. À 4Δy, les étriers étaient bien visibles, assurant le confinement du béton et empêchant le flambement des barres longitudinales. Cependant, les cycles à 5Δy ont détérioré suffisamment le béton pour apercevoir les barres longitudinales. Par la suite, à 6Δy, on pouvait observer le flambement des barres longitudinales, qui n'étaient plus du tout confinées. Il a fallu se rendre au deuxième cycle de 7Δy pour casser une première barre. Deux barres ont ensuite brisé par fatigue suite aux cycles de flambement et de traction. Des photos correspondantes aux différents cycles de chargement sont présentées aux figures suivantes.

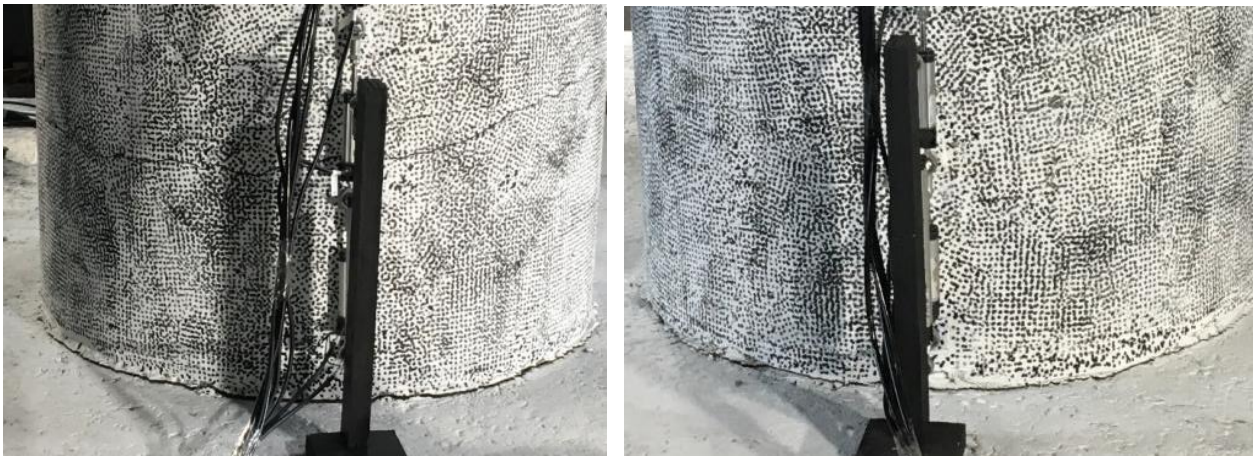


Figure 4-26 : Soulèvement et fissuration du pré-chargement pour la colonne de référence

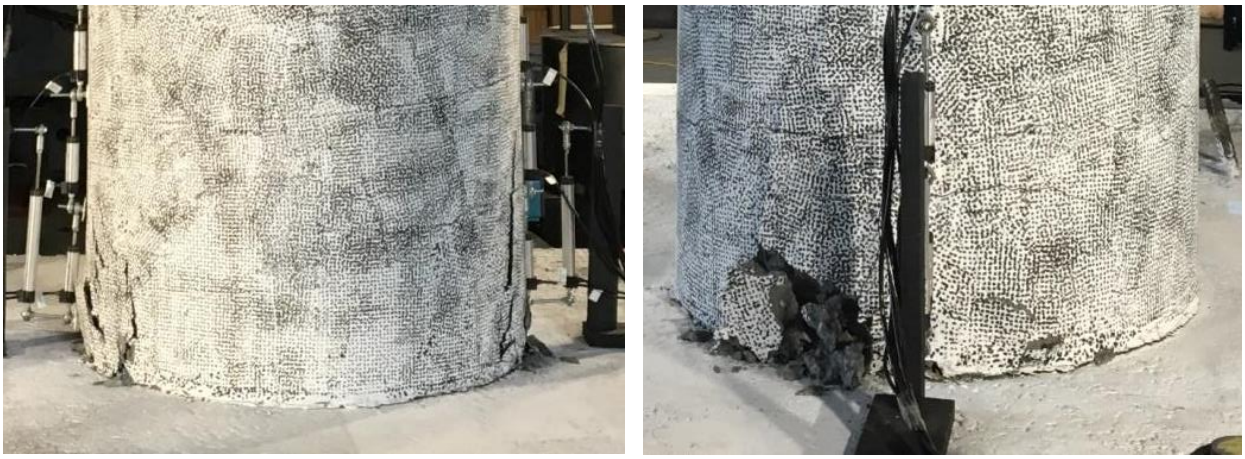


Figure 4-27 : Dégradation du spécimen de référence pour 2,5Δy

Figure 4-28 : Dégradation du spécimen de référence pour 3Δy

Figure 4-29 : Dégradation du spécimen de référence pour 3,5Δy

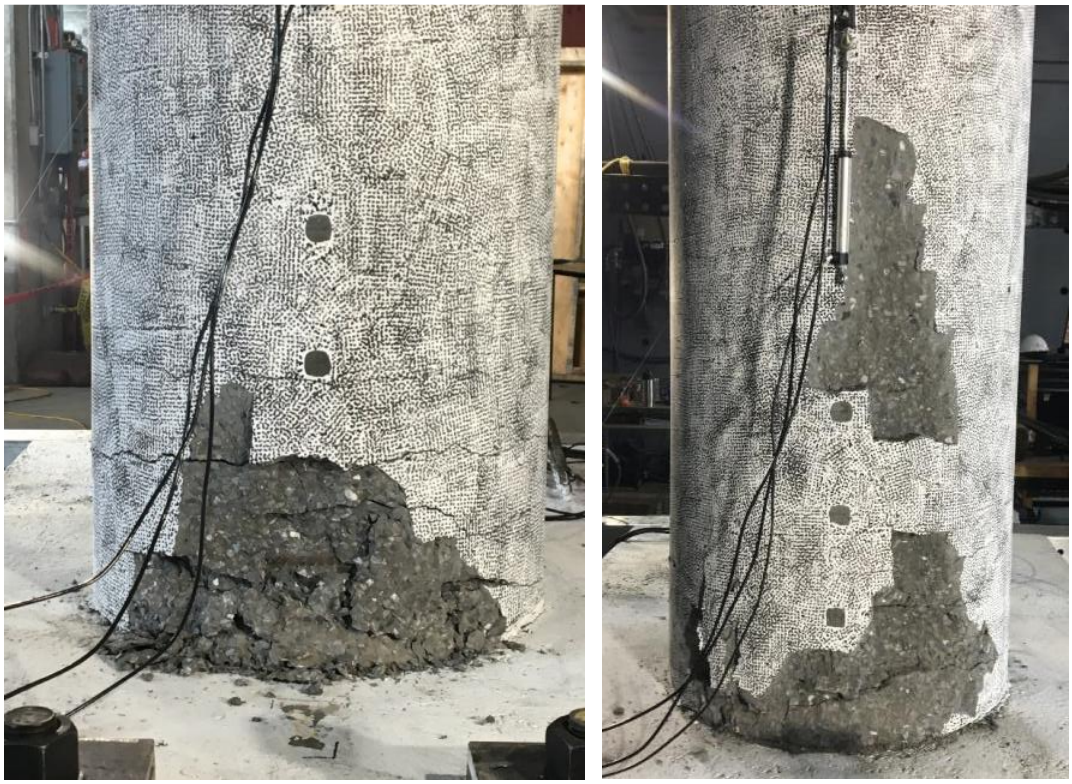


Figure 4-30 : Dégradation du spécimen de référence pour 4Δy

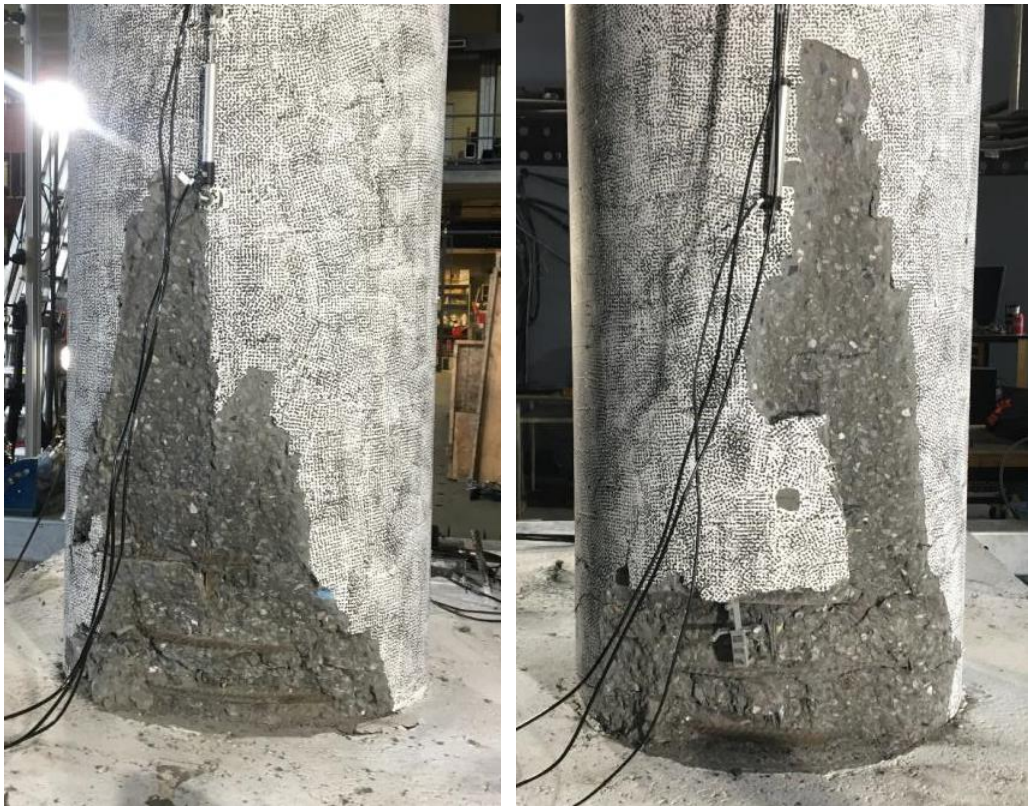


Figure 4-31 : Dégradation du spécimen de référence pour 5Δy

Figure 4-32 : Dégradation du spécimen de référence pour 6Δy

Figure 4-33 : Dégradation du spécimen de référence pour 7Δy

4.8.1.2 Pile préfabriquée

Les cycles de pré-chargement ont permis d'observer le soulèvement de la colonne ainsi qu'une fissure important au niveau du joint froid entre le BFUP et le béton ordinaire pour un déplacement de seulement 15 mm. De plus, comme pour la colonne de référence, des fissures sont apparues progressivement le long du béton ordinaire de la colonne, avec une ouverture de plus en plus importante au fur et à mesure de la progression de l'essai. Aucune fissure dans le joint n'a été observée jusqu'à 2,5Δy. À partir de cette valeur, il était possible d'observer un écrasement minime du BFUP au niveau du joint froid entre le BFUP et la colonne ainsi qu'entre la semelle et le BFUP. Les cycles à 3 et 3,5Δy ont poursuivi l'endommagement du joint et des fissures de fendage commençaient à apparaître. Ce n'est qu'à 3,5Δy que l'éclatement du béton ordinaire a commencé du côté est avec une grande section qui s'est détachée d'un coup. Cependant, le côté ouest n'a présenté aucun éclatement important du béton ordinaire tout au long de l'essai. Le BFUP du côté ouest présentait cependant un endommagement plus important, qui pourrait expliquer ce phénomène. En effet, l'écrasement plus important du BFUP du côté ouest tend à diminuer les contraintes dans le béton ordinaire. Rendu à 4Δy, le spécimen présentait des fissures importantes de fendages au niveau du joint. De plus, une fissure dans la semelle a été observée du côté ouest. Les cycles subséquents ont ensuite permis d'observer un endommagement global de la structure de plus en plus important jusqu'à la rupture d'une barre en traction à 8Δy, sans toutefois qu'elle

n'ait flambé. Les figures suivantes présentent en image l'endommagement progressif de la colonne préfabriquée au fil de l'essai.

Figure 4-34 : Soulèvement et fissuration du pré-chargement pour la colonne de préfabriquée

Figure 4-35 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué à la première plastification

Figure 4-36 : Dégradation du joint du spécimen préfabriqué pour 2,5Δy

Figure 4-37 : Dégradation du joint du spécimen préfabriqué pour 3Δy

Figure 4-38 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 3,5Δy

Figure 4-39 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 4Δy

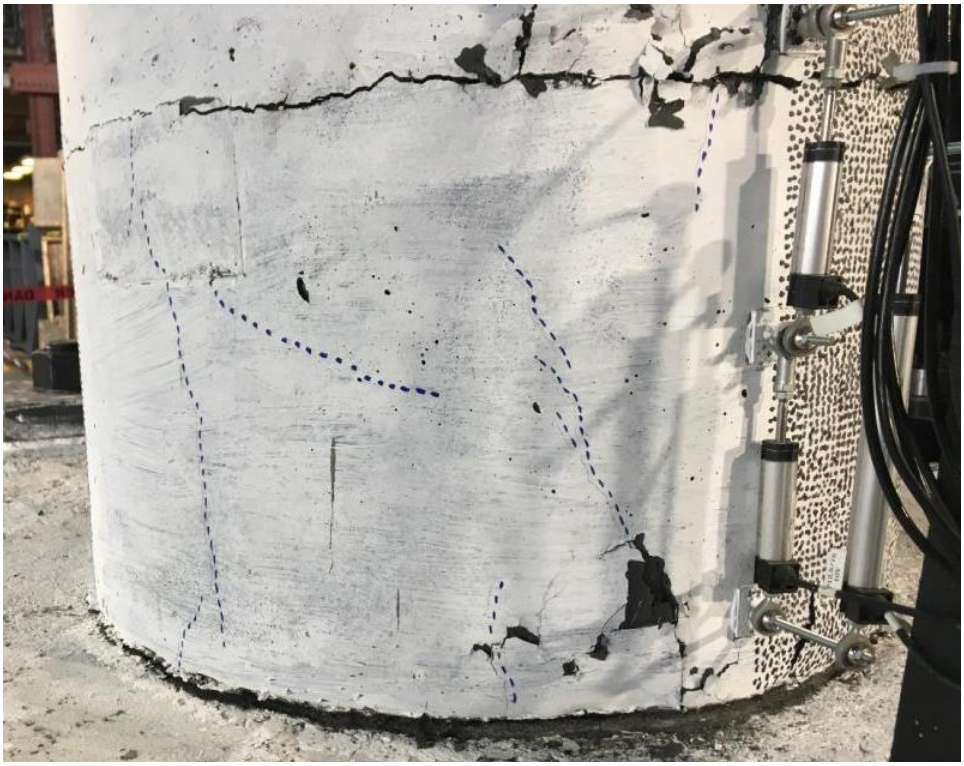


Figure 4-40 : Fissures de fendage dans le joint de BFUP pour 4 Δy

Figure 4-41 : Fissures dans la semelle pour 4Δy

Figure 4-42 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 5Δy

Figure 4-43 : Dégradation globale du spécimen préfabriqué pour 6Δy

Figure 4-44 : Dégradation à la base du spécimen préfabriqué pour 6Δy

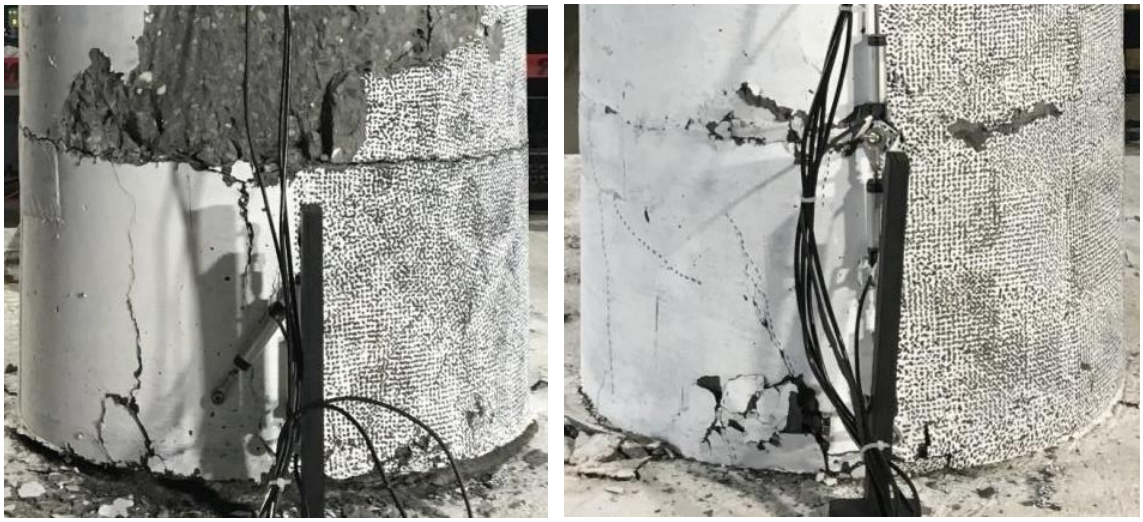


Figure 4-45 : Dégradation à la base du spécimen préfabriqué pour 7Δy

Somme toute, la pile préfabriquée s'est avérée être beaucoup moins endommagée que la colonne de référence. En effet, les armatures de la pile de référence étaient visibles pour seulement 4Δy tandis qu'aucun étrier ni barre longitudinale n'ont été exposés pour la colonne préfabriquée jusqu'à rupture. La section efficace en compression est donc supérieure, ce qui augmente la résistance de la structure.

4.8.2 Courbes Force-déplacement et dissipation d'énergie

Les courbes force-déplacement pour la pile de référence et la pile préfabriquée sont présentées aux Figure 4-46 et Figure 4-47 respectivement. Une comparaison des résultats est également disponible à la Figure 4-48. Une charge axiale de 1000kN a été appliquée au sommet ainsi qu'une charge latérale située à 3,305m du haut de la semelle. Ce point a également été défini comme étant le point où le moment est nul. Dans la zone élastique, il est possible de constater deux pentes différentes. Ceci est causé par le frottement dans le système à 6DDL. On estime celle-ci à environ 10 kN dans chaque direction. Le frottement reste cependant le même pour les deux piles, ce qui n'influence pas la comparaison entre les deux spécimens. La pile préfabriquée étant plus rigide, la première plastification a été définie à 32 mm de déplacement latéral tandis que la première plastification pour la pile de référence a eu lieu à 35 mm. Ces valeurs ont été déterminées en fonction des jauges sur les barres longitudinales.

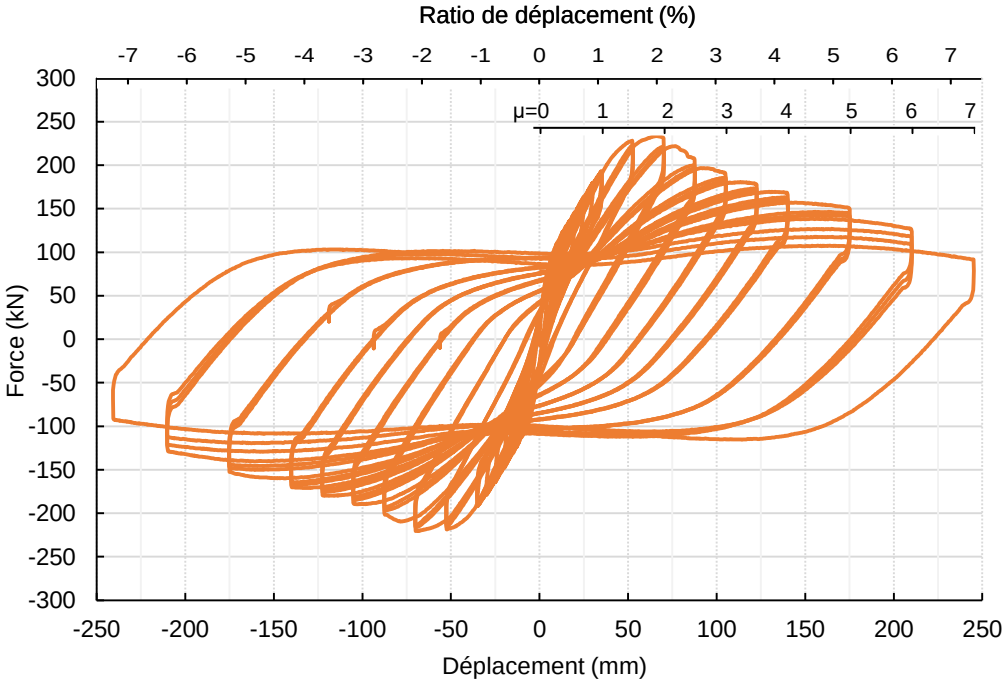


Figure 4-46 : Courbe force-déplacement de la pile de Référence

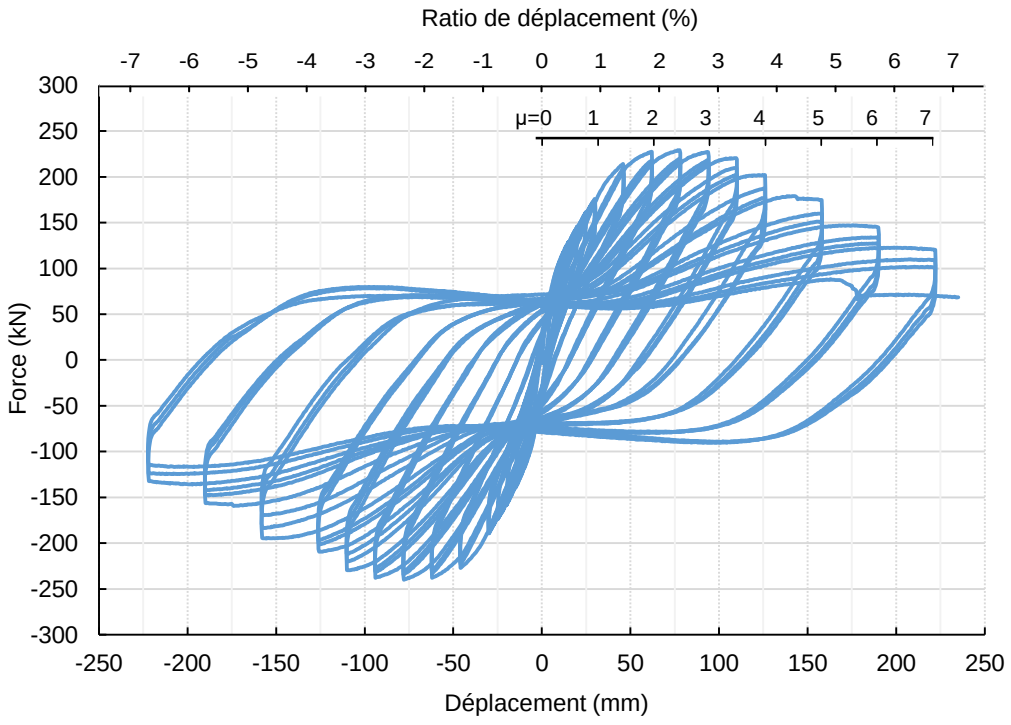


Figure 4-47 : Courbe force-déplacement de la pile préfabriquée

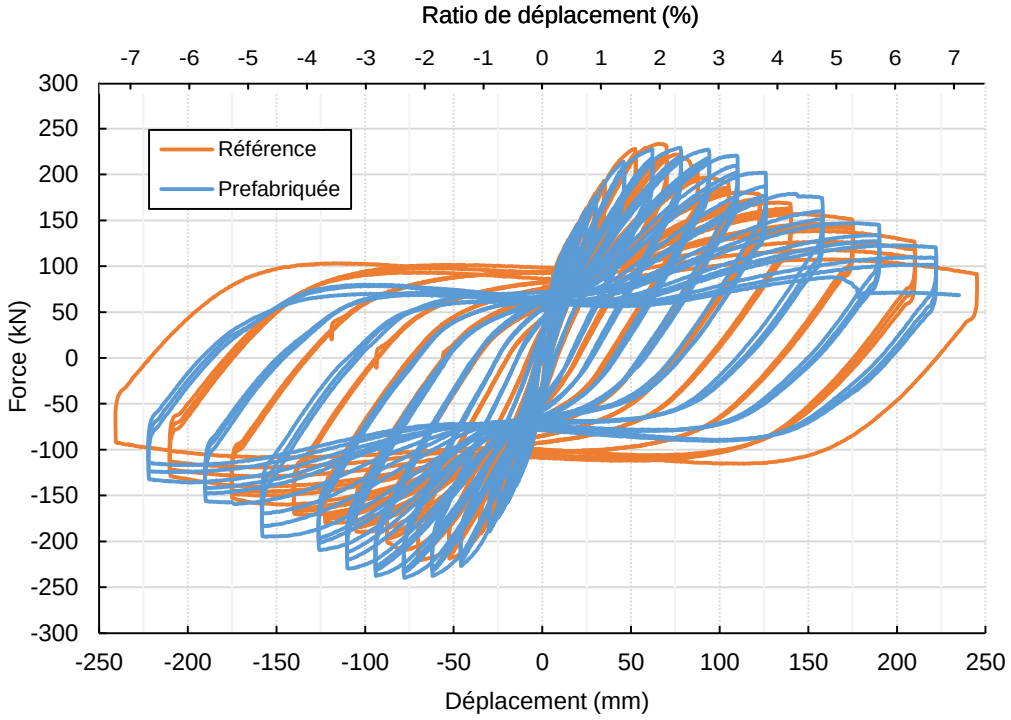


Figure 4-48 : Comparaison des courbes force-déplacement pour les deux piles

Tel que l'on peut observer sur la Figure 4-48, la pile préfabriquée s'est avérée plus résistante. En effet, la pile préfabriquée maintient une force plus importante pour un même déplacement. Pour un déplacement entre 50 et 125 mm, la pile de référence subit une diminution de sa charge tandis que la pile préfabriquée maintient un plateau plus longtemps. Cette résistance supplémentaire s'explique par un endommagement moins important du béton qui résulte en un bras de levier plus important des barres longitudinales.

On peut également comparer les deux colonnes en termes de courbe Moment-déplacement et y inclure l'effet P-delta. Tel que discuté dans la section 2.2.2.1, on peut définir le moment plastique et le moment à l'ultime de différentes façon. Le déplacement à l'ultime a été défini, dans ce cas-ci, comme étant le déplacement lorsque le moment diminue sous la valeur du moment plastique. Le tout est illustré à la Figure 4-49 et à la Figure 4-50 pour les deux colonnes.

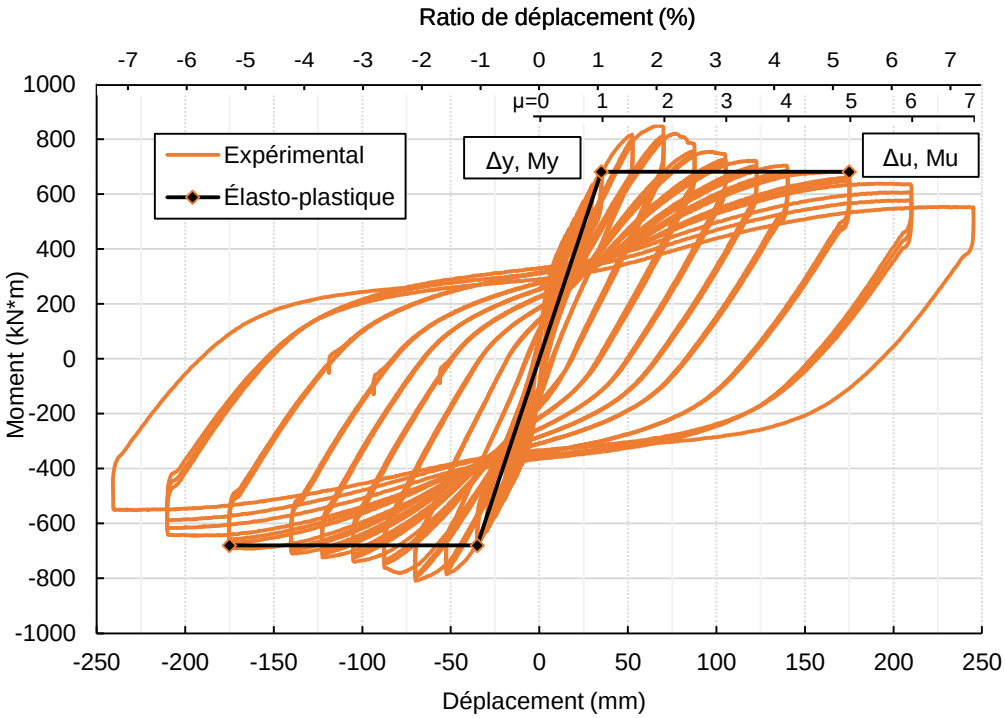


Figure 4-49 : Courbe Moment-déplacement de la pile de référence

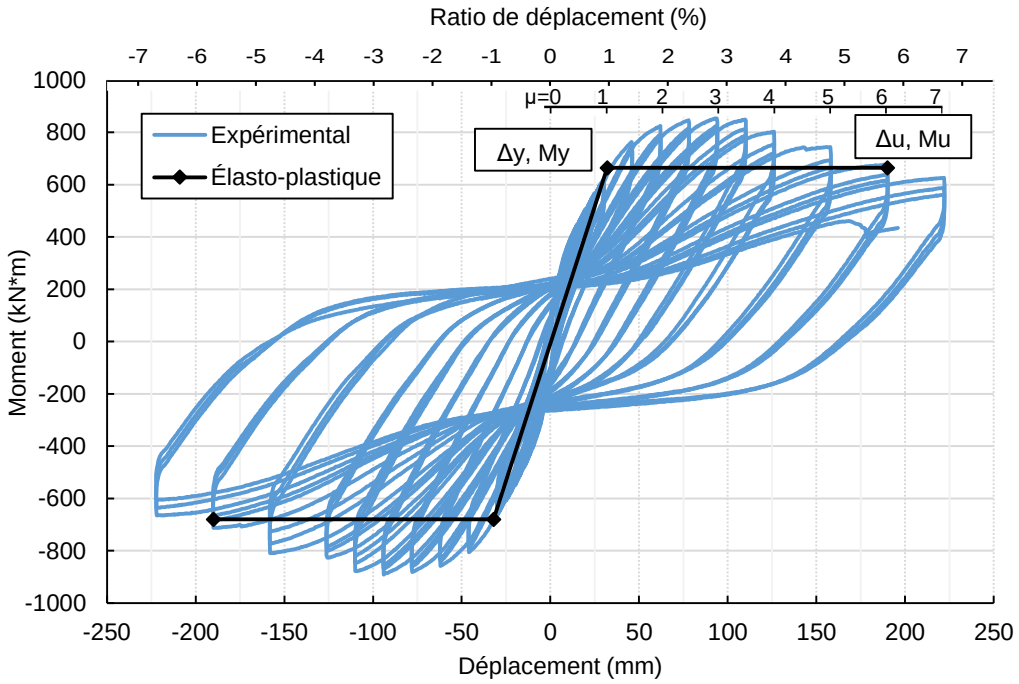


Figure 4-50 : Courbe Moment-déplacement de la pile préfabriquée

On observe donc que le déplacement à l'ultime pour la pile préfabriquée est légèrement supérieur à celui de la pile de référence. En effet, la ductilité atteinte est respectivement de 5,0 et de 6,0 pour la pile préfabriquée et de référence, ce qui est cohérent avec la résistance supérieure de cette pile observée avec les courbes force-déplacement. On peut également observer que la limite plastique correspond à un ratio de déplacement d'environ 1 %. Dans le chapitre Analyse de la demande, on remettait en cause le déplacement maximal sous la charge de freinage du CL-625 de 10 mm. On préconisait plutôt une limite en fonction du ratio de déplacement élastique de la structure. Une limite de l'ordre de 0,5 % du ratio de déplacement pourrait donc respecter ce critère tout en étant conservateur. À partir de ces courbes, il est également possible de calculer le module d'élasticité du béton fissuré (E_{cr}), en fonction des équations théoriques de la flèche d'une poutre encastrée à sa base soumise à une force à son extrémité. On obtient ainsi un ratio E/E_{cr} respectivement de 0,32 et 0,34 pour la colonne de référence et la colonne préfabriquée. Ainsi, pour l'analyse de la demande, il serait plus judicieux d'utiliser une valeur de 0,33 plutôt que de 0,5.

Les courbes d'hystérésis pour la pile préfabriquée croisent la valeur de zéro déplacement avec une charge inférieure à la pile témoin pour des ductilités supérieures à 4Δy, ce qui démontre une moins

bonne dissipation de l'énergie. En effet, on définit l'énergie dissipée comme étant l'aire sous la courbe force-déplacement. Des boucles plus amples signifient donc une plus grande dissipation d'énergie dans la zone de rotule plastique. La Figure 4-51 illustre l'énergie dissipée par cycle en fonction du déplacement pour les deux piles. La valeur moyenne des trois cycles pour chaque ductilité est considérée.

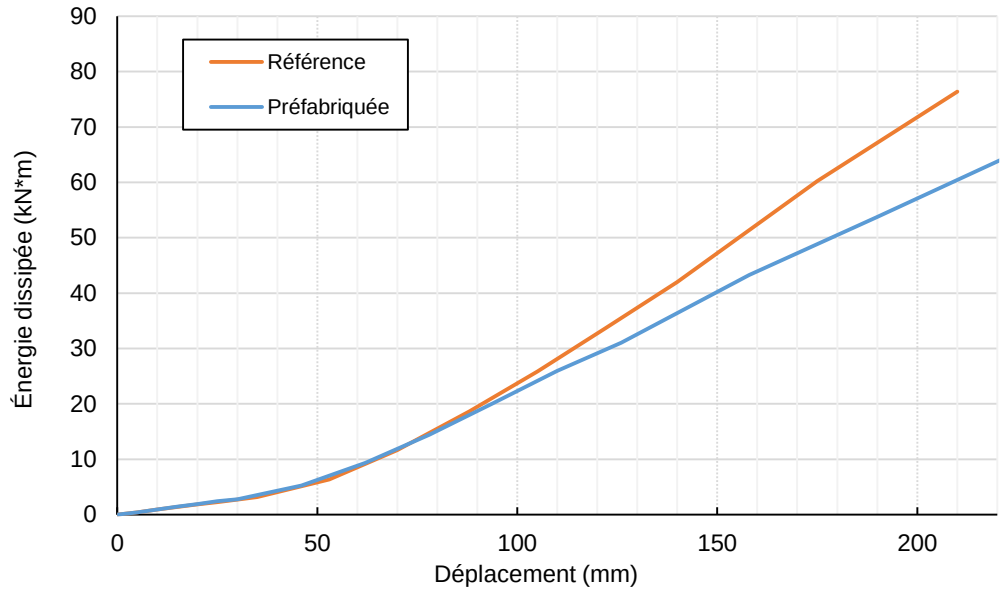


Figure 4-51 : Énergie dissipée par cycle en fonction du déplacement pour les deux piles

Ainsi, l'énergie dissipée par les deux piles est très semblable jusqu'à un déplacement de 4Δy. On observe ensuite une meilleure dissipation d'énergie de la colonne de référence, qui s'explique par les boucles force-déplacement plus amples. Ces boucles plus amples signifient qu'il faut plus d'énergie pour redresser la colonne. L'analyse de la courbure et du soulèvement, présentée aux sections suivantes, permettra de mieux comprendre ce phénomène. Cependant, pour être cohérent avec les conclusions du Chapitre 3 sur l'analyse de la demande sismique, on s'intéresse davantage au comportement lors de petits déplacements. Les colonnes doivent être assez rigides pour éviter les grands déplacements qui peuvent causer des problèmes au niveau des appuis. Pour des ductilités supérieures à 5Δy, les conclusions qui peuvent être tirées ont donc moins d'intérêt.

En terme de force maximale, la pile de référence atteint 233 et -213 kN tandis que la pile préfabriquée atteint 232 et -239 kN. La pile préfabriquée présente donc une bonne symétrie avec un écart de 7kN, soit 3%, tandis que la pile de référence présente plutôt un écart de 20 kN, soit près

de 9%. Cet écart peut être causé notamment par un positionnement des barres longitudinales légèrement décalées par rapport au centre ou bien une non-uniformité du béton dans la zone de rotule plastique. La verticalité du spécimen pourrait également engendrer une source d'erreur. Cependant, l'alignement a été vérifié plusieurs fois à l'aide de laser.

4.8.3 Dégradation de la rigidité

Lorsqu'un élément en béton armé dépasse la phase linéaire élastique, il entre dans une phase inélastique qui induit des déformations permanentes. Ces déformations permanentes sont généralement caractérisées par la plastification et le glissement des barres d'armatures, la fissuration et l'éclatement du béton, ce qui génère une dégradation de la rigidité. On définit la rigidité comme étant la force nécessaire pour engendrer un déplacement unitaire. On présente généralement cette dégradation comme étant le ratio de la rigidité effective sur la rigidité initiale (K_{eff}/K_0) en fonction de la ductilité atteinte. Dans la littérature, les études moins récentes utilisaient la rigidité initiale comme étant la rigidité à une ductilité unitaire (Gulkan & Sozen, 1974). Cependant, pour une ductilité de 1, le béton a déjà subi de la fissuration, donc une dégradation de sa rigidité. Les études plus récentes utilisent plutôt la première fissuration dans le calcul de la rigidité initiale, estimée à environ 0,3Δy (Breña & Schlick, 2007). Dans le cadre de ce projet, la première fissuration apparaît pour un déplacement d'environ 10 mm, ce qui correspond à une ductilité d'environ 0,3Δy pour les deux piles. La démarche pour calculer la rigidité tangente effective consiste à tracer une droite de l'origine jusqu'à la valeur maximale atteinte pour chaque ductilité. La pente de cette droite représente la rigidité. On présente généralement le ratio de la rigidité effective sur la rigidité initiale en fonction de la ductilité. Cependant, dans ce cas-ci, ce ratio est plutôt exprimé selon le déplacement puisque les deux piles n'ont pas le même déplacement pour une même ductilité, tel qu'illustré à la Figure 4-52. La moyenne de la force maximale atteinte à chaque cycle en déplacement positif et négatif a été considérée.

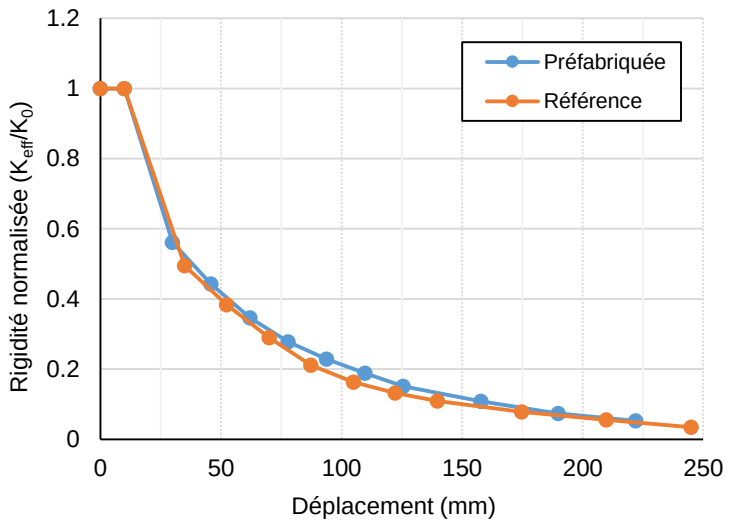


Figure 4-52 : Dégradation de la rigidité de la pile de référence et préfabriquée

Le comportement de la pile préfabriquée en termes de rigidité normalisée est légèrement meilleur que la pile de référence pour des ductilités allant jusqu'à 5Δy. Ce gain de rigidité de la pile préfabriquée peut s'expliquer par un meilleur confinement des barres longitudinales et un éclatement du béton moins important. La perte de rigidité pour des ductilités supérieures à 5Δy s'explique par le glissement des barres dans le joint en BFUP, tel que discuté préalablement.

4.8.4 Courbure des piles

Les 7 potentiomètres placés de chaque côté de la colonne permettent le calcul de la courbure. Connaissant la position respective de chaque potentiomètre et son allongement ou raccourcissement, il est possible de calculer la courbure du spécimen avec l'équation suivante.

$$\varphi_i = \frac{\Delta_{i,ouest} - \Delta_{i,est}}{h_i \; l_i} \tag{4.1}$$

où Δ_i : Allongement ou raccourcissement calculé par le potentiomètre i
h_i : Longueur du potentiomètre i
l_i : Distance horizontale entre les potentiomètres i Ouest et Est.

Les potentiomètres étant collés directement sur le béton, l'analyse de ces résultats est valable jusqu'à un μ=2.0. À partir de ce seuil, les capteurs de la pile de référence ont décollé dans la zone de rotule plastique. Pour la pile préfabriquée, un capteur situé près de l'interface entre le joint et la

colonne a également cédé à μ=2.5. Les courbures obtenues pour les deux piles sont présentées sur la Figure 4-54 et la Figure 4-55 en fonction de chaque potentiomètre linéaire. Le soulèvement a été retiré de ces courbures et sera analysé dans la prochaine section. Le schéma de l'instrumentation a été présenté précédemment à la Figure 4-21. Pour les deux piles, on observe que la plus petite lecture de potentiomètres est attribuable au potentiomètre 1, qui est situé entre 50 et 200 mm du bas de la colonne. Cela signifie donc qu'il n'y a aucune fissure importante jusqu'à une hauteur d'au moins 200 mm. Cependant, la fissure la plus importante pour les deux colonnes se situe au niveau du potentiomètre 2, situé entre 200 et 350 mm. Pour la pile préfabriquée, une hauteur de 300 mm correspond à l'interface du joint froid entre le BFUP et le béton ordinaire. Pour ce qui est des autres potentiomètres, on observe que les potentiomètres les plus bas lisent globalement de plus grandes valeurs que ceux du haut. Il y a néanmoins quelques différences qui peuvent s'expliquer par le fait qu'un potentiomètre inclut plus de fissures qu'un autre. L'ordre logique des choses est tout de même respecté et démontre bien la courbure globale de la structure.

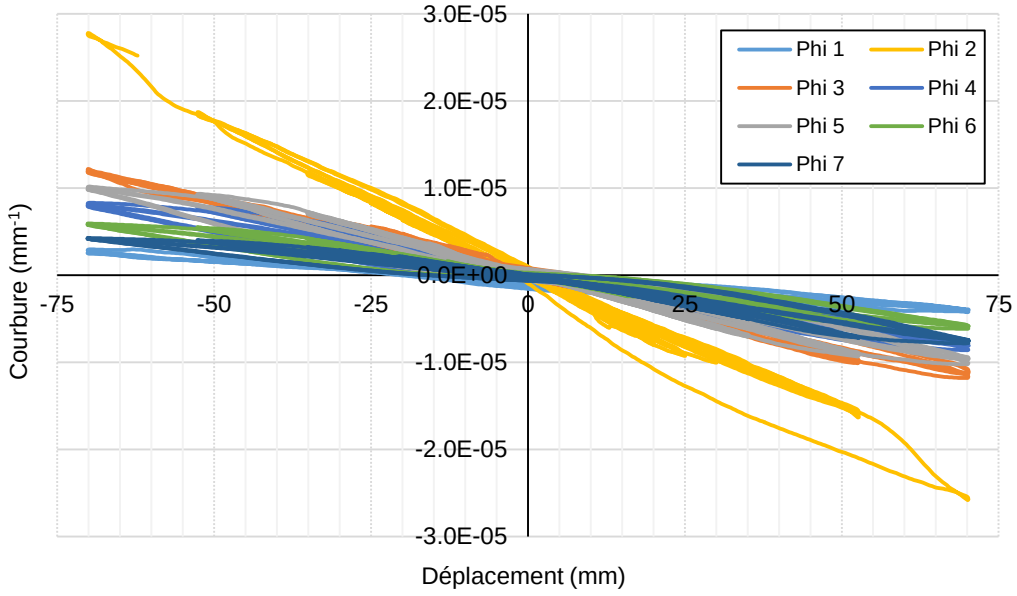


Figure 4-53 : Courbures des potentiomètres linéaires pour la pile de référence

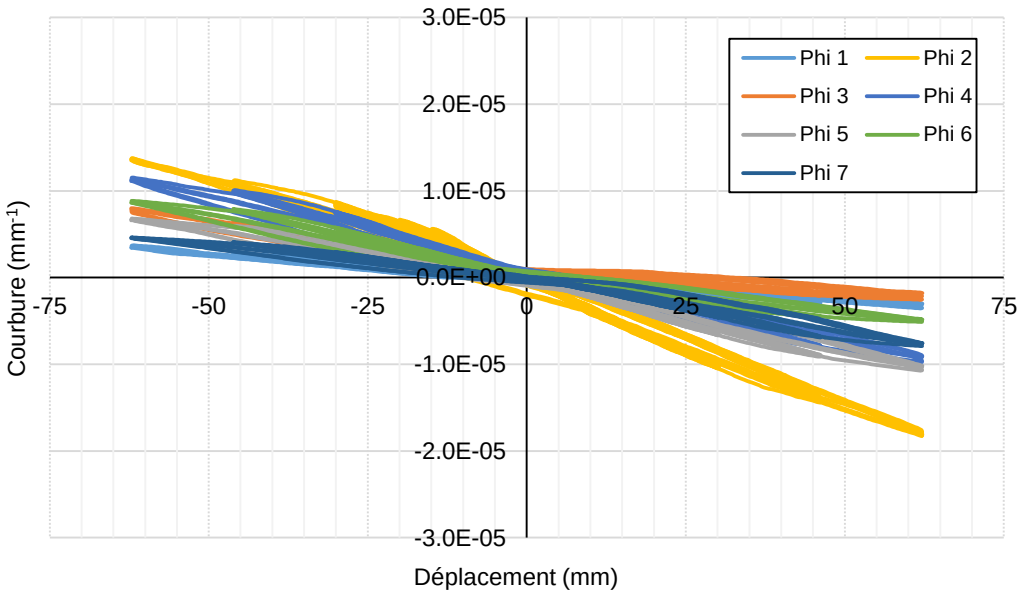


Figure 4-54 : Courbures des potentiomètres linéaires pour la pile préfabriquée

La différence de courbure des deux piles est influencée principalement par les courbures 2 et 3 qui sont beaucoup plus importantes pour la pile de référence. Les Figure 4-55 et Figure 4-56 illustrent les courbures maximales obtenues en fonction de la hauteur par rapport à la base de la colonne et une comparaison des deux piles. L'allure globale des deux courbures est très semblable pour des valeurs supérieures à 500 mm. La différence se trouve donc principalement dans la zone de rotule plastique. En effet, la courbure est beaucoup plus prononcée dans la zone de rotule plastique pour la colonne de référence. La colonne de référence subit donc plus de rotation que la colonne préfabriquée, bien que les deux piles subissent des déplacements semblables au sommet. À priori, ceci peut sembler contradictoire. Cependant, on peut expliquer ce phénomène par une différence au niveau du soulèvement.

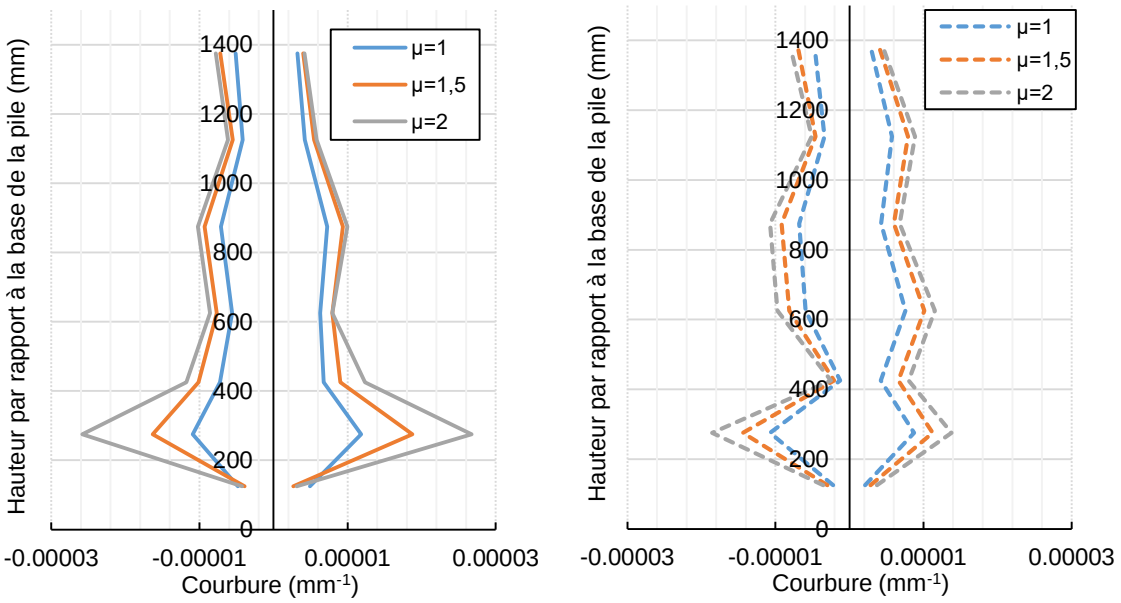


Figure 4-55 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de ductilité pour la pile de référence et la pile préfabriquée respectivement

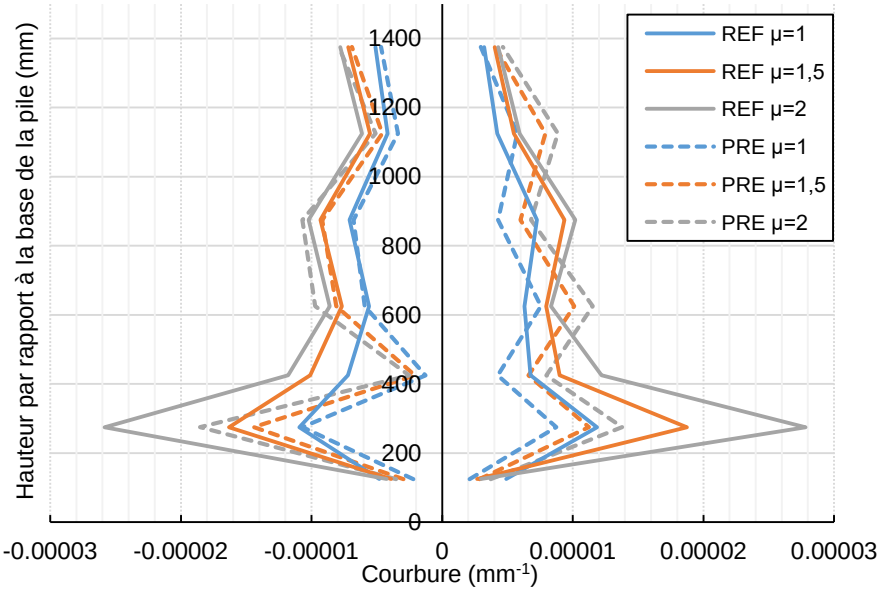


Figure 4-56 : Distribution de la courbure en fonction de la hauteur et du niveau de ductilité pour les deux piles

4.8.5 Soulèvement des piles

Le soulèvement des colonnes est mesuré avec un système de potentiomètres linéaires mesurant l'ouverture entre le bas de la colonne et la semelle, situé de part et d'autre de la colonne. Malheureusement, un des capteurs de soulèvement de la pile de référence a cédé très rapidement et l'autre capteur a permis des lectures jusqu'à seulement μ=2.5. Pour la pile préfabriquée, les capteurs ont tenu en place pendant presque tout l'essai. Le tout est illustré sur la Figure 4-57 et la Figure 4-58.

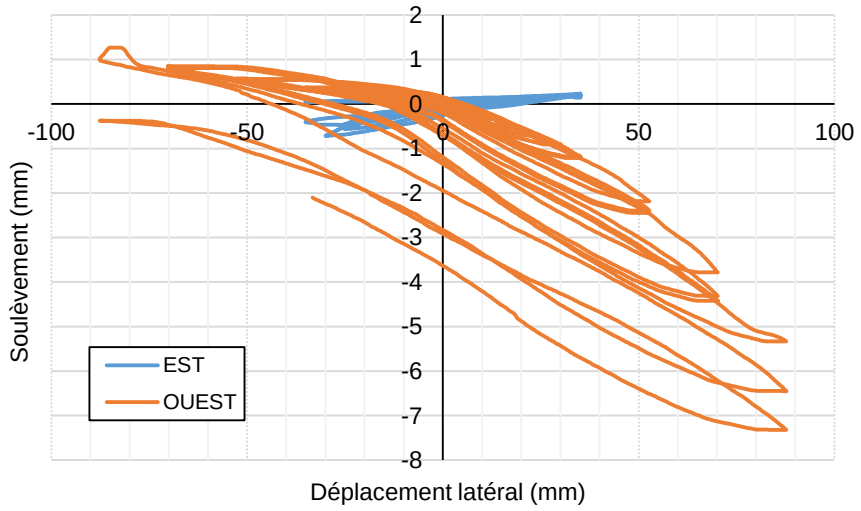


Figure 4-57 : Soulèvement de la pile de référence

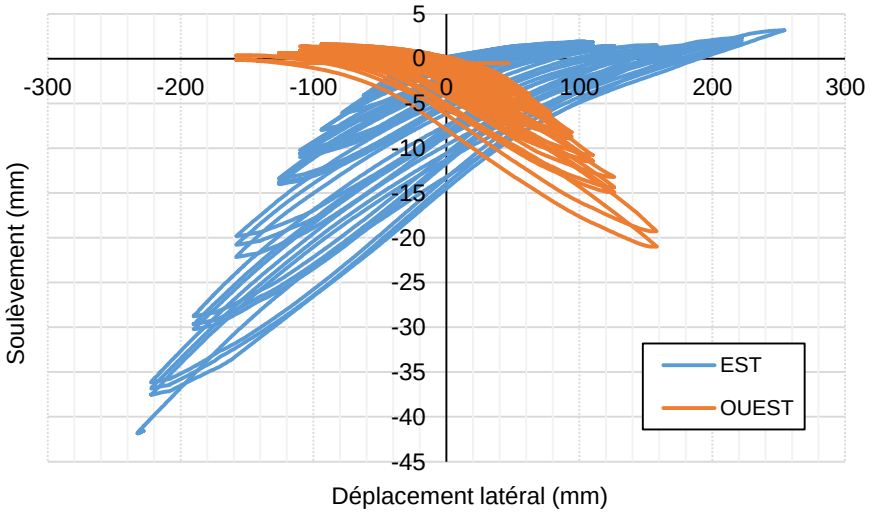


Figure 4-58 : Soulèvement de la pile préfabriquée

Le manque de résultats électroniques pour la pile de référence pose donc problème pour valider l'hypothèse du soulèvement plus important pour la pile préfabriquée. Pour pallier à ce problème, les résultats du système optique ont été analysés. L'instrumentation utilisée sur les images est composée de potentiomètres linéaires qui calculent l'allongement entre deux points, ainsi que de points qui calculent le déplacement relatif tel que présenté à la Figure 4-61. Les avantages principaux de ce système sont la mise en place de l'instrumentation après l'essai, le calcul de l'ouverture de fissures avec une bonne précision et l'observation des fissures très fines, parfois non visibles à l'œil nu. Les désavantages principaux sont la non-synchronisation du système optique avec le système d'acquisition global et l'instabilité du système. En effet, il a fallu redémarrer une des caméras deux fois durant l'essai de la pile préfabriquée. Ainsi, les données des deux systèmes de caméras sont désynchronisées une par rapport à l'autre, ainsi que par rapport au système d'acquisition global. Il faut donc retrouver manuellement le déplacement latéral correspondant aux images obtenues de chaque système de caméras. Bien que le système de traitement des données soit laborieux, les résultats obtenus expriment bien la tendance tel que présenté à la Figure 4-59.

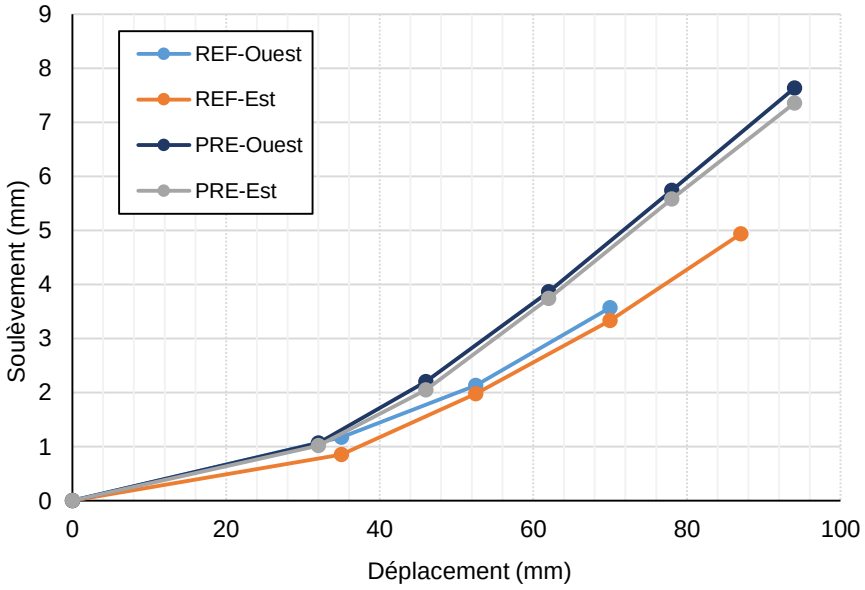


Figure 4-59 : Soulèvement maximal des deux piles obtenu du système optique

L'analyse des courbures et du soulèvement permet de mieux expliquer la plus grande énergie dissipée par la pile de référence. En effet, pour la pile préfabriquée, la rotule plastique se forme à l'intérieur du joint en BFUP sur une très courte longueur étant donné que le pourcentage

d’armatures longitudinales y est deux fois plus grand. Les études récentes pointent vers une plastification des barres d’armatures jusqu’au premier étrier, soit environ 75 mm (Dagenais & Massicotte, 2016; Rosini, 2018). Selon l’équation de Priestley décrite dans le Chapitre 2, à la section 2.6.2, pour des barres longitudinales 25M et une limite élastique de l’acier de 440 MPa obtenue des essais de traction, la longueur de la rotule plastique dans la semelle est de 242 mm. La longueur totale de la rotule plastique peut donc s’estimer à environ 315 mm et est observable entièrement au niveau du soulèvement de la colonne. Connaissant le soulèvement maximal observé de 42 mm qui a mené à la rupture d’une barre en traction, on peut estimer la déformation à l’ultime des barres à 0,133. Cette déformation est légèrement inférieure à la déformation maximale obtenue des essais de traction et peut s’expliquer par une diminution de la résistance des barres lorsque soumises à un protocole de chargement cyclique (fatigue plastique ou oligocyclique) tel qu’expliqué au Chapitre 2, à la section 2.6.1. L’hypothèse d’un déchaussement des barres dans le joint en BFUP a été éliminée étant donné que la rupture d’une barre en traction a été observée. Le joint a donc permis d’atteindre la contrainte ultime des barres d’armatures longitudinales. Sur la Figure 4-61, il est également possible d’observer que l’ouverture entre le haut du joint en BFUP et la colonne est beaucoup moins importante que le soulèvement, ce qui permet de conclure que la plastification des barres à l’interface colonne-semelle est beaucoup plus grande. C’est donc cette rotule plastique qui dicte le comportement de la pile préfabriquée.

Pour ce qui est de la pile de référence, celle-ci génère plutôt une zone de rotule plastique continue entre la semelle et la colonne, ce qui se traduit par une courbure plus prononcée à sa base. La longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle n’est pas quantifiable par le soulèvement, étant donné l’éclatement important du béton dans cette zone. On observe néanmoins qu’il faut plus d’énergie pour redresser cette structure, étant donné que la plastification des barres d’armatures se produit sur une plus grande longueur. Pour la pile préfabriquée, cette plastification est locale au niveau de l’interface entre la semelle et la colonne, ce qui offre une moins bonne ductilité pour des ductilités supérieures à 4,0. Pour pallier à ce problème, il serait possible de mettre en place une gaine sur les barres longitudinales dans la semelle. Cette gaine permettrait d'éliminer l’adhérence entre le béton et l’acier et de contrôler la plastification des barres longitudinales sur une certaine longueur permettant une meilleure ductilité.

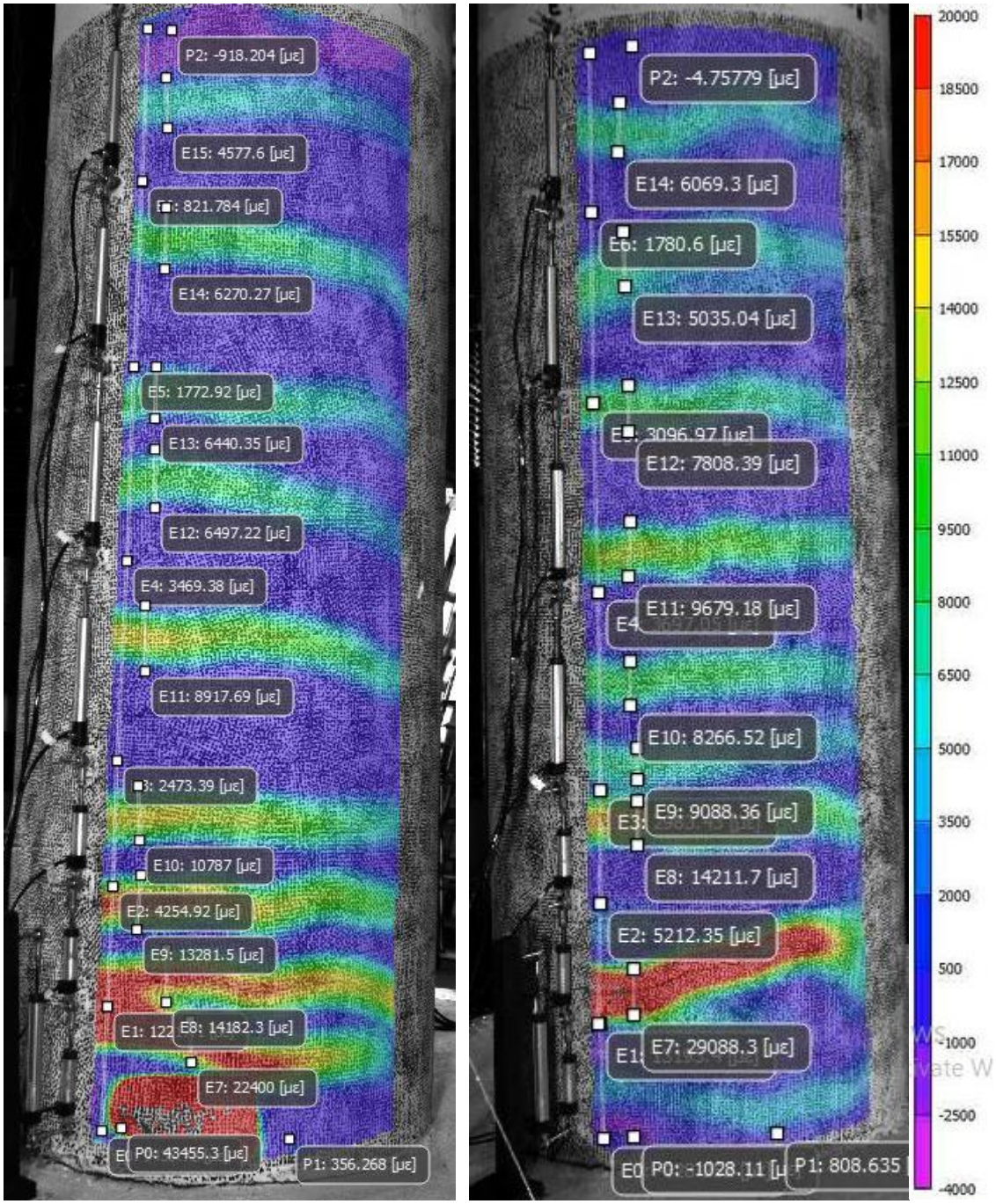


Figure 4-60 : Instrumentation utilisée pour l'analyse des résultats du système optique pour la pile de référence

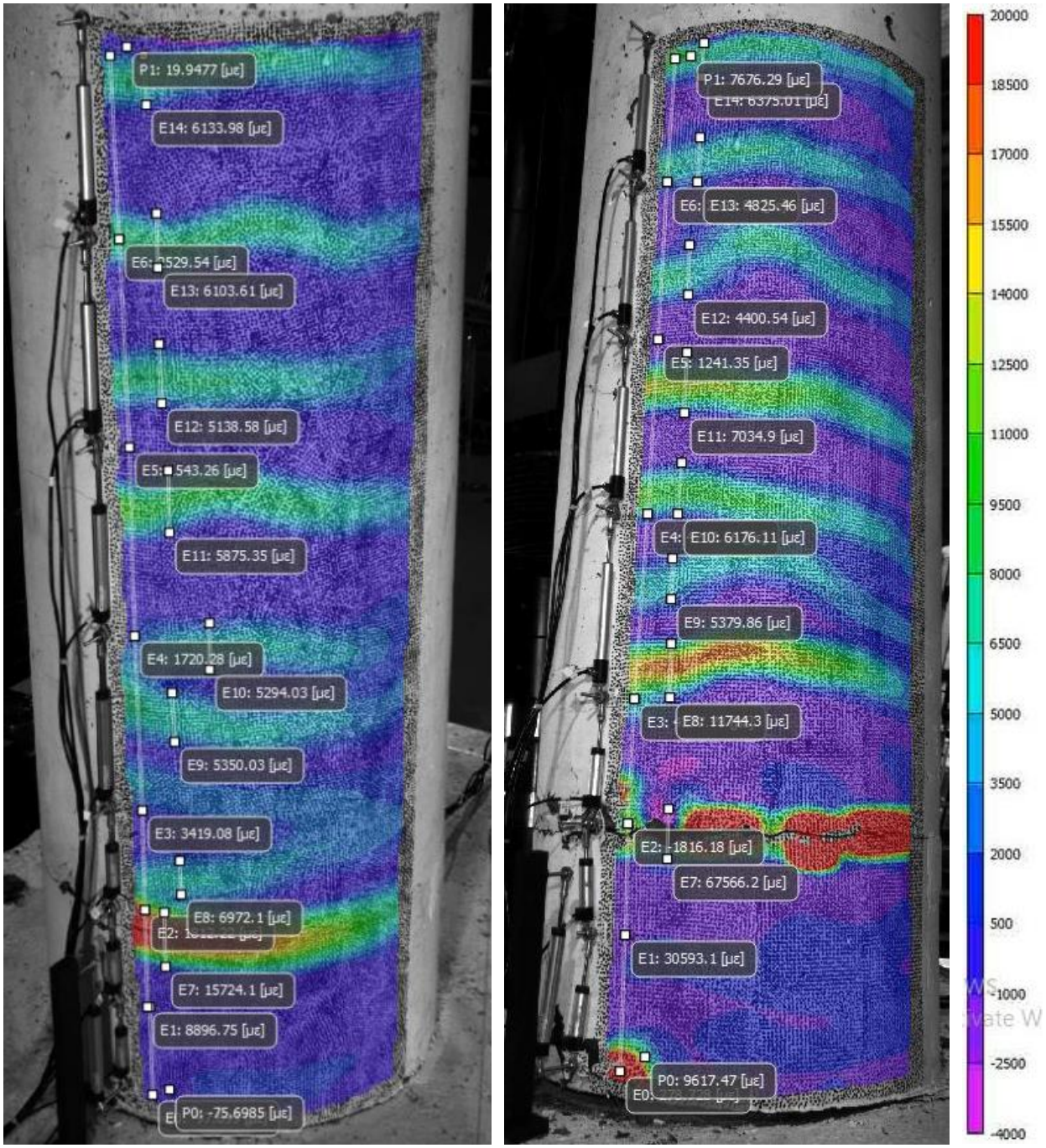


Figure 4-61 : Instrumentation utilisée pour l'analyse des résultats du système optique pour la pile préfabriquée

4.8.6 Ouvertures de fissures

L'utilisation du système optique permet également le calcul des ouvertures de fissures. L'instrumentation positionnée sur les images a été présentée à la Figure 4-61. La Figure 4-62 présente la comparaison des résultats obtenus.

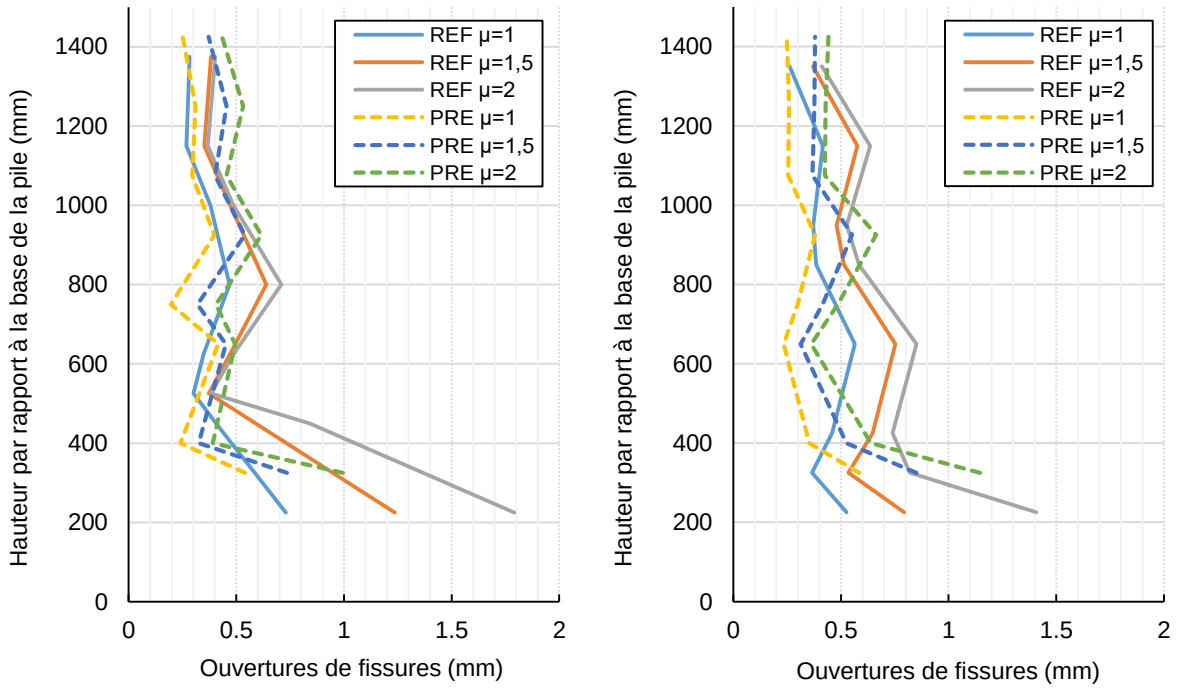


Figure 4-62 : Comparaison des ouvertures de fissures côté Nord-Est et Sud-Ouest pour les deux piles

Dans le même ordre d'idée que les courbures, la pile préfabriquée démontre une grande ouverture de fissures uniquement au niveau du haut du joint de BFUP. Les ouvertures de fissures sont ensuite relativement constantes. Pour la colonne de référence, la fissure la plus importante apparaît à 225 mm du bas de la colonne. Globalement, les ouvertures de fissures sont plus importantes pour la pile de référence, ce qui démontre une plus grande courbure de cette colonne.

4.8.7 Validation des courbures

Le système optique permet également de calculer les courbures. L'exercice de calcul des courbures a donc été effectué également avec les caméras dans le but de valider les résultats des potentiomètres linéaires. Cependant, les caméras ne permettent pas de calculer la courbure

directement sous les potentiomètres. Les potentiomètres numériques sont donc légèrement distancés du centre de la colonne. La Figure 4-63 et la Figure 4-64 présentent les résultats obtenus. Dans le bas de la colonne, les résultats sont très semblables tandis que quelques différences surviennent au niveau du haut de la colonne. En analysant la position des potentiomètres digitaux, il est possible de déterminer que certaines fissures arrivent à la limite entre deux potentiomètres. La fissure est donc prise en compte électroniquement par un certain potentiomètre tandis que pour les caméras, celle-ci passe tout près, mais n'est pas considérée dans le calcul. Somme toute, on peut affirmer que les deux systèmes de mesure démontrent la même tendance.

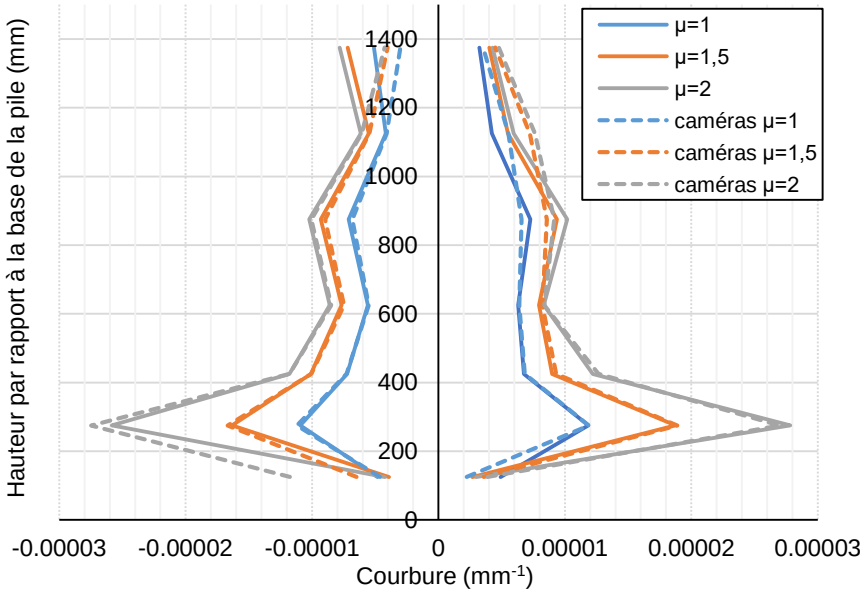


Figure 4-63 : Comparaison des courbures obtenues avec les potentiomètres et les caméras pour la pile de référence

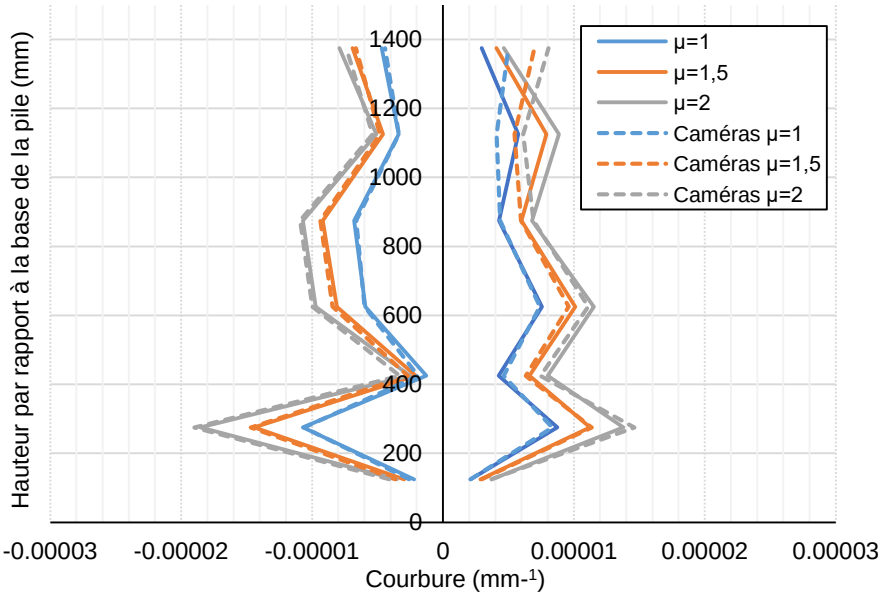


Figure 4-64 : Comparaison des courbures obtenues avec les potentiomètres et les caméras pour la pile préfabriquée

4.8.8 Déformations des armatures

La Figure 4-65, la Figure 4-66, la Figure 4-67 et la Figure 4-68, illustrées aux pages suivantes, présentent les déformations mesurées jusqu'à la perte des jauges ainsi que les déformations maximales mesurées pour les deux piles. Le schéma de l'instrumentation a été présenté précédemment sur la Figure 4-19 et la Figure 4-20. La jauge SO-4 pour la pile de référence ainsi que les jauges NE-3 et NO-4 pour la pile préfabriquée ont été abîmées pendant les travaux et n'ont donc pas pu être évaluées.

Pour la pile de référence, l'ensemble des jauges a subi de grandes déformations plastiques. La rotule plastique pénètre donc sur une distance d'au moins 150 mm dans la semelle et la colonne. Pour pouvoir déterminer la longueur maximale de cette rotule avec des jauges, il aurait fallu poser des jauges sur une plus grande distance dans la semelle et la colonne. En observant les valeurs maximales atteintes de chaque jauge, il est difficile d'établir une corrélation apparente entre la position des jauges et l'ordre de plastification. En théorie, les jauges situées le plus proche de l'interface entre la colonne et la semelle devraient plastifier davantage, ce qui n'a pas été démontré. Il y a néanmoins une incertitude importante sur chaque jauge. En effet, le fait de poser une jauge

sur une barre influence la lecture de celle-ci. Une section de la barre est meulée pour y coller la jauge. La section des barres peut donc différer d'une jauge à l'autre. De plus, le fait de mettre une protection sur la jauge diminue l'ancrage de celle-ci. La fissuration influence également la lecture de la jauge. Plus la fissure apparaît proche de la jauge, plus la jauge plastifiera rapidement. Somme toute, il est très difficile de déceler une tendance à partir de seulement 6 jauges installées relativement proche les unes des autres.

Pour ce qui est de la pile préfabriquée, il y a néanmoins une tendance qui ressort de l'analyse des jauges. En effet, les jauges numéro 6, situées dans la semelle, sont les premières à plastifier. Suivent les jauges numéro 5, situées à 50 mm dans le BFUP par rapport à la semelle. Pour ce qui est des jauges situées dans la partie supérieure du joint en BFUP, seulement les jauges SO-3 et NO-3 ont atteint de grandes déformations plastiques. On peut donc affirmer que les efforts dans les barres d'armatures sont plus importants dans le bas du joint que dans le haut du joint. La rotule plastique dans la semelle engendre des déformations plus importantes que la rotule qui se forme au-dessus du joint.

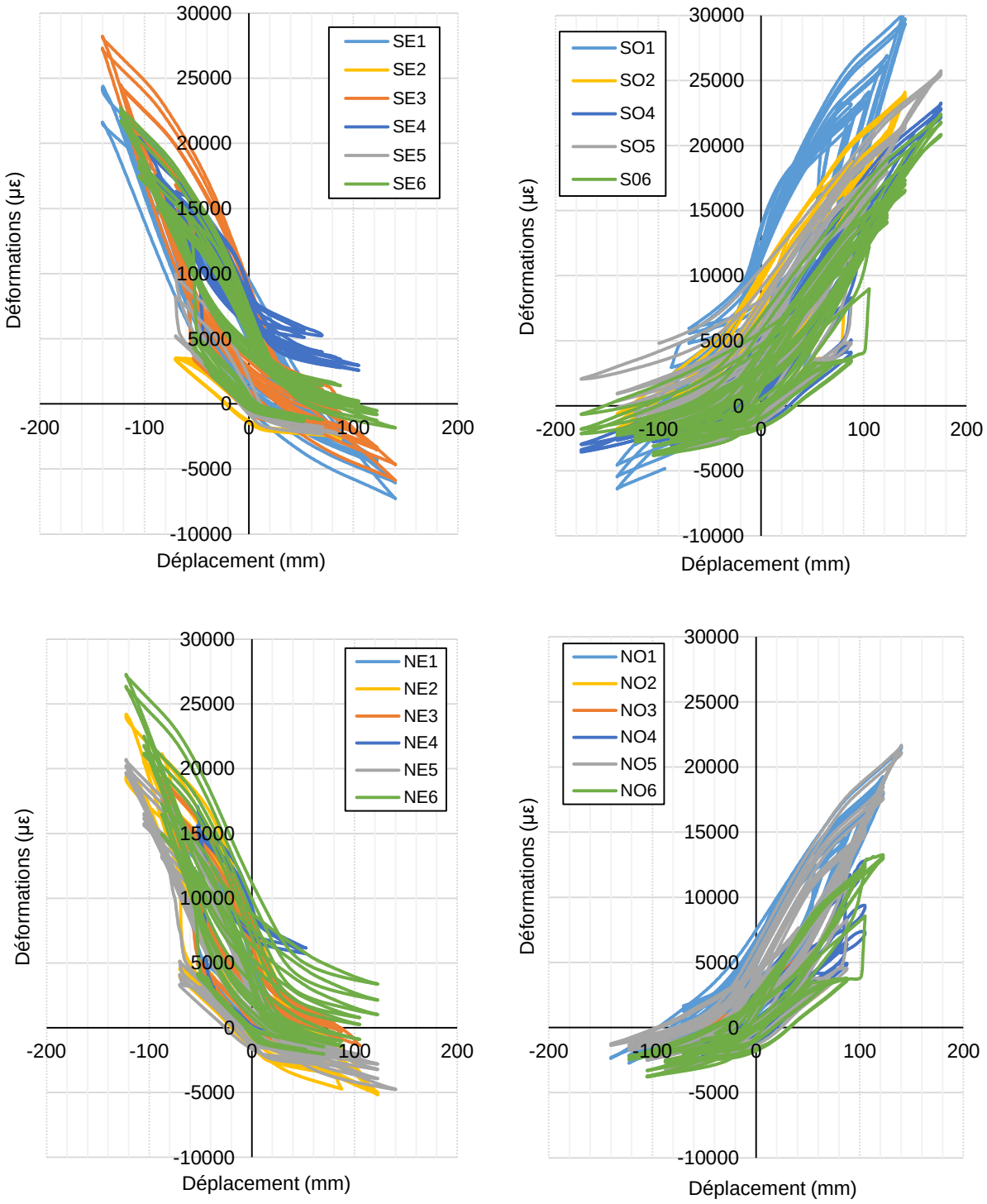


Figure 4-65 : Déformations mesurées sur les 23 jauges pour la pile de référence

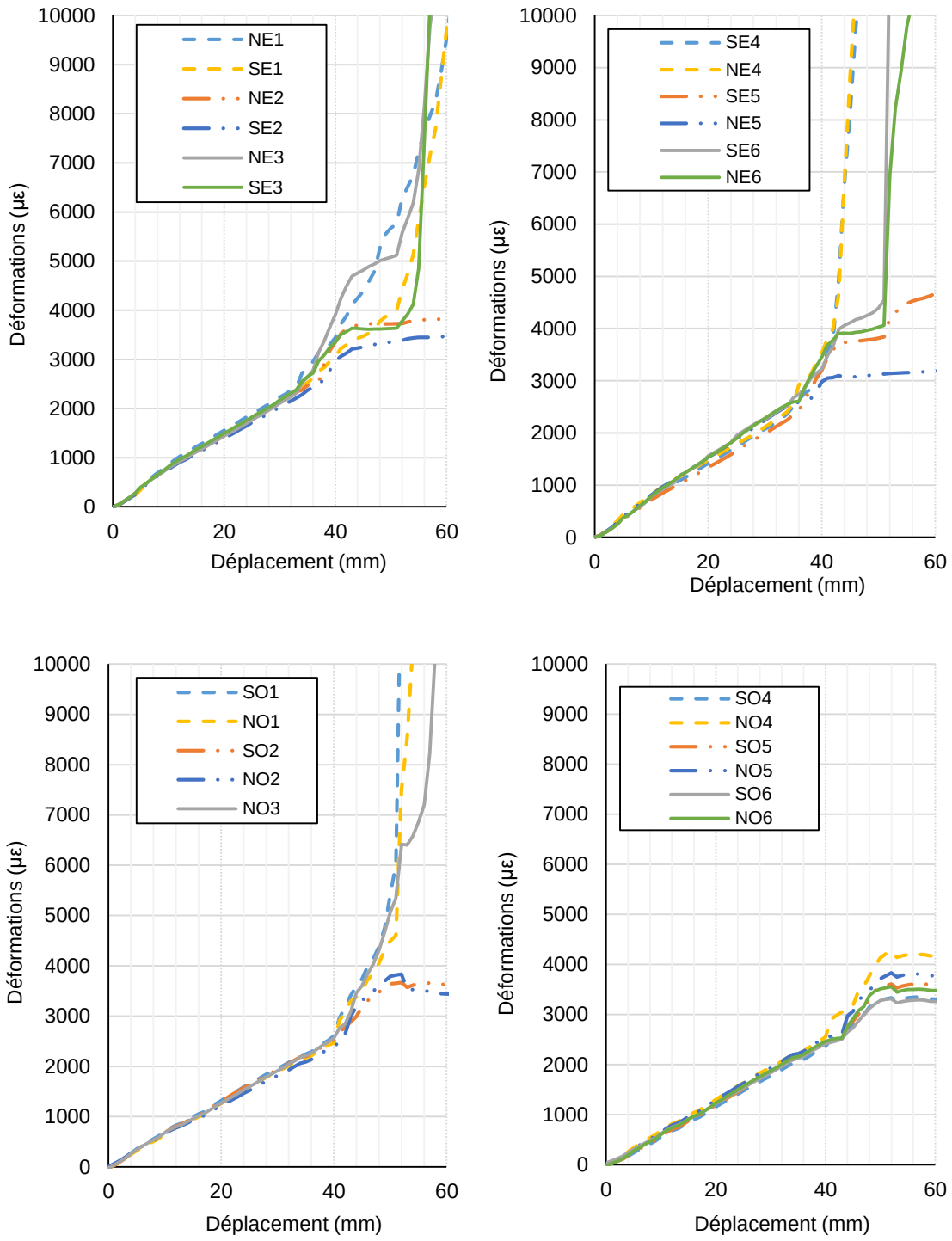


Figure 4-66 : Déformations maximales des 23 jauges pour la pile de référence

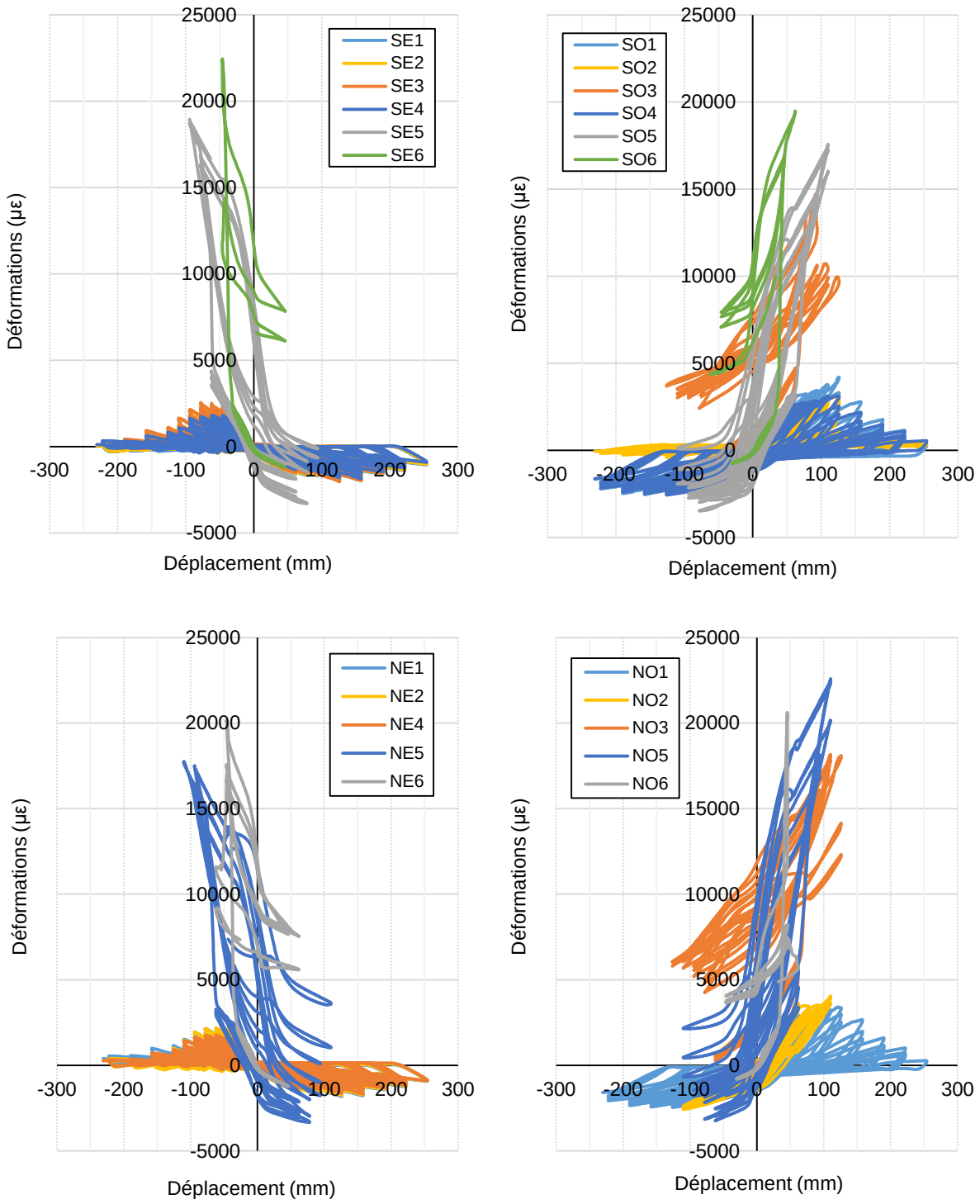


Figure 4-67 : Déformations mesurées sur les 22 jauges pour la pile préfabriquée

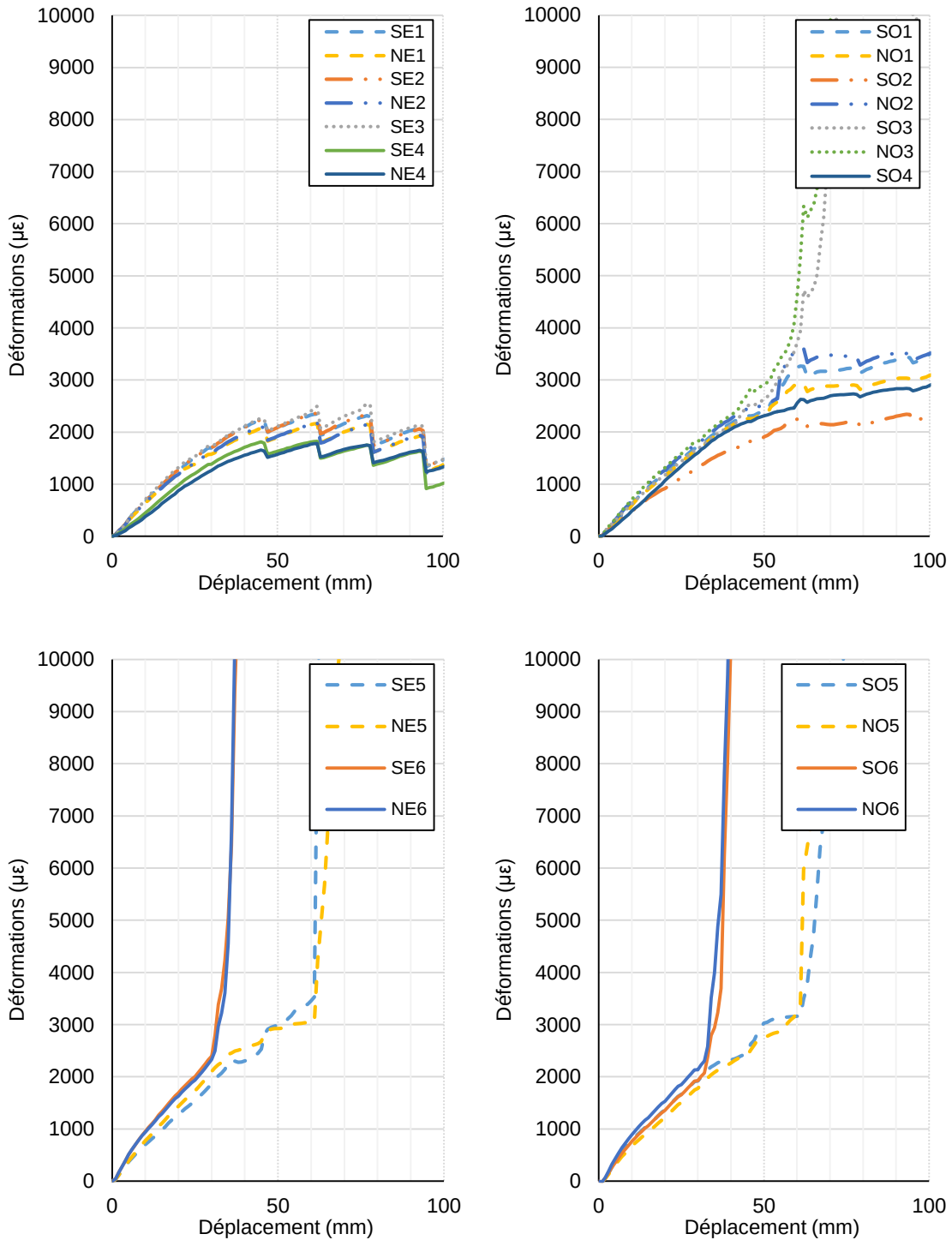


Figure 4-68 : Déformations maximales des 22 jauges pour la pile préfabriquée

4.9 Sommaire des résultats expérimentaux

Les essais expérimentaux ont permis de constater qu'une pile circulaire préfabriquée avec un joint de 300 mm en BFUP et une longueur de chevauchement de 10 diamètres de barre démontre globalement un excellent comportement sous chargement cyclique. Voici un résumé des conclusions importantes tirées du volet expérimental. Pour éviter d'alourdir le texte, il est sous-entendu que les deux piles sont comparées entre elles.

- La pile préfabriquée est plus rigide et plus résistante. En considérant les effets P-delta, la ductilité atteinte à l'ultime est respectivement de 5,0 et de 6,0 pour la pile préfabriquée et de référence.
- La pile préfabriquée démontre un endommagement du béton moins important. La zone endommagée pour la pile de référence est au bas de la colonne tandis que la zone endommagée pour la pile préfabriquée est au-dessus du joint en BFUP.
- Une limite de l'ordre de 0,5 % du ratio de déplacement pour la charge de freinage du CL-625 permettrait de rester dans une zone élastique. Cette limite s'avère mieux adaptée que la limite absolue de 10mm.
- Le soulèvement de la pile préfabriquée est nettement plus grand, puisque celui-ci correspond à l'allongement des barres longitudinales dans la semelle sur environ 240 mm et 75 mm dans le joint en BFUP.
- La pile préfabriquée dissipe moins d'énergie pour des ductilités supérieures à 4.0, ce qui s'explique également par la formation de deux zones de rotule plastique : une principale située dans la semelle et jusqu'au premier étrier dans le BFUP et une de moindre importance au-dessus du joint en BFUP.
- La courbure de la pile de référence est plus prononcée et ses ouvertures de fissures plus grandes.
- La pile préfabriquée génère une zone de rotule plastique plus importante dans le bas du joint en BFUP que dans le haut de celui-ci.

Les résultats obtenus lors des essais expérimentaux ont été confirmés avec des systèmes de mesure électronique et optique qui permettent de s’assurer de leur justesse. Certains aspects du volet expérimental pourraient être améliorés pour la suite des travaux. Voici quelques suggestions :

- développer un système de mesure des courbures et du soulèvement qui n’est pas influencé par l’éclatement du béton; ancrer les tiges directement dans le béton sur une certaine longueur ou bien mettre en place un système optique dans l’axe transversal, vis-à-vis l’axe neutre, peuvent être des options à considérer;
- prévoir des jauges sur une plus grande longueur dans la semelle et la colonne pour permettre de déterminer la longueur exacte de la rotule plastique;
- prévoir un certain jeu entre le chevêtre et les équerres pour permettre un alignement parfait des trous des équerres et du plateau de chargement de la 6DDL;
- utiliser des gabarits pour positionner les barres longitudinales provenant de la semelle et de la colonne afin de s’assurer d’un chevauchement parfait des barres;
- exiger l’utilisation d’une pompe à béton pour réduire la chute du béton frais et faciliter la mise en place du béton.

Les recommandations pour l'amélioration de la performance des joints préfabriqués seront présentées dans le chapitre des conclusions qui suit le chapitre des analyses non linéaires par éléments finis.

CHAPITRE 5 ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

L'objectif premier de ce chapitre est de confirmer analytiquement les conclusions tirées de la phase expérimentale, notamment en matière de courbe force-déplacement, de plastification des barres dans la zone de rotule plastique, d'écrasement du béton et d'ouvertures de fissures. De plus, durant l'expérimentation, l'utilisation de jauges n'a pas permis de suivre l'évolution des contraintes dans les barres jusqu'à l'écrouissage et les potentiomètres linéaires ont décollé à partir de ductilités supérieures à 2,5Δy. Les analyses numériques permettent donc d'estimer la suite des lectures de ces capteurs pour confirmer le comportement expérimental de ces deux piles. Les analyses par éléments finis ont été réalisées avec ABAQUS *Explicit* et le module de béton EPM3D.

5.1 Modélisation des matériaux

Les propriétés des matériaux introduites dans les modèles sont tirées des résultats expérimentaux présentés à la section 4.4. Les lois de matériaux introduites dans ABAQUS (acier, béton ordinaire et BFUP) doivent au préalable être vérifiées. En appliquant chaque loi à un seul cube maillé par un seul élément, on s'assure de la validité de la loi à l'échelle de chaque élément. Ainsi, un cube de 25 mm d'arrêtes maillé par un seul élément hexaédrique à intégration réduite (C3D8R) a été défini tel que présenté à la Figure 5-1. Des conditions frontières de déplacement nul perpendiculaires à trois des six faces sont imposées, puis un déplacement est appliqué dans une direction perpendiculaire à une face. L'analyse des courbes contraintes-déplacements permet ensuite de valider les lois des matériaux.

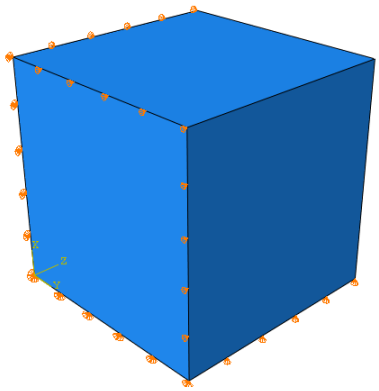
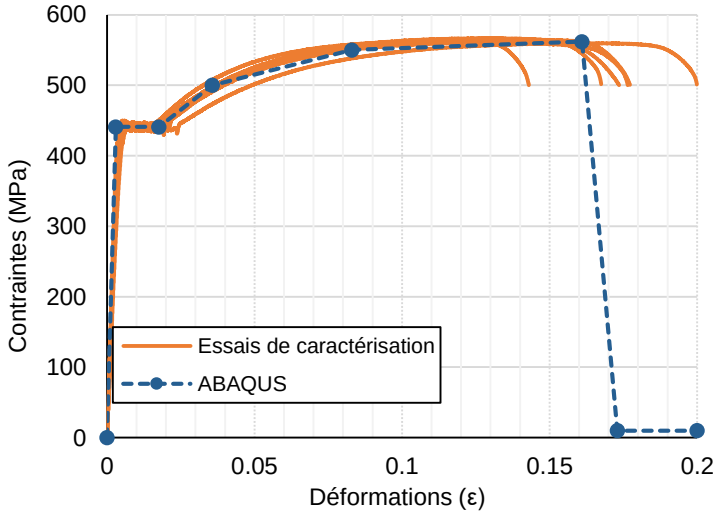


Figure 5-1 : Conditions frontières du cube pour la validation des lois des matériaux

5.1.1 Acier d'armature

Les essais de traction réalisés dans le cadre de la phase expérimentale ont permis de tracer les courbes contraintes-déformations présentées à la section 4.4.3. Une moyenne des courbes expérimentales est donc utilisée pour modéliser le comportement plastique de l'acier d'armature dans ABAQUS. La phase linéaire élastique est quant à elle spécifiée dans ABAQUS avec le module de *Young*. Un résumé du comportement et des propriétés de l'acier est présenté à la Figure 5-2.



Densité
7.8E-09 T/m^3
Module de Young
207000 MPa
Coefficient de Poisson
0.3

Figure 5-2 : Comportement et propriétés de l'acier modélisé dans ABAQUS

5.1.2 Béton ordinaire

Les propriétés du béton non linéaire sont introduites dans ABAQUS via le module EPM3D. Pour calculer la longueur de la rotule plastique dans la colonne et la semelle, les propriétés non linéaires sont nécessaires pour la semelle et la colonne. Dans la version utilisée d'EPM3D, plus de 61 paramètres peuvent être introduits pour définir le comportement d'un matériau. Les paramètres les plus importants sont présentés au Tableau 5-1. Le modèle a été bâti en millimètre et la convention utilisée est donc en Newtons et millimètres (MPa).

Tableau 5-1 : Propriétés du béton avec raidissement en traction utilisées dans ABAQUS/EPM3D

Numéro	Propriétés du béton utilisé dans ABAQUS		Référence	Préfabriquée
1	Module de Young (E_c)	MPa	36771	35507
2	Coefficient de Poisson (ν)	-	0.244	0.261
3	Contrainte de compression uniaxiale f_c'	MPa	-61.3	-59.7
4	Déformation au pic (ε_{co})	-	-0.00275	
5	Contrainte de traction uniaxiale (f_t')	MPa	2.58	
6	Énergie de rupture en traction (G_f)	N/mm	0.04	
7	Fraction de développement d'une fissure (a)	-	0.2	
8	Module équivalent	-	3.4	
9	Choix du modèle de raidissement en traction	-	Fields and Bischoff	
11	Limite d'élasticité de l'acier (f_y)	MPa	400	
12	Orientation nappe 1, sur axe X	-	0	
13	Orientation nappe 1, sur axe Y	-	0	
14	Orientation nappe 1, sur axe Z	-	1	
17	Orientation nappe 2, sur axe X	-	1	
18	Orientation nappe 2, sur axe Y	-	1	
19	Orientation nappe 2, sur axe Z	-	0	

Les propriétés 9 à 19 expriment le raidissement en traction selon le modèle de *Fields and Bischoff*. L'orientation de la nappe 1, sur l'axe Z fait référence au raidissement le long des barres longitudinales tandis que l'orientation de la nappe 2 sur l'axe X et Y fait plutôt référence aux spirales transversales. Le modèle de Fields and Bischoff est plus facile d'utilisation dans le cas des spirales puisque le pourcentage d'armature a très peu d'influence sur cette loi. Le raidissement en traction est applicable uniquement sur une certaine zone aux alentours des armatures. Le centre de la colonne est donc modélisé sans raidissement en traction. L'épaisseur de la zone avec raidissement est quant à elle établie selon le comité Euro-International du béton qui suggère dans son code la valeur maximale entre 2,5 fois l'enrobage plus un demi-diamètre de barre et la demi-épaisseur de la section. Ainsi, une zone de 200 mm a été considérée le long du périmètre circulaire.

Les Figure 5-3 et Figure 5-4 présentent les lois de comportement pour le béton en compression et en traction pour la pile de référence. Étant donné que la loi de comportement du béton est fonction de la taille de l'élément de maillage, deux maillages ont été considérés pour vérifier l'influence de

celui-ci. La loi de comportement post-pic du béton en compression est plus adoucissante pour un maillage plus fin puisque la courbe post-pic est définie dans EPM3D en fonction du rapport de l'énergie de rupture en traction sur la taille de l'élément.

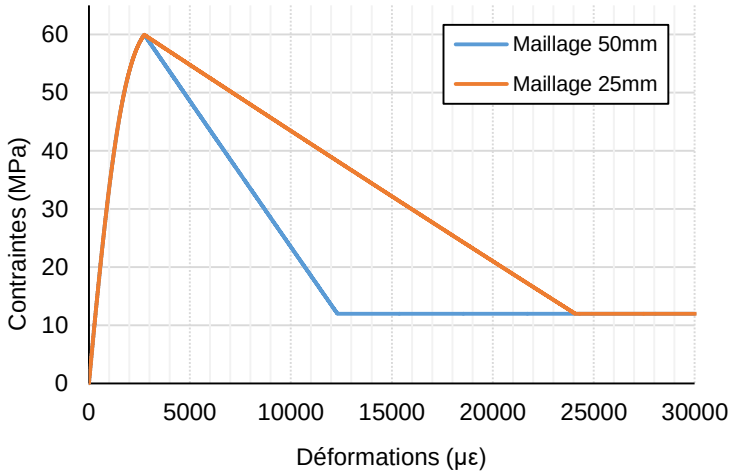


Figure 5-3 : Loi de comportement du béton en compression

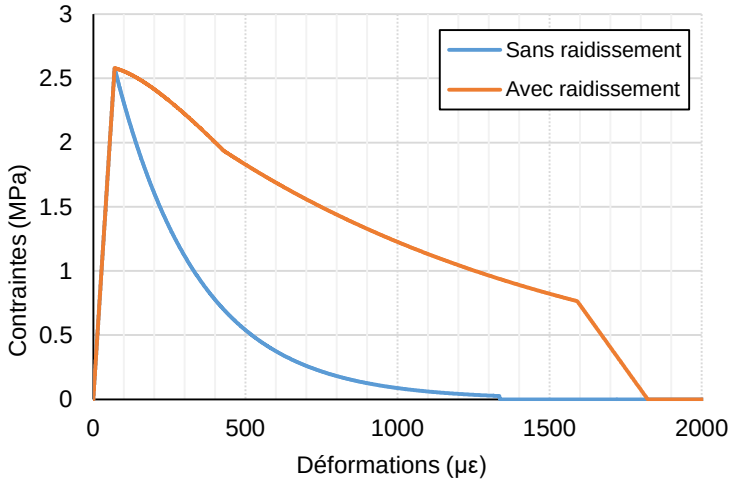


Figure 5-4 : Loi de comportement du béton en traction

5.1.3 BFUP

La modélisation du comportement en traction du BFUP est implémentée dans ABAQUS via le module EPM3D avec une loi de comportement bien différente d'un béton ordinaire. En effet, contrairement à un béton ordinaire, le comportement adoucissant est influencé par l'ouverture d'une macrofissure importante telle que présentée sur les os réalisés dans le volet expérimental. EPM3D permet d'implémenter directement la courbe contraintes-ouvertures de fissures pour cette zone adoucissante. Cependant, les essais d'os démontrent une orientation préférentielle des fibres qui n'est pas présente dans la pile. En effet, l'orientation des fibres est nettement influencée par les barres longitudinales, les étriers et le coffrage. Dans leurs travaux, Lagier, Massicotte et Charron (2016) ont déterminé par analyses inverses, les propriétés en traction du BFUP en fonction des résultats expérimentaux réalisés sur des barres chevauchées dans du BFUP. Ils ont ensuite établi un facteur de correction en comparant ces essais aux essais réalisés sur des os. Dans leur cas, l'analyse inverse était possible puisque la rupture avait lieu dans le BFUP, engendré par la pression diamétrale exercée par les crénelures sur le béton, phénomène qui n'est pas engagé avec le type de modélisation des armatures réalisé dans le cadre de ce travail. Dans le cas qui nous intéresse, le BFUP a fissuré, mais n'a pas mené à la rupture du spécimen. Ainsi, pour éviter d'obtenir numériquement une rupture dans cette zone, la résistance maximale en traction du BFUP a été diminuée de seulement 25%. Cette diminution peut aller jusqu'à 50% de la résistance, mais ce facteur a très peu d'influence sur les modèles globaux faits dans le cadre de ce projet. Le comportement en traction ainsi modélisé est présenté à la Figure 5-5.

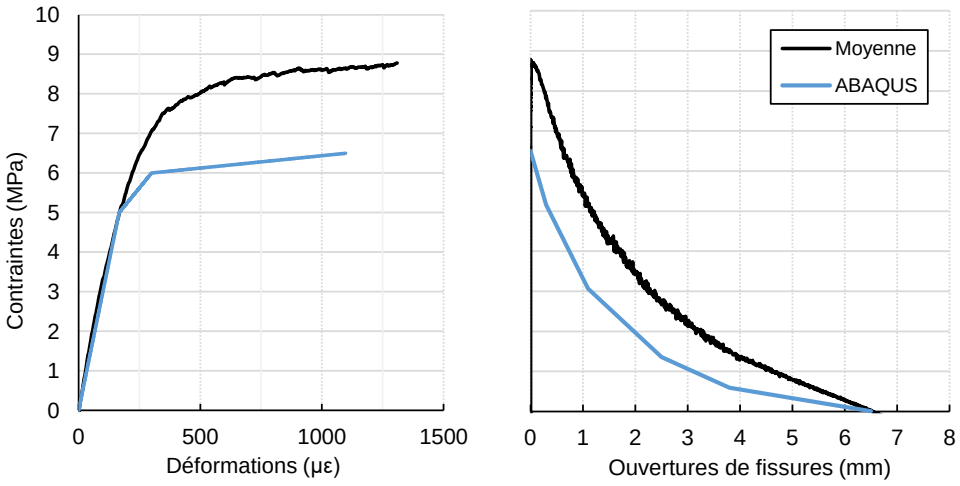


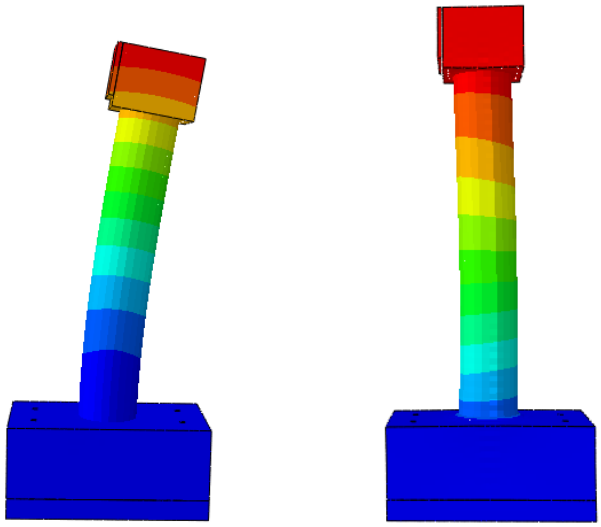
Figure 5-5 : Comportement en traction du BFUP modélisé sur ABAQUS/EPM3D

La loi de compression uniaxiale du BFUP est implémentée dans ABAQUS comme un béton ordinaire tel que présenté à la Figure 5-6. Sur cette figure, la contrainte maximale atteinte en compression est inférieure à la contrainte réelle de 120 MPa. Cette différence s'explique par la loi de comportement d'EPM3D qui tend à sous-estimer la valeur maximale pour les bétons à haute performance. Cependant, ce paramètre n'a pas une grande influence sur le modèle puisque le béton ordinaire cédera en compression bien avant le BFUP.

Figure 5-6 : Comportement uniaxial en compression du BFUP non confiné modélisé sur ABAQUS/EPM3D

5.2 Analyses modales

Tel que mentionné précédemment dans le Chapitre 2, à la section 2.6.3.2, un ratio d'énergie cinétique engendrée par les masses en déplacements (ALLKE) sur l'énergie interne de déformation (ALLIE) doit être inférieur à 5% pour pouvoir considérer une analyse comme étant quasi-statique. Selon Ben Ftima (2013), il est suggéré d'utiliser un temps d'incrémentation 20 fois supérieur à la période fondamentale de la structure pour respecter ce critère. ABAQUS permet d'effectuer directement une analyse modale et ainsi de déterminer les périodes fondamentales de la structure. Puisqu'une charge axiale et latérale est appliquée, il est pertinent de trouver la première période fondamentale du mode longitudinal et vertical. La Figure 5-7 présente les déformées et les périodes de chaque mode.



Mode longitudinal	Mode vertical
T=0,11s	T=0,0092s

Figure 5-7: Résultats des analyses modales

Comme on peut s'y attendre, la colonne est beaucoup plus flexible dans son axe longitudinal que vertical. Un temps d'incrémentation correspondant environ à 20 fois la période de la structure dans les directions longitudinale et verticale correspond respectivement à 2 secondes et 0,2 seconde.

5.3 Modélisation de la pile

La géométrie de la pile a été modélisée dans ABAQUS/*Explicit*. Les sections en béton (semelle, chevêtre et colonnes) ont été créées comme étant des *Parts 3D/Deformable/Solid* tandis que les barres d'armature ont été modélisées comme étant des *Parts 3D/Deformable/Wire*. Les propriétés des matériaux ont ensuite été introduites, puis appliquées aux différentes sections. Des sections de types *Solid/Homogeneous* et *Beam/Truss* ont été utilisées pour le béton et l'acier respectivement. Par la suite, les différents éléments du modèle ont été positionnés dans le modèle global sous l'onglet d'assemblage (*Assembly*). La pile ainsi modélisée est présentée à la

Figure 5-8.

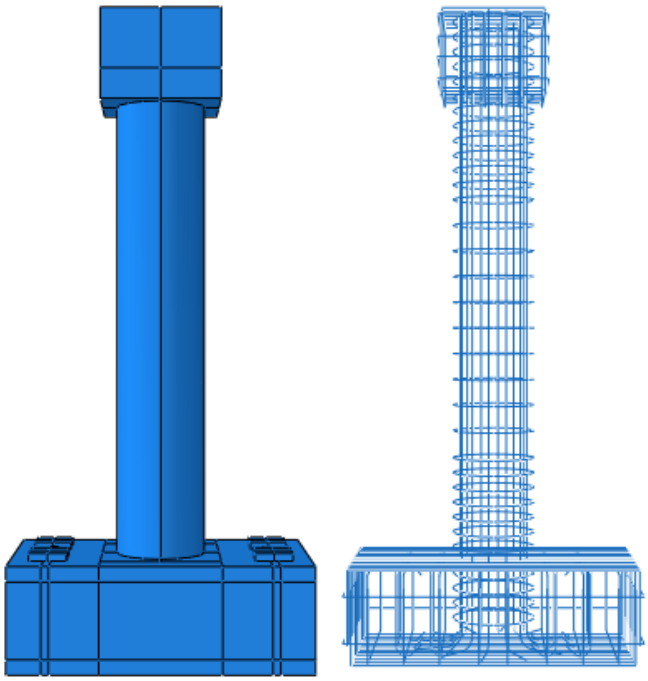


Figure 5-8 : Assemblage du béton et de l'acier de la pile

Pour représenter les conditions d'appuis exactes du laboratoire et vérifier la fissuration dans la semelle, les barres d'ancrages B7 ont été modélisées également. Une plaque infiniment rigide a été modélisée sous le spécimen pour représenter la dalle du laboratoire de Structures à laquelle les barres de post-tension viennent s'ancrer.

Une fois la pile modélisée, il est important d'effectuer un bon maillage des sections circulaires et rectangulaires. Des éléments *Explicit 3D Stress* hexaédriques linéaires à intégration réduite et au contrôle de *Hourglass* par *Relax stiffness* (C3D8R) ont été utilisés pour modéliser les éléments en béton. Dans ABAQUS, une petite quantité d'énergie artificielle ou bien *hourglass stiffness* est introduite dans le modèle pour contrôler la propagation de ces modes et éviter le phénomène de *hourglassing* (déformations aux contraintes nulles). Dans cet ordre d'idée, il est important d'éviter les éléments distordus afin de diminuer la quantité d'énergie artificielle dans le modèle. La vérification du ratio de l'énergie artificielle sur l'énergie totale du système (ALLAE/ALLIE) permet de vérifier ce phénomène. De plus, l'utilisation des éléments C3D8R permet de diminuer le temps de calcul tout en conservant une bonne précision. En ce qui a trait aux armatures, des

éléments treillis à 2 nœuds linéaires (T3D2) ont été utilisés puisque les barres reprennent principalement des efforts axiaux.

Par défaut, l'algorithme de maillage d'ABAQUS pour les sections circulaires donne un résultat non symétrique avec des éléments de dimensions variables. En partitionnant la section de la colonne selon la taille du maillage et en modifiant les paramètres de défauts *Mesh controls*, on peut forcer un maillage plus adéquat de la colonne. L'élément central a été défini comme ayant un contrôle du maillage de type *Hex Structured*, tandis que les autres éléments ont un contrôle de type *Hex Sweep* avec un algorithme de type *Advancing Front*.

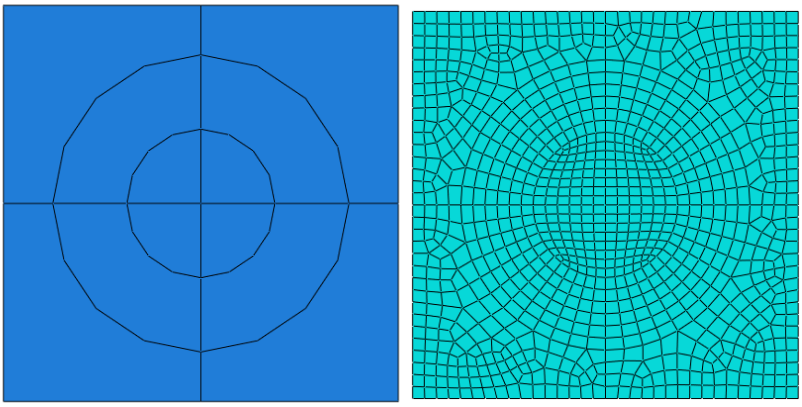


Figure 5-9 : Maillage des sections circulaires

Évidemment, le maillage n'est pas parfait étant donné la taille des éléments de 25 mm, mais il permet tout de même d'éviter la distorsion des éléments. Le maillage dans les coins n'est pas parfaitement symétrique, mais ces zones correspondent au chevêtre et à la semelle, deux zones qui sont moins d'intérêt dans le cadre de ce mémoire. Une analyse de l'influence du maillage sur les résultats a également été réalisée. Au préalable, des éléments de 50 mm avaient été modélisés. Cependant, on observait un flambement des barres longitudinales plus précoce étant donné que lorsqu'un élément de béton de 50 mm cédait en compression, cela diminuait de façon importante la résistance de la colonne. Le modèle était également moins stable. En comparant les résultats analytiques et expérimentaux, nous avons évalué qu'il était adéquat de se limiter à des éléments de 25 mm. Étant donné que la pile mesure 4,35m de hauteur et que la colonne est flexible dans l'axe longitudinal, la diminution de la taille du maillage engendre des temps de calcul importants.

Une fois les partitions, les matériaux, les sections, l'assemblage et le maillage effectués, on a pu définir les *contraintes* entre les différents éléments. La fonction *Embedded region* permet de diffuser les armatures dans le béton comme étant un tout solidaire. Dans le même ordre d'idée, les colonnes, le chevêtre et la semelle ont été modélisés comme étant une seule *part* pour éviter l'utilisation de la fonction *tie* et toute forme de contact dans les zones de rotule plastique. Le fait d'utiliser des éléments C3D8R ne permet pas de bloquer les rotations, mais seulement les translations à chaque nœud. Ainsi, les déplacements ont été empêchés dans toutes les directions au niveau de la dalle de fondation infiniment rigide. Le spécimen a ensuite été ancré sur la dalle du laboratoire via des barres de post-tension, tel que présenté à la Figure 5-10. Les barres d'ancrages dans la section inférieure ont été diffusées dans la dalle avec la fonction *Embedded region*. Au niveau de l'extrémité supérieure, les barres ont été ancrées aux plaques de transfert avec la fonction *Constraints Coupling* qui permet d'imposer une condition de pleine compatibilité entre l'extrémité supérieure des barres et des plaques de transfert. Pour tenir en place ce système, un frottement entre le béton et l'acier a dû être imposé au modèle. En effet, une composante normale de type *Hard Contact* et une composante tangentielle avec un coefficient de frottement de 0,3 entre le béton et l'acier ont été appliquées à l'ensemble du modèle.

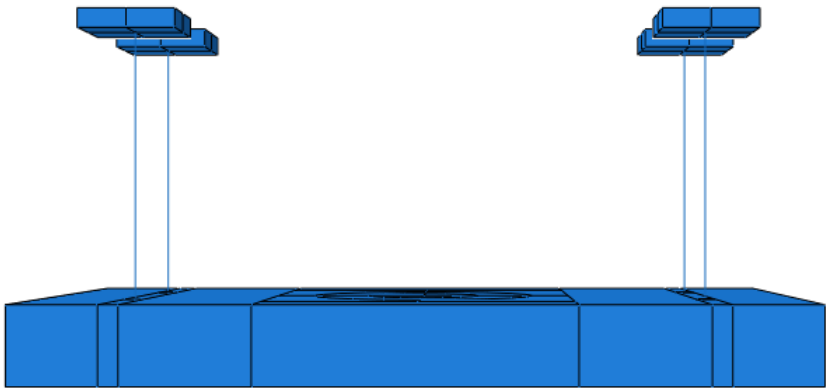


Figure 5-10 : Ancrage du spécimen modélisé dans ABAQUS

Une force de 800 kN par barre a ensuite été appliquée pour retenir le spécimen en place. Cette force a été définie avec la fonction *Predefined Fields*, qui permet d'appliquer un gradient thermique à un

élément. Le gradient thermique est fonction de la longueur de la barre, de son module d'élasticité, de son aire de section et de son coefficient de dilatation thermique.

Pour ce qui est du chargement, la charge axiale a été appliquée comme une pression au sommet, tandis que la charge latérale a été appliquée comme une surface de traction pour représenter le transfert des efforts des appareils d'appuis jusqu'à la pile. Une amplitude de type *Smooth Step* appliquée à chaque charge a permis d'appliquer la charge progressivement pour obtenir une analyse quasi statique.

5.4 Résultats des analyses ABAQUS

Les Figure 5-11 et Figure 5-12 présentent l'enveloppe obtenue de l'analyse statique non linéaire par poussées incrémentielles en comparaison avec les résultats cycliques expérimentaux. La courbe obtenue analytiquement est très semblable aux résultats expérimentaux. Les analyses ont été menées jusqu'à un déplacement maximal de 170 mm, seuil après lequel l'écrasement important du béton engendrait une énergie artificielle trop importante au modèle. Pour les deux piles, la courbe initiale colle presque parfaitement à l'expérimental. Ceci signifie donc que les propriétés du béton et de l'acier tirées des essais de caractérisation au laboratoire sont fidèles à la réalité. On peut également observer pour la pile de référence une valeur maximale en moment positif légèrement inférieure à l'expérimental, qui peut s'expliquer par le manque de symétrie obtenu expérimentalement et décrit à la section 4.8.2.

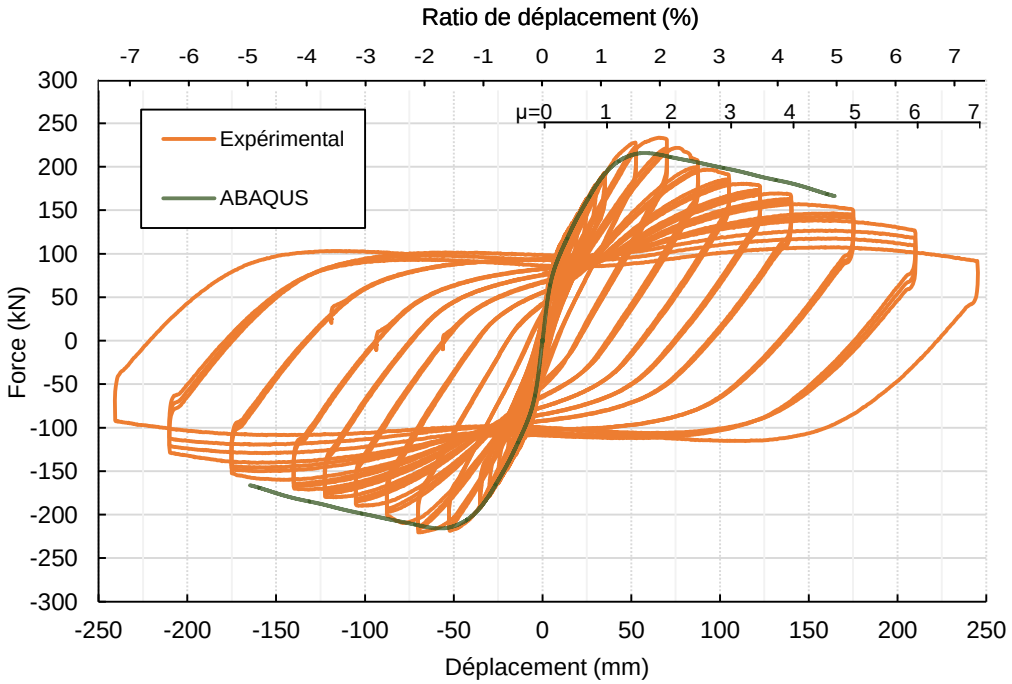


Figure 5-11 : Comparaison des courbes force-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement pour la pile de référence

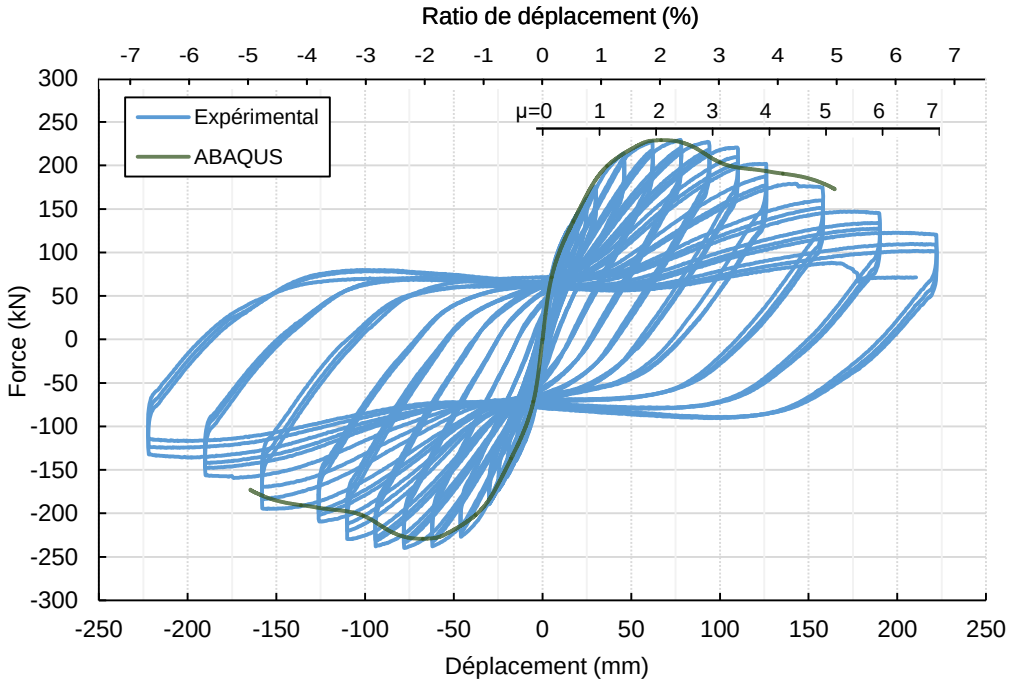


Figure 5-12 : Comparaison des courbes force-déplacement obtenues expérimentalement et numériquement pour la pile préfabriquée

L’analyse de la plastification des barres longitudinales est essentielle pour comprendre les différences entre les deux piles en termes de rotule plastique. La première plastification pour la pile de référence se produit à 32,5 mm de déplacement latéral versus 31,5 mm pour la pile préfabriquée, ce qui valide le fait que la colonne préfabriquée est légèrement plus rigide. Pour les deux piles, la première plastification a lieu à l’interface de la colonne et de la semelle telle que présentée à la Figure 5-13. La variable PEEQ illustre les déformations plastiques dans les barres d’armatures.

La différence en termes de patron de plastification réside plutôt dans les cycles subséquents (Figure 5-14). En effet, pour la pile de référence, la rotule plastique se forme à la base de la colonne et légèrement dans la semelle tandis que pour la pile préfabriquée, la rotule plastique est décalée par-dessus le joint ainsi qu’à l’interface colonne-semelle. Les barres longitudinales ne plastifient donc pas au niveau du joint en BFUP, puisque le pourcentage d’armatures longitudinales y est deux fois plus grand. De plus, l’analyse des contraintes maximales atteintes dans les barres situées à la fibre extrême ne démontre aucune différence entre les deux piles. Dans les deux cas, la valeur maximale est atteinte à l’interface colonne-semelle et la tendance est la même. Il est important de mentionner qu’une échelle différente a été utilisée pour la variable PEEQ pour montrer uniquement les endroits où il y a plastification des barres, de couleur blanche.

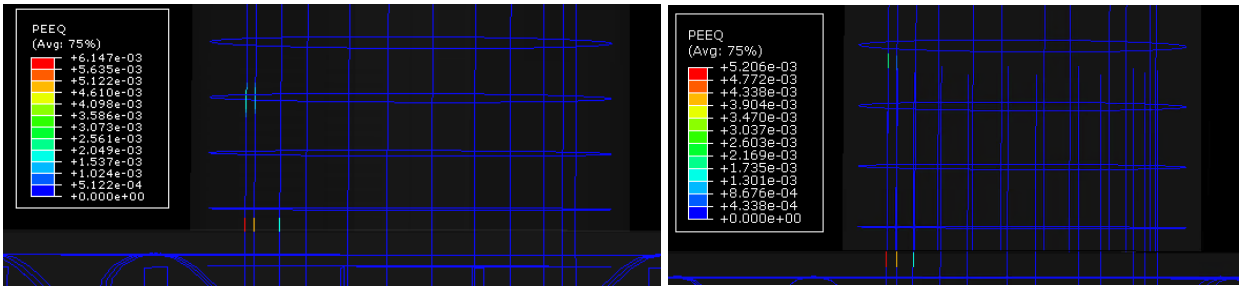


Figure 5-13 : Première plastification pour la pile de référence (à gauche) et la pile préfabriquée (à droite)

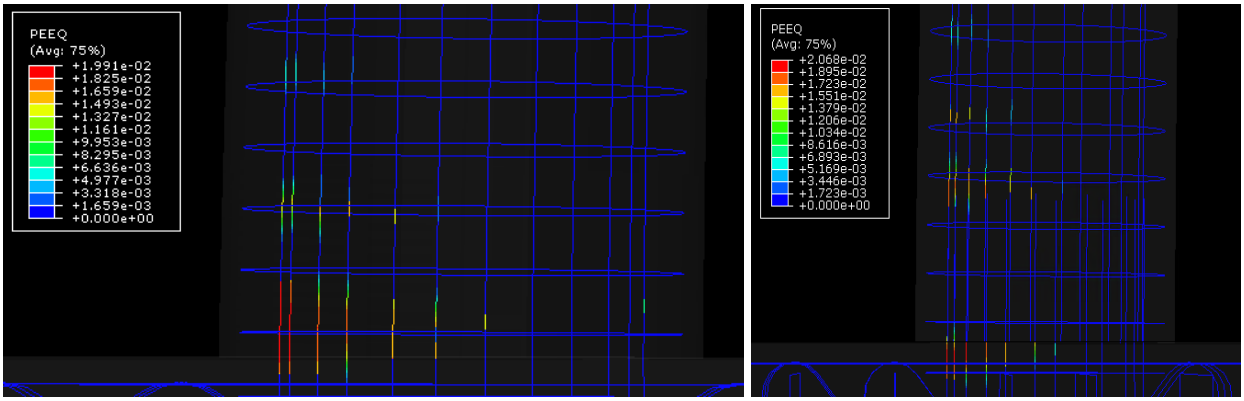


Figure 5-14 : Plastification des armatures correspondant à μ=2.0 pour la pile de référence (à gauche) et la pile préfabriquée (à droite)

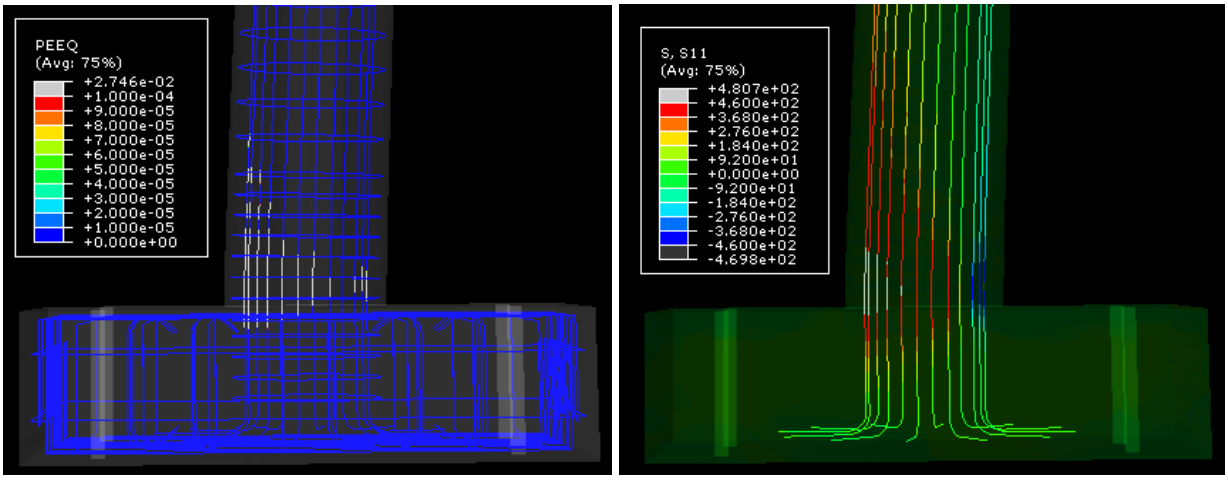


Figure 5-15 : Plastification des armatures à μ=4.0 pour la pile de référence

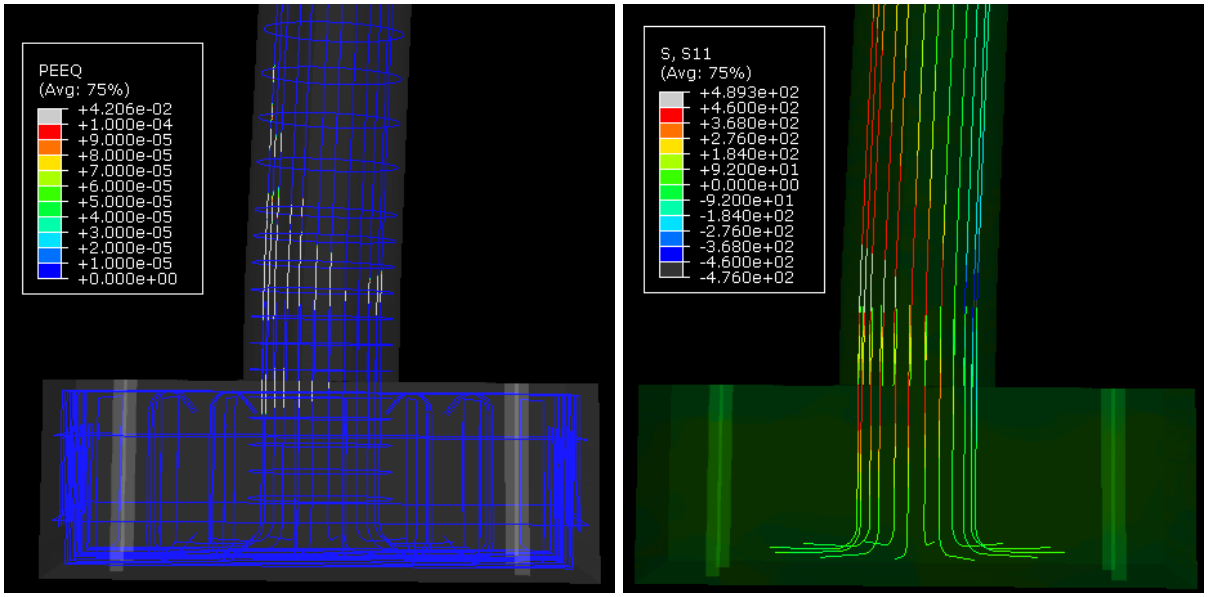


Figure 5-16 : Plastification des armatures à μ=4.0 pour la pile préfabriquée

Pour ce qui est de la longueur de la rotule plastique des deux colonnes, celle-ci est de l'ordre de 500 mm pour une ductilité de 4Δy, bien que la rotule plastique soit décalée par-dessus le joint en BFUP pour la pile préfabriquée. Pour ce qui est de la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle, les deux piles démontrent la même tendance avec une longueur de seulement 125 mm. Priestley, M. N. et al. (1996) suggère l'équation suivante pour le calcul de la rotule plastique (voir chapitre 2).

$$L_p = 0,08L + L_{ps} = 0,08L + 0,022\, f_y d_b \geq 0,044\, f_y d_b \tag{5.1}$$

où L : Longueur de la section jusqu'au point d'inflexion
d_b : Diamètre des barres longitudinales
f_y : Limite élastique de l'armature

La première partie de l'équation fait référence à la longueur de la rotule plastique dans la colonne tandis que la seconde partie de l'équation fait plutôt référence à la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle. Avec cette équation, on obtient une rotule plastique de 264 mm dans la colonne et de 252 mm dans la semelle, ou bien une rotule totale de 528 mm. Ces valeurs ne concordent donc pas avec les valeurs obtenues à partir des analyses numériques. En effet, la rotule plastique dans la colonne se forme sur une distance bien supérieure à 264 mm. Les résultats expérimentaux démontrent une longueur d'endommagement bien supérieur à l'équation de

Priestley, ce qui pointe dans la même direction que les analyses numériques. La longueur d'une rotule plastique est influencée par la force axiale, le moment fléchissant, le cisaillement dans la rotule plastique, les propriétés mécaniques de l'acier longitudinal et transversal, de la résistance et du confinement du béton (Bae & Bayrak, 2008). La première partie de l'équation de Priestley semble donc très simpliste. Dans la norme CSA-S6-14, on indique d'utiliser la plus grande valeur entre la dimension transversale maximale du poteau, un sixième de la hauteur libre ou 450 mm (Article 4.7.5.2.4). Ces valeurs semblent donc cohérentes pour une colonne circulaire, mais il serait pertinent de refaire l'exercice avec différentes géométries pour s'assurer de la validité de ce paramètre. À l'article 4.7.5.4, la norme énonce que l'armature transversale doit être prolongée dans la semelle sous la plus grande des valeurs entre la demi-dimension maximale du poteau et 400 mm. L'utilisation de la demi-dimension maximale du poteau est cohérente avec l'équation de Priestley pour des barres 25M.

Expérimentalement, des valeurs de pénétration de la rotule plastique d'au moins 150mm ont été calculées pour la colonne de référence. On peut expliquer la différence numérique par l'utilisation de la fonction *Embedded Region* pour diffuser les barres d'armatures dans le béton. Cette fonction empêche le glissement des barres dans le béton en définissant un contact parfait entre les deux matériaux. Pour définir cette interaction entre le béton et l'acier, il faudrait plutôt travailler avec une échelle réduite en modélisant la barre d'armature circulaire pour ainsi mailler ses crénelures. Ceci n'est cependant pas réaliste vu la taille des spécimens. Le patron de fissuration pointe cependant dans la même direction que l'équation de Priestley et sera abordé dans la présente section.

L'analyse de la plastification des barres permet de vérifier les critères de performance de la norme CSA-S6-14. Celle-ci mentionne que pour un service interrompu, un éclatement important du béton est accepté, à condition que le noyau central ne s'écrase pas et que les déformations maximales de l'acier en traction ne dépassent pas 0,050. Les analyses ont été effectuées jusqu'à un déplacement de 170 mm et ce seuil n'a jamais été atteint. En effet, une déformation maximale de 0,0373 pour la colonne de référence et 0,0337 pour la colonne préfabriquée ont été atteintes. C'est donc dire que l'on permet des ductilités à l'ultime de 6, peut-être même 7Δy. Ce critère de performance semble donc légèrement trop permissif. Pour un service limité, la norme indique plutôt une déformation maximale de 0,015. Cette valeur est atteinte pour un déplacement de seulement 45 mm. Expérimentalement et numériquement, la structure a été très peu endommagée pour un

déplacement de 45 mm. Ce critère de performance semble donc très conservateur. Il serait plus pertinent d'établir ces limites dans la norme selon le déplacement résiduel après séisme, plutôt que sur des critères de déformations maximales.

De plus, les analyses ABAQUS permettent de tracer les digrammes moment-courbure et déplacement-courbure des deux piles, tel qu'illustrés à la Figure 5-17 et à la Figure 5-18. Expérimentalement, les potentiomètres linéaires décollent au début de la phase plastique dans les zones les plus sollicitées, ce qui ne permet pas de tracer ces courbes jusqu'à une valeur de ductilité suffisante. Les analyses numériques sont donc un ajout important pour l'analyse du mécanisme de plastification principalement pour la pile préfabriquée qui génère deux zones de rotule plastique. En effet, la zone située au niveau de l'interface entre la semelle et la colonne est la plus sollicitée au début de la poussée horizontale. Les barres longitudinales plastifient jusqu'à atteindre une valeur de déformation maximale de 0,0337, ce qui correspond au début de la phase d'écrouissage et donc de l'augmentation de la résistance des barres suite au plateau plastique. L'augmentation de cette résistance à l'interface colonne-semelle permet ensuite à la deuxième zone de rotule plastique, située par-dessus le joint en BFUP, de se former de façon plus importante. La formation de la deuxième rotule plastique génère alors des efforts de compression importants dans le béton ordinaire, ce qui fait éclater celui-ci. Les barres situées à la fibre comprimées sont alors exposées, ce qui produit un flambement de celles-ci. Sur la Figure 5-18, on peut bien observer qu'à partir d'un déplacement horizontal du chevêtre de 85 mm, la courbure à l'interface de la colonne et la semelle reste bien stable, tandis que la courbure au-dessus du joint en BFUP augmente de façon importante avec l'éclatement du béton. Ce mécanisme de double rotule plastique est donc cohérent avec l'endommagement moins important du béton ordinaire observé expérimentalement pour la pile préfabriquée. Ce n'est qu'à partir de 85 mm de déplacement que la deuxième zone de rotule plastique gouverne le comportement de la structure et augmente les contraintes dans le béton ordinaire.

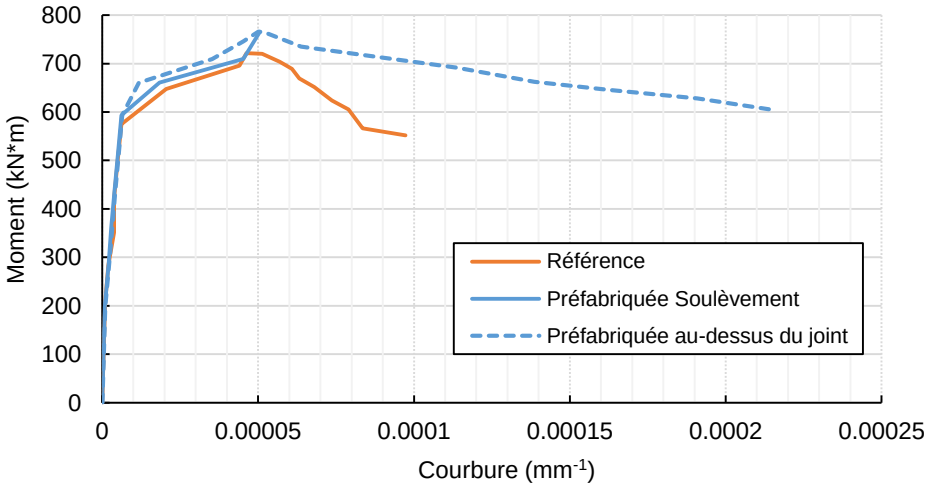


Figure 5-17 : Diagramme moment-courbure pour les deux piles

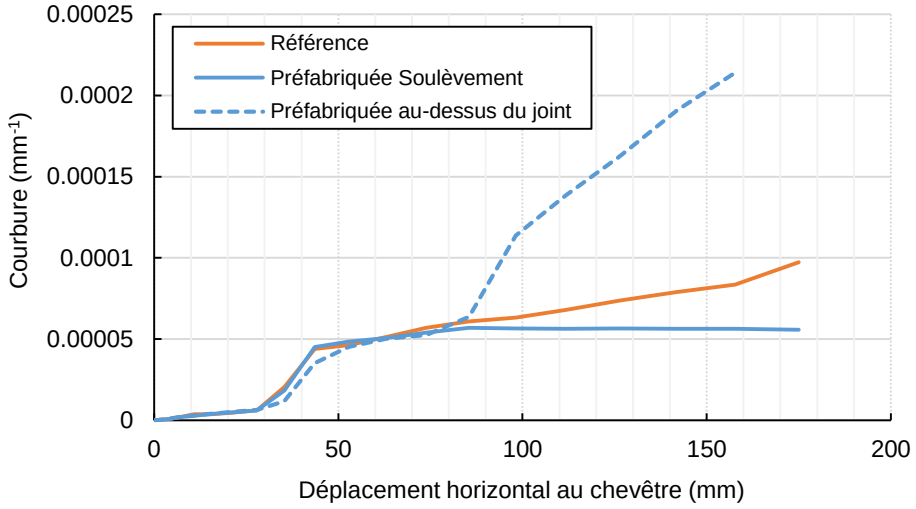


Figure 5-18 : Diagramme déplacement-courbure pour les deux piles

Les courbures sont également un bon indice de la longueur des rotules plastique. L'équation suivante permet d'estimer celles-ci.

$$\Delta_p = \theta_{p1} h_1 + \theta_{p2} h_2 \tag{5.2}$$

$$\Delta_{total} - \Delta_{élastique} = \varphi_{p1} L_{p1} h_1 + \varphi_{p2} L_{p2} h_2$$

Où Δp : Déplacement plastique total
φ_{pi} : Courbure plastique de la rotule i
L_{pi} : Longueur de la rotule plastique i
h_i: Distance du point d'application de la charge par rapport à la rotule plastique

Des hypothèses doivent cependant être posées au niveau de la longueur de la première rotule plastique pour pouvoir estimer la longueur de la deuxième. Pour être cohérent avec les valeurs expérimentales observées, des longueurs de pénétration de la rotule plastique de 240 mm dans la semelle et de 75 mm dans le BFUP ont été utilisées. Pour un déplacement au sommet de 157 mm, la longueur de la deuxième rotule plastique est de 115 mm.

La fissuration est également un bon indice de l'endommagement des spécimens. Dès le début de la poussée latérale, les fissures ouvrent progressivement du bas vers le haut de la colonne. La fissuration complète de la colonne est atteinte pour les deux piles à un déplacement latéral d'environ 55 mm. Les Figure 5-19 et Figure 5-20 illustrent les patrons de fissuration obtenus. Une valeur nulle ou négative du paramètre SDV13 signifie que le béton atteint la phase post-pic en traction et donc qu'une fissure est apparue à cet endroit. Les deux colonnes démontrent une fissuration très semblable, à l'exception du joint en BFUP qui ne fissure pas, tel qu'attendu. Le patron de fissuration des colonnes est très semblable à ce qui a été observé durant la phase expérimentale avec un espacement des fissures d'environ 175 mm allant pratiquement jusqu'en haut de la colonne. On observe également une fissure au niveau de la semelle qui concorde très bien avec la fissure observée expérimentalement et présentée précédemment à la Figure 4-41. La fissuration se propage également dans la semelle sur une distance de 250 mm. Cette distance concorde avec l'équation de Priestley pour le calcul de la longueur de la rotule plastique. Le cône d'arrachement de la semelle est aussi bien visible.

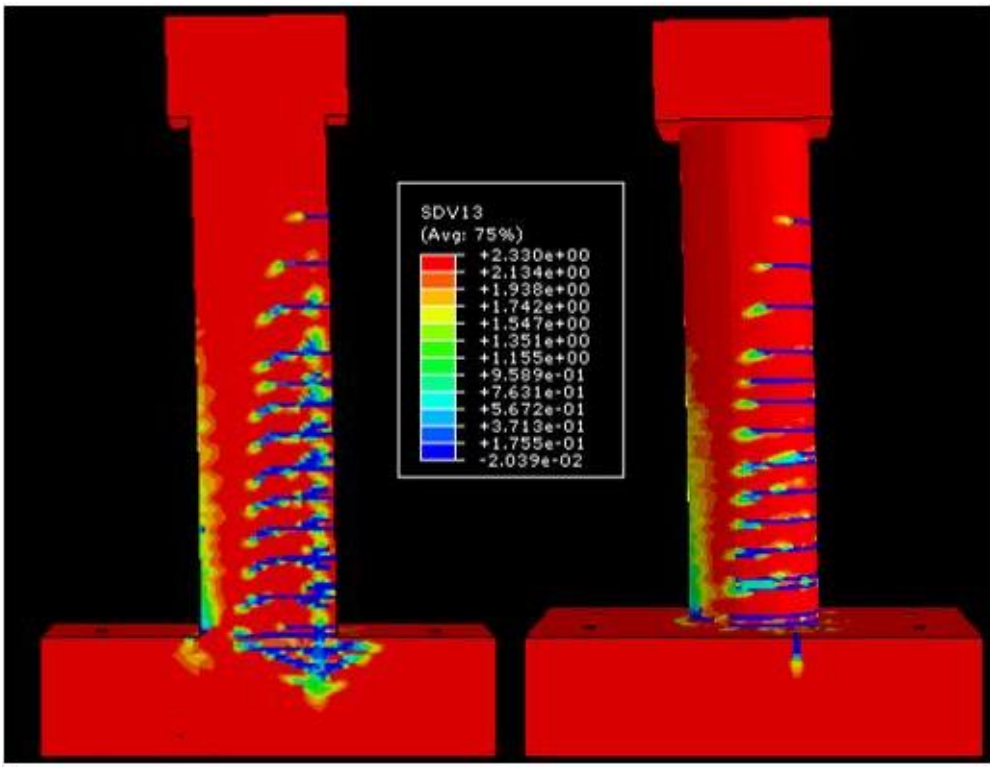


Figure 5-19 : Fissuration de la pile de référence pour un déplacement de 55mm

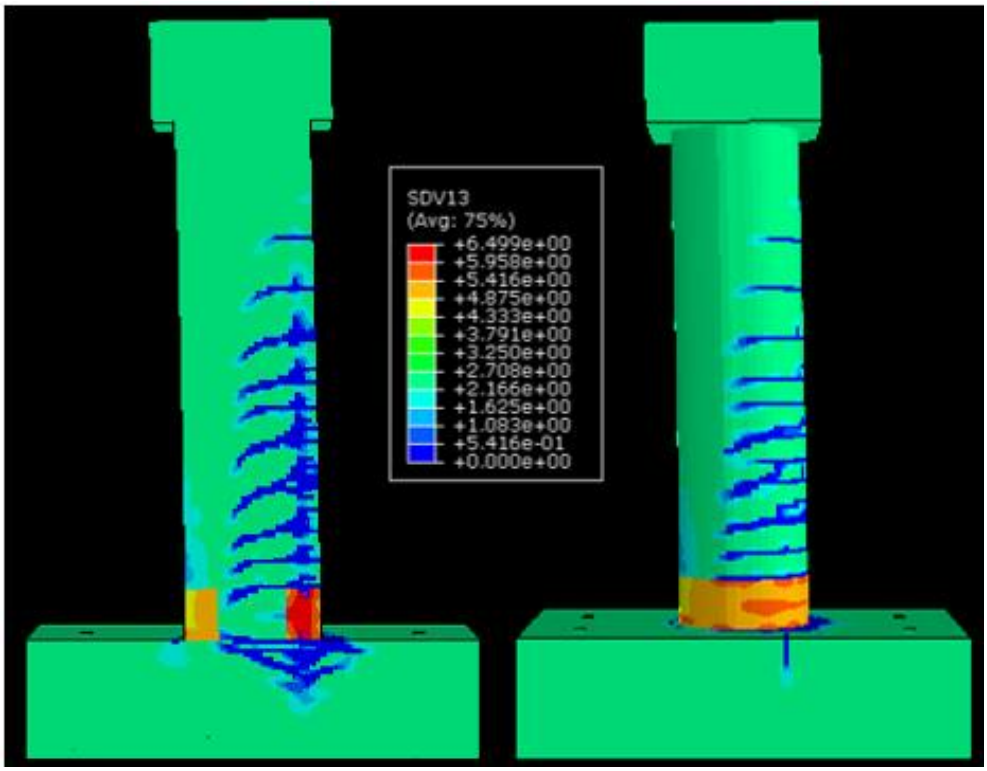


Figure 5-20 : Fissuration de la pile préfabriquée pour un déplacement de 55mm

Un autre point important de l'endommagement de la structure est l'écrasement du béton. Expérimentalement, la pile de référence a subi un écrasement important du béton au bas de la colonne tandis que la pile préfabriquée a subi un écrasement moins important du béton seulement au-dessus du joint en BFUP. Numériquement, il est possible d'identifier ces zones d'écrasement tel que présenté à la Figure 5-21. Ces zones représentent bien ce qui a été observé, bien qu'expérimentalement, de plus grandes galettes de béton se sont détachées de la structure.

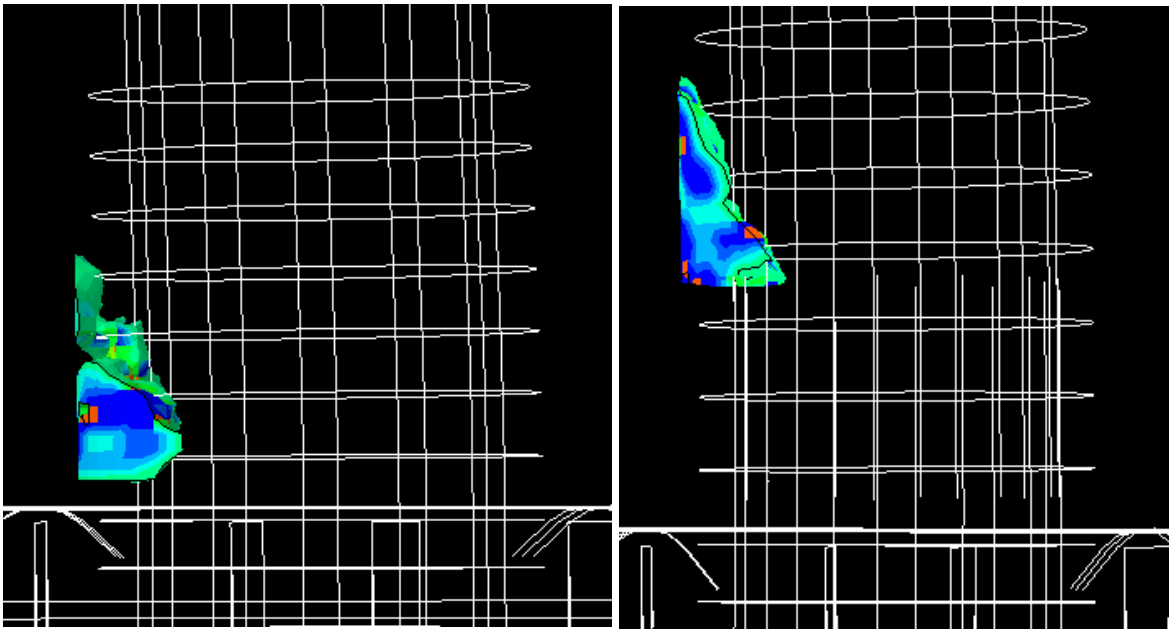


Figure 5-21 : Éclatement du béton en compression pour un déplacement de 105 mm pour la pile de référence (à gauche) et la pile préfabriquée (à droite)

5.5 Sommaire des résultats numériques

Les modèles numériques réalisés sur ABAQUS avec la loi de béton EPM3D ont permis de vérifier le comportement expérimental des deux piles. Les conclusions suivantes ont été tirées.

- L'enveloppe des courbes force-déplacement est reproduite pour les deux piles et concorde avec les résultats expérimentaux. Les propriétés mécaniques de l'acier et du béton ordinaire tirées des essais de caractérisation sont donc vérifiées.
- La zone de rotule plastique de la pile de référence se situe au bas de la colonne sur une longueur de 500 mm ainsi que dans la semelle sur une longueur de 125 mm, tandis que la

pile préfabriquée génère plutôt une zone de rotule plastique au-dessus et au-dessous du joint en BFUP sur des longueurs similaires.

- L'analyse des courbures a permis de révéler que la rotule plastique principale se forme dans la semelle et légèrement dans le BFUP. Lorsque les barres longitudinales atteignent la zone d'écrouissage, la deuxième rotule plastique, située par-dessus le joint en BFUP, se forme alors de façon plus importante, ce qui génère un éclatement du béton ordinaire.
- La norme CSA-S6-14 est cohérente pour la longueur de la rotule plastique dans la colonne, mais surestime légèrement la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle.
- Le patron de fissuration des deux piles est très similaire. La fissuration se propage jusqu'à 250 mm dans la semelle, ce qui concorde avec l'équation de la longueur de pénétration de la rotule plastique selon Priestley. L'équation de Priestley ne concorde cependant pas pour la longueur de la rotule plastique dans la colonne.
- Aucune fissure ni plastification des barres longitudinale n'est observée dans le joint en BFUP.
- Les analyses numériques ne permettent pas de vérifier le glissement des barres longitudinales dans le joint en BFUP.
- La déformation maximale de traction des barres d'armature permise dans la norme CSA-S6-14 pour un service interrompu de 0,050 n'est jamais atteinte dans les analyses numériques allant jusqu'à un déplacement de 170 mm (ratio de déplacement de 5,1%)
- Pour un service limité, la déformation maximale de traction des barres permises dans la norme de 0,015 est atteinte pour un déplacement de seulement 45 mm (ratio de déplacement de 1,4%).
- Les zones d'éclatement du béton sont cohérentes avec les zones observées expérimentalement.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Rappels des objectifs

Ce projet de maîtrise s'inscrit dans un grand programme de recherche ayant comme objectif l'implantation de spécifications dans la norme CSA-S6 relatives aux joints en BFUP pour la conception de piles dans les régions de sismicité élevée. Les premiers objectifs du projet de maîtrise étaient d'évaluer la demande sismique avec la norme CSA-S6-14 et d'en tirer des conclusions pour établir une phase expérimentale complète qui reflète la réalité. Cette deuxième phase du projet avait ensuite comme objectif principal d'étudier expérimentalement le comportement d'une pile de pont circulaire conçue selon la norme des ponts ainsi que d'une deuxième pile identique à l'exception d'un assemblage avec joint en BFUP dans la zone de rotule plastique. Un joint de 300 mm avec un chevauchement des barres d'armatures de 10 diamètres de barre a été utilisé. Il s'agit d'un premier test qui s'inscrit dans le vaste programme de recherche précité. La troisième phase du projet consistait à modéliser les deux piles avec le logiciel d'éléments finis ABAQUS et le modèle de béton EPM3D pour établir une méthodologie d'analyse non linéaire visant à valider les résultats expérimentaux. Ces trois phases du projet avaient comme objectif final de tirer des conclusions sur l'efficacité de ce joint en BFUP dans les zones sismiques importantes.

6.2 Analyse de la demande

Cette première phase du projet consistait à concevoir des piles pour trois régions au Canada suite à une approche de conception basée sur la force selon l'approche préconisée dans la nouvelle norme CSA-S6-14. Ces analyses ont permis de mieux comprendre le fonctionnement de cette nouvelle norme et d'en ressortir les points essentiels pour le volet expérimental. Plus précisément, voici les conclusions qui ont été tirées.

- Le déplacement de 100 mm sous la charge sismique ou de 10 mm sous la charge de freinage du camion CL-625 détermine le diamètre des colonnes. Aucun critère de déplacement maximal n'est cependant mentionné dans la norme. Il serait pertinent d'utiliser un critère de ratio de déplacement respectant une limite élastique pour la charge de freinage, plutôt qu'un critère en valeur absolue.

- Les efforts longitudinaux sont beaucoup plus importants que les efforts transversaux. Les piles seront donc testées en courbure simple.
- La norme CSA-S6-14 permet une grande liberté au concepteur en déterminant des critères de performance très qualitatifs, à l'exception des déformations maximales dans le béton et l'acier pour un certain niveau de performance. Les analyses numériques permettent d'identifier ces niveaux de performance.

6.3 Essais expérimentaux sur piles

Les essais expérimentaux ont permis de constater qu'une pile circulaire préfabriquée avec joint de 300 mm en BFUP et une longueur de chevauchement de 10 diamètres de barre démontre globalement un excellent comportement sous chargement cyclique. Voici un résumé des conclusions importantes soulevées dans le volet expérimental.

- La pile préfabriquée est plus rigide et plus résistante. En considérant les effets P-delta, la ductilité atteinte à l'ultime est respectivement de 5,0 et de 6,0 pour la pile préfabriquée et de référence.
- La pile préfabriquée démontre un endommagement du béton moins important. La zone endommagée pour la pile de référence est au bas de la colonne tandis que la zone endommagée pour la pile préfabriquée est au-dessus du joint en BFUP.
- Une limite de l'ordre de 0,5 % du ratio de déplacement pour la charge de freinage du CL-625 permettrait de rester dans une zone élastique. Cette limite s'avère mieux adaptée que la limite absolue de 10mm.
- Le soulèvement de la pile préfabriquée est nettement plus grand, puisque celui-ci correspond à l'allongement des barres longitudinales dans la semelle sur environ 240 mm et 75 mm dans le joint en BFUP.
- La pile préfabriquée dissipe moins d'énergie pour des ductilités supérieures à 4.0, ce qui s'explique également par la formation de deux zones de rotule plastique : une principale située dans la semelle et jusqu'au premier étrier dans le BFUP et une de moindre importance au-dessus du joint en BFUP.

- La courbure de la pile de référence est plus prononcée et ses ouvertures de fissures plus grandes.
- La pile préfabriquée génère une zone de rotule plastique plus importante dans le bas du joint en BFUP que dans le haut de celui-ci.

Les résultats obtenus des essais expérimentaux ont été confirmés avec un système de mesure électronique et digital qui permet de s'assurer de leur justesse.

6.4 Modélisations numériques

Les modèles numériques réalisés sur ABAQUS avec la loi de béton EPM3D ont permis de vérifier le comportement expérimental des deux piles. Les conclusions suivantes ont été tirées.

- L'enveloppe des courbes force-déplacement a été reproduite pour les deux piles et concorde avec les résultats expérimentaux. Les propriétés mécaniques de l'acier et du béton ordinaire tirées des essais de caractérisation sont donc vérifiées.
- La zone de rotule plastique de la pile de référence se situe au bas de la colonne sur une longueur de 500 mm ainsi que dans la semelle sur une longueur de 125 mm, tandis que la pile préfabriquée génère plutôt une zone de rotule plastique au-dessus et au-dessous du joint en BFUP sur des longueurs similaires.
- L'analyse des courbures a permis de révéler que la rotule plastique principale se forme dans la semelle et légèrement dans le BFUP. Lorsque les barres longitudinales atteignent la zone d'écrouissage, la deuxième rotule plastique, située par-dessus le joint en BFUP, se forme alors de façon plus importante, ce qui génère un éclatement du béton ordinaire.
- La norme CSA-S6-14 est cohérente pour la longueur de la rotule plastique dans la colonne, mais surestime légèrement la longueur de pénétration de la rotule plastique dans la semelle.
- Le patron de fissuration des deux piles est très similaire. La fissuration se propage jusqu'à 250 mm dans la semelle, ce qui concorde avec l'équation de la longueur de pénétration de la rotule plastique selon Priestley. L'équation de Priestley ne concorde cependant pas pour la longueur de la rotule plastique dans la colonne.

- Aucune fissure ni plastification des barres longitudinale n’est observée dans le joint en BFUP.
- Les analyses numériques ne permettent pas de vérifier le glissement des barres longitudinales dans le joint en BFUP.
- La déformation maximale de traction des barres d’armature permise dans la norme CSA-S6-14 pour un service interrompu de 0,050 n’est jamais atteinte dans les analyses numériques allant jusqu’à un déplacement de 175mm (ratio de déplacement de 5,2%).
- Pour un service limité, la déformation maximale de traction des barres permises dans la norme de 0,015 est atteinte pour un déplacement de seulement 45mm (ratio de déplacement de 1,3%).
- Les zones d’éclatement du béton sont cohérentes avec les zones observées expérimentalement.

6.5 Recommandations

Les résultats expérimentaux et numériques démontrent une performance légèrement meilleure de la pile préfabriquée par rapport à la pile de référence. Il est important de mentionner que la portée du projet se limite aux colonnes circulaires élancées avec l'étude d'une seule géométrie et d’une seule configuration de joint semelle-colonne. Ce projet de recherche a donc permis de démontrer la faisabilité des piles préfabriquées avec joint en BFUP. Bien que la performance globale du joint soit excellente, il y a néanmoins des possibilités d’amélioration. En effet, pour la pile préfabriquée, la plastification des barres d’armatures se produit à l’interface entre la semelle et la colonne sur une très courte longueur, ce qui se traduit par une moins bonne dissipation d’énergie pour des ductilités supérieures à 4,0. La solution proposée est de mettre en place une gaine sur les barres longitudinales dans la semelle. Cette gaine permettrait d'éliminer l’adhérence entre le béton et l’acier et de contrôler la plastification des barres longitudinales sur une longueur prédéterminée. Cette solution permettrait de descendre la rotule plastique de la colonne vers la semelle. De plus, le joint en BFUP a démontré plusieurs fissures de fendages. Il pourrait donc est bénéfique d’avoir un joint légèrement plus performant. Augmenter le pourcentage de fibres du BFUP influencerait

positivement la force en traction du joint. Augmenter la hauteur du joint permettrait aussi une plus grande longueur d'ancrage des barres longitudinales.

D'ailleurs, l'assemblage de la colonne et de la semelle a été laborieux dans ce projet étant donné les imprécisions relatives à la position des barres longitudinales. Positionner les barres longitudinales de la colonne et la semelle sur deux rangs distincts faciliterait la mise en place de la colonne. Ceci réduirait le bras de levier du rang interne, ce qui nécessiterait probablement un diamètre de barre ou un pourcentage d'armature plus grand. Pour la mise en place des colonnes sur chantier, un concept de colonne évidée pourrait également être intéressant.

Somme toute, il reste encore bien du travail avant l'implantation des spécifications de la norme CSA-S6 pour la conception efficace des colonnes de ponts. Ce premier essai s'est avéré être un succès, bien qu'il y ait possibilité de faire mieux. La suite des travaux implique donc la construction de plusieurs colonnes, avec différents joints dans le but de trouver le joint le plus économique permettant d'excellentes performances, mais aussi pour valider la variabilité des essais et établir des statistiques avec un échantillonnage suffisant.

BIBLIOGRAPHIE

(AASHTO), A. A. o. S. H. a. T. O. (2010). American Association of State AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. *AASHTO, Washington, DC*.

Abaqus, I. (2005). Abaqus/explicit: advanced topics-abaqus/explicit vs. abaqus/standard.

Abdalla, J., Hawileh, R., Oudah, F., & Abdelrahman, K. (2009). Energy-based prediction of low-cycle fatigue life of BS 460B and BS B500B steel bars. *Materials & Design, 30*(10), 4405-4413.

ACI. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*.

Ameli, M., Parks, J. E., Brown, D. N., & Pantelides, C. P. (2015). Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction. *PCI Journal, 60*(2), 80-103.

Association, C. C. S. (2014). Canadian Highway Bridge Design Code S6-14: Canada: CSA Canadian Standards Association.

Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering, 36*(6), 991-1000.

Aubrée, N. (2014). *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres.* (École Polytechnique de Montréal).

Bae, S., & Bayrak, O. (2008). Plastic hinge length of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal, 105*(3), 290.

Baker, A. L. L. (1956). *The ultimate load theory applied to the design of reinforced & prestressed concrete frames*: Concrete Publ. Lmd.

Belarbi, A., Ayoub, A., Greene, G., Prakash, S., & Mullapudi, R. (2007). Seismic performance of reinforced concrete bridge columns subjected to combined loading including torsion. Dans *Structural Engineering Research Frontiers* (p. 1-16).

Belleri, A., & Riva, P. (2012). Seismic performance and retrofit of precast concrete grouted sleeve connections. *PCI journal, 57*, 97-109.

Ben Ftima, M. (2013). *Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé: application aux structures massives.* (École Polytechnique de Montréal).

Boulaouad, A. (2016). *Étude de l'effet P-Delta sur les structures élancées.* (Université Mohamed Boudiaf, M'Sila, Algeria).

Bouzaiene, A. H. (1997). Caracterisation et modelisation du comportement non lineaire d'elements en beton arme et non arme sous sollicitations multiaxiales.

Breña, S. F., & Schlick, B. M. (2007). Hysteretic behavior of bridge columns with FRP-jacketed lap splices designed for moderate ductility enhancement. *Journal of Composites for Construction, 11*(6), 565-574.

Brown, J., & Kunnath, S. K. (2000). Low-cycle fatigue behavior of longitudinal reinforcement in reinforced concrete bridge columns.

Buchi, E. (2013). *Interaction Sol-Structure: calcul des impédances et effets sur les fondations.* (Insa de Strasbourg).

Chai, Y. H., Priestley, M. N., & Seible, F. (1991). Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance. *Structural Journal, 88*(5), 572-584.

Charron, J., & Desmettre, C. (2015). Rapport de recherche SR15-01-Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables: Montréal, Qc, Canada: École Polytechnique de Montréal.

Cho, C.-G., Kim, Y.-Y., Feo, L., & Hui, D. (2012). Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar. *Composite Structures, 94*(7), 2246-2253.

Committee, A., Institute, A. C., & Standardization, I. O. f. (2008). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary*.

Corley, W. (1966). Rotational capacity of reinforced concrete beams. *Journal of the Structural Division, 92*(5), 121-146.

CSA-A23.1-WG. (2018). *CSA-A23.1 Draft of Annex S of Chapter 8: Ultra-high performance concrete (HPRC) – CSA-A23.1-19 Working Group*. Toronto.

CSA-S6-TF. (2018). *CSA-S6 Draft of Annex to Chapter 8: Fibre reinforced concrete and ultra-high performance fibre reinforced concrete – CSA-S6-19 Task Force*. Toronto.

Dagenais, M.-A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance.* (École Polytechnique de Montréal).

Dagenais, M.-A., & Massicotte, B. (2016). Cyclic behavior of lap splices strengthened with ultrahigh performance fiber-reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering, 143*(2), 04016163.

Dagenais, M.-A., Massicotte, B., & Boucher-Proulx, G. (2017). Seismic Retrofitting of Rectangular Bridge Piers with Deficient Lap Splices Using Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *Journal of Bridge Engineering, 23*(2), 04017129.

El-Bahy, A., Kunnath, S., Stone, W., & Taylor, A. (1999). Cumulative seismic damage of circular bridge columns: Variable amplitude tests. *ACI Structural Journal, 96*(5), 711-719.

El-Bahy, A., Kunnath, S. K., Stone, W. C., & Taylor, A. W. (1999). Cumulative seismic damage of circular bridge columns: Benchmark and low-cycle fatigue tests. *ACI Structural Journal, 96*, 633-641.

Ftima, M. B., & Massicotte, B. (2014). Utilization of nonlinear finite elements for the design and assessment of large concrete structures. II: Applications. *Journal of Structural Engineering, 141*(9), 04014218.

Garneau, J.-F. (2015). *Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance.* (École Polytechnique de Montréal).

Gulkan, P., & Sozen, M. A. (1974). *Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions.* Communication présentée à Journal Proceedings (vol. 71, p. 604-610).

Haber, Z. B. (2013). *Precast column-footing connections for accelerated bridge construction in seismic zones*: University of Nevada, Reno.

Hachem, M. M., Moehle, J. P., & Mahin, S. A. (2003). *Performance of circular reinforced concrete bridge columns under bidirectional earthquake loading*: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Haraldsson, O. S., Janes, T. M., Eberhard, M. O., & Stanton, J. F. (2013). Seismic resistance of socket connection between footing and precast column. *Journal of Bridge Engineering, 18*(9), 910-919.

Hsieh, S., Ting, E., & Chen, W. (1982). A plastic-fracture model for concrete. *International Journal of Solids and Structures, 18*(3), 181-197.

Huang, X. (2012). Applicability criteria of fiber-section elements for the modelling of RC columns subjected to cyclic loading. *University of Toronto*.

Lagier, Massicotte, & Charron. (2016). 3D nonlinear finite-element modeling of lap splices in UHPFRC. *Journal of Structural Engineering, 142*(11), 04016087.

Lagier, F. E. (2015). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant.* (École Polytechnique de Montréal).

Lehman, D., Moehle, J., Mahin, S., Calderone, A., & Henry, L. (2004). Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering, 130*(6), 869-879.

Lounis, Z., & McAllister, T. P. (2016). Risk-based decision making for sustainable and resilient infrastructure systems. *Journal of Structural Engineering, 142*(9), F4016005.

Manual, C. A. R. (2016). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge®: Computers and Structures, Inc Berkeley, CA.

Marsh, M. L. (2011). *Application of accelerated bridge construction connections in moderate-to-high seismic regions* (vol. 698): Transportation Research Board.

Massicotte, B. (2017). *Calcul des structures en béton armé: concepts de base*: Éditions da Vinci.

Massicotte, B., & Boucher-Proulx, G. (2008). *Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets.* Communication présentée à BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete (p. 969-975).

Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., & Yildiz, E. (2007). EPM3D–A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures. *École Polytechnique de Montréal, Montréal, Que. Report SR07-10*.

Mattock, A. H. (1965). Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams. *Special Publication, 12*, 143-181.

Mendis, P. (2002). Plastic hinge lengths of normal and high-strength concrete in flexure. *Advances in structural engineering, 4*(4), 189-195.

MTQ. (2018). Infrastructures de transport - Structures. Tiré de https://www.diffusion.transports.gouv.qc.ca/ords/pes/f?p=diff:DSI

Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé: analyse et dimensionnement*: Presses inter Polytechnique.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS PRESS, Pavia, Italy.

Priestley, M. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*: John Wiley & Sons.

Rosini, A. (2018). *Conception des connexions en BFUP à la base de piles préfabriquées répondant aux critères de performance sismique.* (École Polytechnique de Montréal).

Russell, H. G., & Graybeal, B. A. (2013). *Ultra-high performance concrete: A state-of-the-art report for the bridge community*.

Sakai, K., & Sheikh, S. A. (1989). What do we know about confinement in reinforced concrete columns. *ACI Structural journal, 86*(2), 192-207.

SAP, C. (2007). Integrated software for structural analysis & design. *Computer and Structures. Inc. Berkeley*.

Sheikh, S. A., & Khoury, S. S. (1993). Confined concrete columns with stubs. *ACI Structural Journal, 90*, 414-414.

Tamahloult, M., & Branci, T. (2011). *Influence de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures des bâtiments.*

Tazarv, M., & Saiid Saiidi, M. (2015). Low-damage precast columns for accelerated bridge construction in high seismic zones. *Journal of Bridge Engineering, 21*(3), 04015056.

Tazarv, M., & Saiidi, M. S. (2015). UHPC-filled duct connections for accelerated bridge construction of RC columns in high seismic zones. *Engineering Structures, 99*, 413-422.

Willam, K., & Warnke, E. (1974). *Constitutive Model for Triaxial Behaviour of Concrete", Seminar on Concrete Structures Subject to Triaxial Stresses.* Communication présentée à International Association of Bridge and Structural Engineering Conference, Bergamo, Italy (p. 174).

ANNEXE A – DIMENSIONNEMENT DES PILES

Dimensionnement de la colonne

Pour savoir le moment appliqué à la base, il suffit de trouver le moment résistant ultime de la colonne. Les logiciels SAP2000 ainsi que Response2000 permettent de tracer le diagramme d'interaction (M-P). Une résistance probable du béton de 62,5 MPa, une résistance de l'acier à l'ultime de 600 MPa et des coefficients phi égaux à 1.0 permettent d'obtenir une résistance probable de 1000 kN-m avec SAP2000 et de 1020 kN-m avec Response2000, pour une charge axiale de 1000 kN. Pour éviter toute rupture dans la semelle, une valeur de 1,3 fois ces valeurs (1300 kN-m) sera utilisée pour le dimensionnement de celle-ci. En supposant également que la force sera appliquée à la moitié du chevêtre, cela génère un effort tranchant d'environ 400 kN.

Résistance en cisaillement

Dans l'article 4.7.5.2.4 de la norme CSA-S6-14, on suppose que la zone de rotule plastique se prolonge à une certaine distance du bas du chevêtre au haut des poteaux et à une certaine distance du dessus des fondations au bas des poteaux. Cette distance correspond au maximum entre la dimension transversale maximale du poteau, un sixième de la hauteur libre du poteau ou bien 450mm. Pour cette conception, cette valeur est prise égale à 600 mm. Il faut toutefois prolonger l'armature transversale dans la semelle et le chevêtre selon l'article 4.7.5.4. Cette distance est prise comme étant égale à la plus grande valeur entre 0,5 fois la dimension maximale du poteau et 400 mm. On obtient ainsi une valeur de 400 mm.

La norme mentionne ensuite différentes restrictions sur l'armature transversale à l'intérieur et à l'extérieur de la zone de rotule plastique. Dans la zone de rotule plastique, la norme A23.3 [4.7.5.2.6] dicte un espacement entre axes de l'armature transversale maximal de 0,25 fois la dimension minimale de l'élément, six fois le diamètre de l'armature longitudinale et 150 mm. Dans ce cas-ci, ces trois valeurs donnent 150 mm.

Armature transversale dans la zone de rotule plastique

L'article 4.7.5.2.5 donne la formule pour la valeur minimum du rapport de l'armature hélicoïdale ρ_s à considérer.

$$\rho_s = 0{,}12\frac{f_c^{'}}{f_y}\left[0{,}5+\frac{1{,}25P_f}{\phi_c f_c^{'} A_g}\right] \tag{A.1}$$

On obtient ainsi un ρ_s= 1,50%. On peut ensuite convertir la valeur de ρ_s en espacement selon la formule suivante :

$$\rho_s = \frac{Volume\,des\,spirales}{Volume\,du\,béton\,confiné} \approx \frac{4A_{sp}}{D_c\ s} \tag{A.2}$$

Où D_c est le diamètre externe du noyau et A_{sp} est l'aire des spirales. En considérant un diamètre des étriers de 15mm et un enrobage de 50mm, on obtient un espacement de maximal de 100mm. En tenant compte de ces restrictions, on peut vérifier la résistance de la colonne avec les équations suivantes pour un β dans la zone de rotule plastique de 0.1 [4.7.5.2.4].

$$V_c = \lambda\ \phi_c\ \beta\sqrt{f_c^{'}}A_{cisaillement} = 1{,}0\times 0{,}75\times 0{,}1\times\sqrt{50}\times 0{,}9\frac{\pi\times 0{,}6m^2}{4} = 135\text{ kN} \tag{A.3}$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s\,tan\theta} = \frac{0{,}9\times 2\times 200\times 400\times 0{,}72\times 600}{100\times\tan(45)} = 622\text{ kN} \tag{A.4}$$

La somme de ces deux résistances (757 kN) est nettement supérieure à l'effort tranchant appliqué de 400 kN.

Armature transversale à l'extérieur des zones de rotule plastique

La formule pour la valeur minimum du rapport de l'armature hélicoïdale ρ_s à considérer est définie à l'article 8.14.4.2.

$$\rho_s = 0{,}45\left[\frac{A_g}{A_c}-1\right]\frac{f_c^{'}}{f_y}\left[0{,}5+\frac{1{,}25P_f}{\phi_c f_c^{'} A_g}\right] \tag{A.5}$$

où A_c est l'aire du noyau, mesurée à l'extérieur des spirales. On obtient ainsi un espacement maximal d'environ 200 mm. On peut ensuite vérifier la résistance avec cet espacement.

$$V_c = \lambda\phi_c\beta\sqrt{f_c^{'}}A_{cisaillement} = 1{,}0\times 0{,}75\times 0{,}18\times\sqrt{50}\times 0{,}9\frac{\pi\times(0{,}6m)^2}{4} = 243\text{ kN} \tag{A.6}$$

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s\,tan\theta} = \frac{0{,}9\times 2\times 200\times 400\times 0{,}72\times 600}{200\times\tan(45)} = 311\text{ kN} \tag{A.7}$$

La résistance totale de la colonne est donc suffisante pour résister à l'effort tranchant.

Dimensionnement de la semelle

Contrairement à une semelle ordinaire qui nécessite de l'armature de flexion dans le bas de la semelle, le fait de l'ancrer au sol de fondation génère plutôt un moment négatif qui nécessite une quantité importante d'armature au haut de la semelle. De façon conservatrice, on peut dire que la totalité du moment fléchissant doit être reprise par les armatures dans le haut de la semelle. On peut donc approximer la quantité d'armatures nécessaire pour y résister avec l'équation

$$A_s \geq \frac{M_f}{\phi_s f_y \times 0,9d} = \frac{1300 \text{ kN-m}}{0,9 \times 400\text{MPa} \times 0,9 \times 0,658\text{m}} \times 1000 = 6098 \text{ mm}^2 \tag{A.8}$$

Cette quantité d'armature correspond environ à 12 barres 25M. On peut ensuite vérifier que le moment résistant est supérieur au moment appliqué.

$$\begin{aligned} M_r &= \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{\phi_s A_s f_y}{2\phi_c \alpha_1 f_c^{'} b} \right) \\ &= 0,9 \times 6000 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa} \times \left(658 \text{ mm} - \frac{0,9 \times 6000 \text{ mm}^2 \times 400 \text{ MPa}}{2 \times 0,75 \times 0,775 \times 50 \times 1000} \right) = 1341 \text{ kN-m} \end{aligned} \tag{A.9}$$

De manière conservatrice et pour éviter la fissuration, 12 barres 25M seront également distribuées dans le bas de la semelle. Pour ce qui est de la direction transversale, l'armature minimale est suffisante puisqu'aucune charge n'est appliquée dans cette direction. Cette armature augmentera aussi la résistance en cisaillement de la semelle.

$$A_{smin} = 0,002 A_g = 0,002 \times 2\text{m} \times 0,7\text{m} \times 1000^2 = 2800\text{mm}^2 \tag{A.10}$$

Ainsi, 8 barres 20M sont donc amplement suffisantes dans le haut et le bas de la semelle pour la direction transversale.

Pour ce qui a trait à l'effort tranchant, il est important de vérifier ce dernier entre les barres d'ancrage en traction et la face de la colonne soumise à de la traction. On peut estimer la force dans les barres d'ancrage avec un simple diagramme des moments :

$$T_f = \frac{M_f}{distance\, entre\, les\, ancrages} = \frac{1300 \text{ kN-m}}{1,5\text{m}} = 867 \text{ kN} \tag{A.11}$$

On peut ensuite vérifier que la résistance au cisaillement de la poutre est supérieure à T_f.

$$\begin{aligned} V_c &= \lambda \phi_c \beta \sqrt{f_c^{'}} A_{cisaillement} \\ &= 1,0 \times 0,75 \times 0,18 \times \sqrt{50} \times 0,9 \times (1200\text{mm} \times 700\text{mm}) = 722\,\text{kN} \end{aligned} \tag{A.12}$$

Cependant, puisque la colonne est soumise à plusieurs cycles, la résistance au cisaillement du béton est inférieure à celle calculée. On doit donc prévoir plus d'étriers. Dans cette optique, 6 étriers en crochet seront utilisés pour augmenter cette résistance et diminuer la fissuration.

$$V_s = \phi_s A_v f_y = 0,9 \times 6 \times 300\text{mm}^2 \times 400\text{MPa} = 648\,\text{kN} \tag{A.13}$$

$$V_r = V_s + V_c = 722\text{kN} + 648\text{kN} = 1370\,\text{kN} \tag{A.14}$$

La résistance au cisaillement est donc nettement suffisante.